



UNIVERSITAT POLITÈCNICA  
DE CATALUNYA  
BARCELONATECH

# *Metodología para estimación del daño sísmico en edificios en base a modelos numéricos avanzados y monitorizaciones RAR*

**Esteban Marcelo Cabrera Vélez**

**ADVERTIMENT** La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del repositori institucional UPCommons (<http://upcommons.upc.edu/tesis>) i el repositori cooperatiu TDX (<http://www.tdx.cat/>) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual **únicament per a usos privats** emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei UPCommons o TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a UPCommons (*framing*). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

**ADVERTENCIA** La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del repositorio institucional UPCommons (<http://upcommons.upc.edu/tesis>) y el repositorio cooperativo TDR (<http://www.tdx.cat/?locale-attribute=es>) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual **únicamente para usos privados enmarcados** en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio UPCommons. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a UPCommons (*framing*). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

**WARNING** On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the institutional repository UPCommons (<http://upcommons.upc.edu/tesis>) and the cooperative repository TDX (<http://www.tdx.cat/?locale-attribute=en>) has been authorized by the titular of the intellectual property rights **only for private uses** placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading nor availability from a site foreign to the UPCommons service. Introducing its content in a window or frame foreign to the UPCommons service is not authorized (*framing*). These rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author.



UNIVERSITAT POLITÈCNICA  
DE CATALUNYA  
BARCELONATECH

PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL

**METODOLOGÍA PARA ESTIMACIÓN DEL DAÑO SÍSMICO EN EDIFICIOS  
EN BASE A MODELOS NUMÉRICOS AVANZADOS Y MONITORIZACIONES RAR**

Tesis presentada para obtener el título de Doctor por la  
Universitat Politècnica de Catalunya

**Por:**

Esteban Marcelo Cabrera Vélez

**Directores:**

José Ramón González-Drigo

Guido Luzi

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA)

Barcelona, septiembre 2022



*A mi familia, pero sobre todo para Nicolás,  
lo que empieces, termínalo.*



## **Agradecimientos**

Este trabajo se ha llevado a cabo gracias a una beca concedida por la Secretaría Nacional de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación del Ecuador (Senescyt).

De igual manera, a la Universidad del Azuay (UDA) por haberme apoyado para seguir creciendo, pero sobre todo, por permitirme transmitir lo aprendido.

A todos los profesores de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC Barcelonatech) con quienes tuve la suerte de compartir.

Al profesor Lluís Pujades por ser una guía constante en la búsqueda de respuestas.

A mi Director José Ramón González-Drigo por estar siempre pendiente de que esto se lleve a cabo pero sobre todo por la amistad y la ayuda constante en estos años.

A mi Co-Director Guido Luzi por transmitirme lo necesario para entrar en el campo de las señales y la teledetección.

A Miriam, por haberme acompañado con su amistad durante toda mi estancia y, además, por seguir ahí hasta hoy.

A mi gran amigo Marcelo “El Doc”, con quien me reencontré, y quien fue mi apoyo en los momentos difíciles.

A Edu, con quien compartimos la afición a la guitarra eléctrica y a la música.

A Roxy Saldaña, Juan Jiménez, y muchos más que puedo estar omitiendo de forma involuntaria, más no significa que no les guarde un profundo agradecimiento.

A mi familia, mis padres y mis hermanos, por su paciencia y constante apoyo, a Majo, con su compañía este transitar se volvió más ligero, y a Nicolás, quien con su alegría y cariño me motiva a seguir adelante todos los días.

Finalmente, a Barcelona, que fue la ciudad que me dio otra perspectiva y me brindó un nuevo horizonte porque me fui sólo, pero regresé completo.



## Resumen

En escenarios post-sísmicos, la evaluación rápida y segura del daño estructural es esencial para desarrollar una respuesta eficaz durante las etapas de recuperación, rehabilitación y reconstrucción. Es prometedor el desarrollo de nuevas herramientas de inspección basadas en el uso de sensores remotos que hacen innecesario el acceso al interior de los edificios dañados, salvaguardando de este modo, la vida de los técnicos.

Este trabajo de tesis investiga la viabilidad de utilizar vibraciones naturales para detectar el estado de salud estructural de los edificios, con el objeto de distinguir estados estructuralmente inseguros o inestables de configuraciones seguras. La base teórica que sustenta la investigación es que las propiedades modales de los edificios cambian con la acumulación de daño. Tres ejes estructuran la propuesta para desarrollar nuevas herramientas de inspección seguras y de rápida aplicación: i) La modelización numérica avanzada de los edificios en tres dimensiones (3D); ii) La aplicación de metodologías avanzadas de evaluación de la vulnerabilidad, la fragilidad y el daño sísmico de las estructuras; iii) La utilización de tecnología original y novedosa basada en la interferometría de microondas y empleando un radar de apertura real (RAR), para la medición remota de vibraciones en estructuras excitadas por ruido ambiente. El objeto de estudio han sido construcciones habitacionales de altura media pertenecientes a una de las tipologías constructivas más comunes en España como son los edificios de hormigón armado con forjados reticulares o unidireccionales y con un sistema de cerramientos contruidos con fábrica de ladrillo cerámico hueco. Como casos de estudio, se han seleccionado dos edificios afectados por el sismo (Mw 5,1), ocurrido en Lorca el 11 de mayo de 2011, y un edificio sano y en servicio situado en Barcelona.

La metodología utilizada para estimar la vulnerabilidad y los estados de daño observados en estos edificios, son los considerados como estándares en los programas avanzados de análisis del riesgo sísmico. Los cálculos necesarios para evaluar el comportamiento modal, así como el desempeño estructural frente a demandas sísmicas específicas, son el método del espectro de capacidad y los



análisis dinámicos incrementales aplicados utilizando modelos numéricos avanzados de los edificios y tomando en consideración la direccionalidad de la acción sísmica. En base al software de análisis de estructuras utilizado, se propone una metodología original y práctica para la obtención del índice de daño de la estructura evaluable en cada paso del análisis por empuje lateral incremental (*pushover*). Esta metodología obtiene un índice de daño en base a los resultados almacenados por la aplicación de cálculo en cada etapa del análisis *pushover*. Los resultados de esta propuesta han sido contrastados con los índices de daño obtenidos utilizando otras metodologías avanzadas con resultados muy satisfactorios.

Otros resultados destacables se han obtenido con el estudio la variación de los parámetros modales con la acumulación de daño. Las variaciones de los períodos fundamentales han demostrado ser un buen indicador de la acumulación de daño. También se ha explorado la variación de los factores de participación de masas con el incremento de daño.

Se han generado modelos numéricos de un mismo edificio con diferentes acumulaciones de daño por sismo. Esto ha permitido comparar las configuraciones de daño con la configuración del edificio sano e identificar y cuantificar la aportación de los cerramientos no estructurales en el comportamiento dinámico y en la capacidad resistente del edificio.

Una conclusión general es que la tecnología RAR, no invasiva y a distancia, puede contribuir a reducir sustancialmente los tiempos de inspección y mitigar el riesgo para inspectores y equipos técnicos durante las evaluaciones de edificios en escenarios post-sísmico o dañados por otras causas naturales o antropogénicas.

## **Abstract**

In post-seismic scenarios, the rapid and safe evaluation of structural damage is essential to develop an effective response during the recovery, rehabilitation and reconstruction stages. The development of new inspection tools based on the use of remote sensors that make access to the interior of damaged buildings unnecessary, thus safeguarding the lives of technicians, is promising.

This thesis work investigates the feasibility of using natural vibrations to detect the structural health status of buildings, in order to distinguish structurally unsafe or unstable states from safe configurations. The theoretical basis underlying the research is that the modal properties of buildings change with damage accumulation. Three axes structure the proposal to develop new safe and rapidly applicable inspection tools: i) Advanced numerical modelling of buildings in three dimensions (3D); ii) The application of advanced methodologies for assessing the vulnerability, fragility and seismic damage of structures; iii) The use of original and novel technology based on microwave interferometry and using a real aperture radar (RAR), for the remote measurement of vibrations in structures excited by ambient noise. The object of study has been medium-rise housing constructions belonging to one of the most common construction typologies in Spain, such as reinforced concrete buildings with bidirectional or unidirectional slabs and with an inner wall system built with hollow ceramic brick masonry. As case studies, two buildings affected by the earthquake (Mw 5.1), which occurred in Lorca on May 11, 2011, and an operational building located in Barcelona have been selected.

The methodology used to estimate the vulnerability and damage states observed in these buildings are those considered as standards in advanced seismic risk analysis programs. The necessary calculations to evaluate the modal behaviour, as well as the structural performance against specific seismic demands, are the capacity spectrum method and the incremental dynamic analyses applied using advanced numerical models of the buildings and taking into account the directionality of the seismic action. Based on the structure analysis software used, an original and practical methodology is proposed to obtain the damage index of the structure that

can be evaluated at each step of the incremental lateral pushover analysis. This methodology obtains a damage index based on the results stored by the calculation software at each stage of the pushover analysis. The results of this proposal have been satisfactorily compared with the damage indices obtained using other advanced methodologies.

Other remarkable results have been obtained studying the variation of the modal parameters with the accumulation of damage. The variations of the fundamental periods have proven to be a good indicator of the accumulation of damage. The variation of mass participation factors with increasing damage has also been explored. Numerical models of the same building having different accumulations of earthquake damage have been generated. This has made it possible to compare the damage configurations with the configuration of the healthy operational building and to identify and quantify the contribution of the non-structural inner walls in the dynamic behaviour and the resistance capacity of the building.

A general conclusion is that RAR technology, non-invasive and remote, can contribute to substantially reduce inspection times and mitigate the risk for inspectors and technical teams during the evaluations of buildings in post-seismic scenarios or damaged by other natural or anthropogenic causes.

# Índice de contenidos

|   |              |
|---|--------------|
| <b>AGRADECIMIENTOS</b>  | <b>V</b>     |
| <b>RESUMEN</b>  | <b>VII</b>   |
| <b>ABSTRACT</b>   | <b>IX</b>    |
| <b>ÍNDICE DE CONTENIDOS</b>   | <b>XI</b>    |
| <b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>  | <b>XVII</b>  |
| <b>ÍNDICE DE TABLAS</b>   | <b>XXVII</b> |
| <br>  |              |
| <b>1. INTRODUCCIÓN</b>  | <b>1</b>     |
| <br>  |              |
| <b>1.1 MOTIVACIÓN</b>   | <b>8</b>     |
| <b>1.2 OBJETIVOS</b>  | <b>10</b>    |
| 1.2.1 OBJETIVOS GENERALES   | 10           |
| 1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS   | 11           |
| <b>1.3 METODOLOGÍA</b>  | <b>14</b>    |
| <b>1.4 RESULTADOS ESPERADOS</b>   | <b>17</b>    |
| <b>1.5 ESTRUCTURA DE LA MEMORIA</b>                                     | <b>18</b>    |
| <br>  |              |
| <b>2. DEMANDA SÍSMICA</b>   | <b>21</b>    |
| <br>  |              |
| <b>2.1 INTRODUCCIÓN</b>   | <b>21</b>    |
| <b>2.2 ESPECTRO DE RESPUESTA</b>  | <b>22</b>    |
| <b>2.3 ESPECTRO DE DISEÑO</b>   | <b>28</b>    |
| 2.3.1 EL FORMATO SA-Sd (ADRS)   | 32           |
| <b>2.4 ESCENARIO SÍSMICO PARA BARCELONA</b>                             | <b>34</b>    |
| 2.4.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO                                    | 36           |
| <b>2.5 ACELEROGRAMAS</b>  | <b>39</b>    |
| 2.5.1 ACELEROGRAMAS HÍBRIDOS  | 40           |
| 2.5.2 ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS  | 41           |
| 2.5.3 ACELEROGRAMAS REALES  | 41           |
| <b>2.6 BASE DE DATOS Y ESPECTRO OBJETIVO</b>                            | <b>42</b>    |
| 2.6.1 ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS PARA EL EDIFICIO SAN FERNANDO (LORCA) | 42           |
| 2.6.2 SEÑALES SELECCIONADAS PARA EL EDIFICIO OMEGA (BARCELONA)          | 44           |
| <b>2.7 EFECTOS DE DIRECCIONALIDAD</b>                                   | <b>45</b>    |
|   | xi           |

|            |  |                   |
|------------|--|-------------------|
| <b>2.8</b> | <b>RESUMEN Y CONCLUSIONES</b>  | <b>50</b>         |
| <b>3.</b>  | <b><u>CAPACIDAD ESTRUCTURAL. MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEAL</u></b>       | <b><u>53</u></b>  |
| <b>3.1</b> | <b>INTRODUCCIÓN (MÉTODOS DE ANÁLISIS NO LINEAL)</b>                      | <b>53</b>         |
| <b>3.2</b> | <b>ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD</b> | <b>54</b>         |
| 3.2.1      | EL EDIFICIO. CURVA DE CAPACIDAD Y ESPECTRO DE CAPACIDAD                  | 54                |
| 3.2.2      | EL PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA (PUNTO DE DESEMPEÑO)                   | 58                |
| <b>3.3</b> | <b>EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL</b>                                  | <b>70</b>         |
| <b>3.4</b> | <b>LOS ESTADOS DE DAÑO</b>   | <b>79</b>         |
| <b>3.5</b> | <b>CURVAS DE FRAGILIDAD</b>  | <b>80</b>         |
| <b>3.6</b> | <b>ÍNDICE DE DAÑO</b>  | <b>82</b>         |
| <b>3.7</b> | <b>LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA</b>                                       | <b>84</b>         |
| 3.7.1      | MODOS DE FALLA DE LA MAMPOSTERÍA NO REFORZADA                            | 85                |
| 3.7.2      | MODELOS NUMÉRICOS PARA EL ANÁLISIS DE LA MAMPOSTERÍA                     | 88                |
| <b>3.8</b> | <b>RESUMEN Y CONCLUSIONES</b>  | <b>91</b>         |
| <b>4.</b>  | <b><u>LA TECNOLOGÍA RADAR</u></b>  | <b><u>95</u></b>  |
| <b>4.1</b> | <b>INTRODUCCIÓN</b>  | <b>95</b>         |
| <b>4.2</b> | <b>LA TECNOLOGÍA RADAR</b>   | <b>98</b>         |
| 4.2.1      | PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO  | 98                |
| 4.2.2      | EL INSTRUMENTO DE MEDICIÓN   | 102               |
| <b>4.3</b> | <b>LAS CAMPAÑAS DE MONITOREO. REGISTROS Y POST PROCESADO</b>             | <b>104</b>        |
| 4.3.1      | EDIFICIO SAN FERNANDO  | 104               |
| 4.3.2      | EDIFICIO LA VIÑA   | 108               |
| 4.3.3      | EDIFICIO OMEGA   | 112               |
| <b>4.4</b> | <b>RESUMEN Y CONCLUSIONES</b>  | <b>117</b>        |
| <b>5.</b>  | <b><u>LOS EDIFICIOS</u></b>  | <b><u>123</u></b> |
| <b>5.1</b> | <b>INTRODUCCIÓN</b>  | <b>123</b>        |
| <b>5.2</b> | <b>EL BLOQUE 11 DEL BARRIO SAN FERNANDO</b>                              | <b>126</b>        |
| 5.2.1      | DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL  | 129               |
| 5.2.2      | DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO  | 133               |

|            |   |            |
|------------|---|------------|
| 5.2.3      | LAS CURVAS DE CAPACIDAD DEL BLOQUE 11   | 139        |
| 5.2.4      | ANÁLISIS MODAL Y RESULTADOS DE INTERFEROMETRÍA RADAR RAR                              | 140        |
| 5.2.5      | ANÁLISIS DINÁMICO   | 146        |
| 5.2.6      | ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL   | 148        |
| <b>5.3</b> | <b>EDIFICIO LA VIÑA</b>   | <b>151</b> |
| 5.3.1      | DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL   | 152        |
| 5.3.2      | DESCRIPCIÓN DEL MODELO  | 157        |
| 5.3.3      | MODELOS NUMÉRICOS DEL EDIFICIO LA VIÑA. ANÁLISIS MODAL Y CAPACIDAD                    | 160        |
| 5.3.4      | ANÁLISIS MODAL EXPERIMENTAL. RESULTADOS DE INTERFEROMETRÍA RAR                        | 162        |
| 5.3.5      | ANÁLISIS DINÁMICO   | 167        |
| <b>5.4</b> | <b>EL EDIFICIO OMEGA</b>  | <b>170</b> |
| 5.4.1      | DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL   | 170        |
| 5.4.2      | DESCRIPCIÓN DEL MODELO  | 172        |
| 5.4.3      | EDIFICIO OMEGA. ANÁLISIS MODAL Y CAPACIDAD  | 174        |
| 5.4.4      | ANÁLISIS MODAL EXPERIMENTAL. RESULTADOS DE INTERFEROMETRÍA RAR                        | 176        |
| 5.4.5      | ANÁLISIS DINÁMICO   | 179        |
| <b>5.5</b> | <b>RESUMEN Y CONCLUSIONES</b>   | <b>181</b> |
| <b>6.</b>  | <b>ÍNDICE DE DAÑO</b>   | <b>183</b> |
| <b>6.1</b> | <b>EL ÍNDICE DE DAÑO MEDIO</b>  | <b>186</b> |
| <b>6.2</b> | <b>NUEVO ÍNDICE DE DAÑO ESTRUCTURAL</b>   | <b>187</b> |
| 6.2.1      | CONTRIBUCIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS   | 188        |
| 6.2.2      | METODOLOGÍA   | 190        |
| <b>6.3</b> | <b>NUEVO ÍNDICE DE DAÑO Y CALIBRACIÓN CON EL MODELO PARAMÉTRICO</b>                   | <b>192</b> |
| 6.3.1      | FRAGILIDAD Y DAÑO   | 197        |
| <b>6.4</b> | <b>EDIFICIO SAN FERNANDO. ANÁLISIS DEL DAÑO</b>                                       | <b>200</b> |
| 6.4.1      | ANÁLISIS DE DAÑO EN FUNCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA                  | 201        |
| 6.4.2      | ANÁLISIS DEL DAÑO ATENDIENDO A LA DIRECCIONALIDAD DE LA ACCIÓN SÍSMICA                | 207        |
| <b>6.5</b> | <b>EDIFICIO LA VIÑA. ANÁLISIS DEL DAÑO</b>  | <b>209</b> |
| 6.5.1      | ANÁLISIS DEL DAÑO SOBRE MODELOS CON Y SIN CERRAMIENTOS                                | 210        |
| 6.5.2      | DAÑO Y DIRECCIONALIDAD DE LA ACCIÓN SÍSMICA   | 212        |
| 6.5.3      | EFFECTO DE LA DIRECCIONALIDAD EN EL ÍNDICE DE DAÑO MEDIO Y EN EL NUEVO ÍNDICE DE DAÑO | 213        |
| 6.5.4      | ANÁLISIS DINÁMICO Y DIRECCIONALIDAD   | 215        |

|            |   |            |
|------------|---|------------|
| <b>6.6</b> | <b>EDIFICIO OMEGA. ANÁLISIS DEL DAÑO</b>                              | <b>216</b> |
| 6.6.1      | ANÁLISIS DE DIRECCIONALIDAD   | 223        |
| 6.6.2      | ÍNDICE DE DAÑO  | 225        |
| <b>6.7</b> | <b>RESUMEN Y CONCLUSIONES</b>   | <b>230</b> |
| <b>7.</b>  | <b><u>SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL DAÑO ESTRUCTURAL</u></b>                | <b>235</b> |
| <b>7.1</b> | <b>INTRODUCCIÓN</b>   | <b>235</b> |
| <b>7.2</b> | <b>METODOLOGÍA</b>  | <b>239</b> |
| <b>7.3</b> | <b>SIMULACIÓN DE DAÑO</b>   | <b>242</b> |
| <b>7.4</b> | <b>RESULTADOS Y COMPARACIÓN CON LAS MEDIDAS RAR</b>                   | <b>243</b> |
| <b>7.5</b> | <b>RESUMEN Y CONCLUSIONES</b>   | <b>254</b> |
| <b>8.</b>  | <b><u>RESUMEN, CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN</u></b> | <b>257</b> |
| <b>8.1</b> | <b>LA ACCIÓN SÍSMICA. ESPECTROS, ACELEROGRAMAS Y DIRECCIONALIDAD</b>  | <b>259</b> |
| 8.1.1      | LOS ESPECTROS SÍSMICOS  | 259        |
| 8.1.2      | LOS ACELEROGRAMAS   | 259        |
| 8.1.3      | LA DIRECCIONALIDAD SÍSMICA  | 261        |
| <b>8.2</b> | <b>MÉTODOS DE ANÁLISIS</b>  | <b>261</b> |
| 8.2.1      | ANÁLISIS PUSHOVER   | 262        |
| 8.2.2      | MÉTODO DEL PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA                             | 263        |
| 8.2.3      | ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL   | 263        |
| 8.2.4      | FRAGILIDAD Y DAÑO   | 264        |
| 8.2.5      | LOS CERRAMIENTOS  | 264        |
| <b>8.3</b> | <b>EL RADAR INTERFEROMÉTRICO DE APERTURA REAL (RAR)</b>               | <b>265</b> |
| 8.3.1      | EL EQUIPO RAR Y LAS CAMPAÑAS DE MONITORIZACIÓN                        | 266        |
| 8.3.2      | TRATAMIENTO DE LAS SEÑALES  | 266        |
| 8.3.3      | MONITORIZACIÓN DEL EDIFICIO SAN FERNANDO (LORCA)                      | 267        |
| 8.3.4      | MONITORIZACIÓN DEL EDIFICIO LA VIÑA (LORCA)                           | 268        |
| 8.3.5      | MONITORIZACIÓN DEL EDIFICIO OMEGA (BARCELONA)                         | 268        |
| 8.3.6      | CALIBRACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS                                      | 268        |
| 8.3.7      | CONCLUSIONES  | 269        |
| <b>8.4</b> | <b>EDIFICIOS. MODELIZACIÓN NUMÉRICA, CALIBRACIÓN Y ANÁLISIS</b>       | <b>271</b> |
| 8.4.1      | ELEMENTOS DE MODELIZACIÓN   | 272        |

|                     |  |            |
|---------------------|--|------------|
| 8.4.2               | EDIFICIO SAN FERNANDO  | 273        |
| 8.4.3               | EDIFICIO LA VIÑA   | 275        |
| 8.4.4               | EDIFICIO OMEGA   | 276        |
| 8.4.5               | CONCLUSIONES   | 277        |
| <b>8.5</b>          | <b>FRAGILIDAD Y DAÑO. INFLUENCIA DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES Y DIRECCIONALIDAD</b> | <b>279</b> |
| 8.5.1               | ÍNDICE-SAP DE DAÑO. NUEVA PROPUESTA  | 279        |
| 8.5.2               | MODELOS DE FRAGILIDAD E ÍNDICES DE DAÑO  | 279        |
| 8.5.3               | EDIFICIO SAN FERNANDO  | 280        |
| 8.5.4               | EDIFICIO LA VIÑA   | 281        |
| 8.5.5               | EDIFICIO OMEGA   | 282        |
| 8.5.6               | CONCLUSIONES   | 283        |
| <b>8.6</b>          | <b>SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL DAÑO ESTRUCTURAL</b>                                      | <b>284</b> |
| 8.6.1               | INFORMES TÉCNICOS DE DAÑOS, MONITORIZACIÓN RAR Y MODELOS DE EDIFICIO DAÑADO          | 284        |
| 8.6.2               | EVOLUCIÓN DEL DAÑO. CONTRIBUCIÓN DE LOS CERRAMIENTOS                                 | 285        |
| 8.6.3               | EVOLUCIÓN DE LOS PERÍODOS FUNDAMENTALES CON EL DAÑO                                  | 285        |
| 8.6.4               | EVOLUCIÓN DE LA PARTICIPACIÓN DE MASAS CON EL DAÑO                                   | 286        |
| 8.6.5               | CONCLUSIONES   | 286        |
| <b>8.7</b>          | <b>SÍNTESIS DE CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>                                    | <b>287</b> |
| 8.7.1               | MODELIZACIÓN NUMÉRICA  | 287        |
| 8.7.2               | MONITORIZACIÓN RAR   | 288        |
| 8.7.3               | ANÁLISIS DEL DAÑO  | 289        |
| <b>8.8</b>          | <b>LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN</b>   | <b>291</b> |
| 8.8.1               | LA INTERFEROMETRÍA RAR   | 291        |
| 8.8.2               | LA MODELIZACIÓN NUMÉRICA   | 291        |
| 8.8.3               | LA APROXIMACIÓN PROBABILISTA AL PROBLEMA   | 292        |
| 8.8.4               | LA INTERACCIÓN CON EL SUELO  | 293        |
| 8.8.5               | EL MODELO DE DAÑO  | 293        |
| <b>BIBLIOGRAFÍA</b> |  | <b>295</b> |

---





## Índice de figuras

|   |    |
|---|----|
| FIGURA 1-1: ESQUEMA ILUSTRATIVO PARA OBTENER LA CURVA DE CAPACIDAD (FUENTE: ATC-40, 1996)   | 15 |
| FIGURA 1-2: ESPECTRO DE RESPUESTA Y ESPECTRO DE DISEÑO  | 16 |
| FIGURA 2-1: ESQUEMA ILUSTRATIVO DE UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD CON AMORTIGUACIÓN   | 24 |
| FIGURA 2-2: REGISTROS DE ACELERACIÓN DE LAS COMPONENTES HORIZONTALES (E30N Y N30W) DEL TERREMOTO DE LORCA (MURCIA) DE MAYO DE 2011  | 25 |
| FIGURA 2-3: ESPECTROS DE RESPUESTA PARA LAS COMPONENTES DE ACELERACIÓN HORIZONTALES (N-S Y E-W) DEL TERREMOTO DE LORCA (MURCIA) DE MAYO DE 2011   | 25 |
| FIGURA 2-4: MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA, SEGÚN LA NORMA NCSE-02 (FUENTE: NCSE-02, 2009)  | 28 |
| FIGURA 2-5: ESPECTROS DE DISEÑO DE LA NORMA NCSE-02 (FUENTE: NCSE-02, 2009)   | 29 |
| FIGURA 2-6: ESPECTROS DE DISEÑO TIPO II DEL EUROCÓDIGO 8 PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELO  | 31 |
| FIGURA 2-7: ESPECTROS EN FORMATO ADRS Y PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELO, SEGÚN EL EUROCÓDIGO-8 (EC-8, 2004) (A), Y SEGÚN LA NCSE-02 (B)   | 33 |
| FIGURA 2-8: ESPECTROS DE RESPUESTA, EN FORMATO ADRS, PARA LAS COMPONENTES HORIZONTALES (N-S, E-W) DE LOS ACELEROGRAMAS DEL TERREMOTO DE LORCA DE MAYO DE 2011   | 33 |
| FIGURA 2-9: ESPECTROS DE RESPUESTA, EN FORMATO SA-T (A) Y SA-Sd (B), PARA LOS ESPECTROS DE DISEÑO DEL EUROCÓDIGO-8, EN NEGRO, Y DE LA NCSE-02, EN AZUL, COMPARADOS CON LOS ESPECTROS DE LAS COMPONENTES HORIZONTALES DE ACELERACIÓN (N-S, E-W), EN ROJO, DEL TERREMOTO DE LORCA DE MAYO DE 2011           | 34 |
| FIGURA 2-10: ZONAS DE MICROZONACIÓN SÍSMICA DE BARCELONA DEFINIDAS POR CID (2001) (FUENTE: IRIZARRY, 2004)  | 35 |
| FIGURA 2-11: DEMANDA SÍSMICA, DETERMINISTA Y PROBABILISTA, PARA TODAS LAS ZONAS DEFINIDAS PARA BARCELONA (A) FORMATO SA – T, B) FORMATO ADRS  | 37 |
| FIGURA 2-12: ESCENARIO SÍSMICO DETERMINISTA Y PROBABILISTA PARA EL EDIFICIO OMEGA EN BARCELONA. A) FORMATO SA – T, B) FORMATO ADRS  | 38 |
| FIGURA 2-13: COMPARACIÓN DE LOS ESCENARIOS SÍSMICOS APLICABLES A LA CIUDAD DE BARCELONA   | 39 |
| FIGURA 2-14: ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS EN LA EUROPEAN STRONG-MOTION DATABASE, CON SUS RESPECTIVOS ESPECTROS DE RESPUESTA, CALCULADOS Y COMPARADOS CON EL ESPECTRO OBJETIVO PRESCRITO POR EL EC-8 TIPO II Y SUELO TIPO B, PARA LORCA (MURCIA). EN CADA CASO SE INDICA EL ERROR CUADRÁTICO MEDIO OBTENIDO | 44 |
| FIGURA 2-15: ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS EN LA EUROPEAN STRONG-MOTION DATABASE, CON SUS RESPECTIVOS ESPECTROS DE RESPUESTA, CALCULADOS Y COMPARADOS CON EL ESPECTRO OBJETIVO, DETERMINISTA, OBTENIDO POR IRIZARRY (2004) PARA BARCELONA   | 45 |
| FIGURA 2-16: COMPONENTES HORIZONTALES DE ACELERACIÓN DEL TERREMOTO DE LORCA DE MAYO DE 2011, ROTADAS ENTRE 0° Y 180°, A) COMPONENTE EN, B) COMPONENTE NW  | 46 |
| FIGURA 2-17: COMPONENTES HORIZONTALES ROTADAS DEL TERREMOTO DE LORCA DE MAYO DE 2011. VARIACIÓN DEL PGA EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE ORIENTACIÓN DEL REGISTRO   | 47 |
| FIGURA 2-18: ESPECTROS DE RESPUESTA DE AMBAS COMPONENTES HORIZONTALES DEL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011, ROTADAS ENTRE 0° Y 180°, A) COMPONENTE E-N, B) COMPONENTE N-W   | 47 |

|  |    |
|--|----|
| FIGURA 2-19: COMPONENTES HORIZONTALES DEL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011. ESPECTROS DE RESPUESTA EN FORMATO ESPECTRAL Y PARA AMBAS COMPONENTES HORIZONTALES ROTADAS ENTRE 0° Y 180°. A) COMPONENTE E-N, B) COMPONENTE N-W _____  | 48 |
| FIGURA 2-20: MEDIA GEOMÉTRICA, EN FORMATO SA-T, DE LOS ESPECTROS DE LAS COMPONENTES HORIZONTALES DE ACCELERACIÓN DEL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011, ROTADAS ENTRE 0° Y 180° _____   | 48 |
| FIGURA 2-21: MEDIAS GEOMÉTRICAS GMROT00, GMROT50 Y GMROT100 DE LAS COMPONENTES HORIZONTALES DEL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011, GIRADAS ENTRE 0° Y 90°. EN AMARILLO QUEDAN CONDENSADAS TODAS LAS MEDIAS GEOMÉTRICAS _____  | 49 |
| FIGURA 2-22: COMPONENTES HORIZONTALES DEL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011. CÁLCULO DEL ERROR CUADRÁTICO MEDIO PARA LA DETERMINACIÓN DE GMROT150. A) DISPERSIÓN DE LOS DATOS, B) ERROR CUADRÁTICO MEDIO ____   | 49 |
| FIGURA 2-23: COMPONENTES HORIZONTALES DEL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011. CÁLCULO DE MEDIAS GEOMÉTRICAS GMROT100, GMROT00, GMNoROT, GMROT50, GMROT150 _____  | 50 |
| FIGURA 3-1: ESQUEMA DEL ENSAYO DE EMPUJE INCREMENTAL PARA OBTENER LA CURVA DE CAPACIDAD. (FUENTE: FEMA-440/ATC-55) _____   | 56 |
| FIGURA 3-2: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE PARÁMETROS PARA LA OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD _____  | 56 |
| FIGURA 3-3: CURVA DE CAPACIDAD (A) Y ESPECTRO DE CAPACIDAD (B) OBTENIDAS PARA CADA EJE ORTOGONAL DEL BLOQUE 11 DEL BARRIO SAN FERNANDO _____   | 58 |
| FIGURA 3-4: EJEMPLO DEL PROCEDIMIENTO PARA OBTENER EL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UNA ESTRUCTURA SOMETIDA A UNA ACCIÓN SÍSMICA REPRESENTADA POR SU ESPECTRO DE RESPUESTA, CON UN PGA DE 0.151G. COMO SE PUEDE VER, EL PUNTO DE DESEMPEÑO ESTÁ DENTRO DE LA ZONA LINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD, Y SE PUEDE APRECIAR QUE NO EXISTE REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA EN ESTE CASO DEBIDO A QUE LA ESTRUCTURA SE COMPORTA DE FORMA LINEAL. _____ | 60 |
| FIGURA 3-5: EJEMPLO DEL PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO MEDIANTE LA APROXIMACIÓN LINEAL EQUIVALENTE, Y REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DEBIDO A QUE LA ESTRUCTURA SE LLEVA MÁS ALLÁ DEL RANGO LINEAL EN LA CURVA DE CAPACIDAD _____  | 64 |
| FIGURA 3-6: ESPECTRO DE CAPACIDAD Y REPRESENTACIÓN BILINEAL _____  | 66 |
| FIGURA 3-7: EJEMPLO DEL PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO MEDIANTE EL PROCEDIMIENTO ITERATIVO PA-8, Y REDUCCIÓN DE DEMANDA POR DUCTILIDAD CUANDO LA ESTRUCTURA SE LLEVA MÁS ALLÁ DEL RANGO LINEAL EN LA CURVA DE CAPACIDAD _____   | 69 |
| FIGURA 3-8: A) HISTORIA TEMPORAL DE DESPLAZAMIENTOS, B) PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE PISO _____   | 70 |
| FIGURA 3-9: MODELO DE AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH _____  | 73 |
| FIGURA 3-10: ILUSTRACIÓN DEL MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON A) FUERZAS APLICADAS Y RESISTENTES, B) FUERZA RESIDUAL (FUENTE: CHOPRA, 2012) _____  | 74 |
| FIGURA 3-11: ESTADOS DE DAÑO DEFINIDOS SOBRE LA REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD _____  | 80 |
| FIGURA 3-12: CURVAS DE FRAGILIDAD _____  | 81 |
| FIGURA 3-13: CURVA DE ÍNDICE DE DAÑO _____   | 83 |
| FIGURA 3-14: MODOS DE FALLA EN EL CENTRO Y EN LAS ESQUINAS (FUENTE: ASTERIS, ET AL. 2001) _____  | 86 |
| FIGURA 3-15: FALLA POR DESLIZAMIENTO, DIAGONAL Y FALLA DEL PÓRTICO (FUENTE: ASTERIS, ET AL. 2011) _____  | 87 |

|  |     |
|--|-----|
| FIGURA 3-16: PATRÓN DE FALLA DE UN PANEL CON VENTANA (FUENTE: ASTERIS, ET. AL, 2011)   | 87  |
| FIGURA 3-17: PATRÓN DE FALLA DE UN PANEL CON PUERTA (FUENTE: ASTERIS, ET AL. 2011)   | 88  |
| FIGURA 3-18: PEERS, SPANDRELS Y VÍNCULOS RÍGIDOS (FUENTE: GALASCO, ET AL. 2004)  | 89  |
| FIGURA 3-19: ESTRUCTURA DEL MACROELEMENTO (FUENTE: GALASCO, ET AL. 2004)   | 90  |
| FIGURA 4-1: (A) EL EQUIPO DE RADAR INTERFEROMÉTRICO DE APERTURA REAL RAR UTILIZADO EN ESTE ESTUDIO; (B) ESQUEMA DE RECUPERACIÓN DE SERIES TEMPORALES DE DESPLAZAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA A PARTIR DE UNA ADQUISICIÓN DE RADAR INTERFEROMÉTRICO (EXPLICACIÓN EN EL TEXTO)   | 100 |
| FIGURA 4-2: MONITOREO RAR DEL EDIFICIO SAN FERNANDO. A) VISTA DEL EDIFICIO Y ORIENTACIÓN DEL EQUIPO; B) EQUIPO TÉCNICO Y C) DETALLE DE DAÑOS EN LAS COLUMNAS DE LA PLANTA INFERIOR   | 105 |
| FIGURA 4-3: PERFIL DE ALCANCES OBTENIDO PARA EL MONITOREO DEL EDIFICIO SAN FERNANDO SEGÚN SU EJE DE MENOR INERCIA. EN EL GRÁFICO SE INDICAN LA NUMERACIÓN DE LOS RBINS ANALIZADOS  | 106 |
| FIGURA 4-4: HISTORIAS TEMPORALES DE DESPLAZAMIENTOS OBTENIDAS A PARTIR DE LA INFORMACIÓN REGISTRADA POR EL RADAR. LA IMAGEN MUESTRA, APROXIMADAMENTE, 40s DE REGISTRO (EL REGISTRO COMPLETO TIENE UNA DURACIÓN DE 38 MINUTOS)  | 107 |
| FIGURA 4-5: DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA CALCULADA PARA LOS RBINS SELECCIONADOS  | 107 |
| FIGURA 4-6: RANGO DE PERÍODOS DE INTERÉS, SE RESALTAN LOS CORRESPONDIENTES A 0.661 s Y 0.733 s   | 108 |
| FIGURA 4-7: EDIFICIO LA VIÑA TRAS EL TERREMOTO DE 11 DE MAYO DE 2011 EN LORCA (MURCIA). A) FACHADA ORIENTADA HACIA EL ÉSTE Y POSICIÓN DEL RADAR RAR DURANTE LAS MONITORIZACIONES DEL EDIFICIO; B) FACHADA ORIENTADA HACIA EL NORTE. SE APRECIA AUSENCIA, POR CAÍDA, DEL PARAPETO A NIVEL DE CUBIERTA; C) PLANTA BAJA EN SU ORIENTACIÓN ÉSTE. SE APRECIAN DAÑOS EN LOS CERRAMIENTOS; D) PLANTA BAJA ORIENTACIÓN NORTE. DAÑOS EN LOS CERRAMIENTOS Y DETALLE DE SOPORTE | 109 |
| FIGURA 4-8: PERFIL DE ALCANCES (RANGE PROFILE) DE LA SEÑAL RADAR OBTENIDO DURANTE LA MEDICIÓN 6 REALIZADA SOBRE EL EDIFICIO DE LA VIÑA. SE DESTACAN LAS COORDENADAS DE LOS RBINS 41, 42 Y 43   | 110 |
| FIGURA 4-9: (A) DESPLAZAMIENTOS DE LOS RBIN 41, 42 Y 43 DURANTE LA MEDICIÓN 6. LA DURACIÓN DEL MONITOREO FUE DE 2150s Y LA FRECUENCIA DE MUESTREO FUE DE 149.18Hz. (B) DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA EN LA BANDA FRECUENCIAL [0.1-10Hz] OBTENIDA CON EL MÉTODO WELCH PA   | 111 |
| FIGURA 4-10: MONITOREO RAR DEL EDIFICO OMEGA SITUADO EN EL CAMPUS NORD DE LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (BARCELONA). DETALLE DE LAS TRES ORIENTACIONES RAR-EDIFICIO, DURANTE LA CAMPAÑA DE MEDICIONES   | 113 |
| FIGURA 4-11: EDIFICIO OMEGA. POSICIÓN A. SEÑALES REGISTRADAS PARA DISTINTOS RBINS EN UN INTERVALO DE REGISTRO DE 100s DE DURACIÓN  | 113 |
| FIGURA 4-12: EDIFICIO OMEGA. POSICIÓN A. PSD CALCULADA PARA LOS RBINS 47 48 Y 49 CON UNA VENTANA DE TIEMPO DE 200s   | 114 |
| FIGURA 4-13: FIGURA EDIFICIO OMEGA. POSICIÓN A. PSD PARA EL RBIN 48 CALCULADA CON UNA VENTANA DE 50s   | 114 |
| FIGURA 4-14: EDIFICIO OMEGA. POSICIÓN B. DESPLAZAMIENTO DE LOS RBINS 62, 63 Y 65   | 115 |
| FIGURA 4-15: EDIFICIO OMEGA POSICIÓN B. PSD CALCULADA PARA LOS RBINS 62, 63 Y 65   | 116 |
| FIGURA 4-16: EDIFICIO OMEGA. POSICIÓN C. A) HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL RBIN 67; B) PSD PARA EL RBIN 67  | 117 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 5-1: IMÁGENES DEL EDIFICIO SAN FERNANDO (LORCA). VISTAS A) FRONTAL, B) POSTERIOR (FUENTE: GOOGLE MAPS)   | 125 |
| FIGURA 5-2: IMÁGENES DEL EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). VISTAS A) AÉREA, B) LATERAL (FUENTE: GOOGLE MAPS)  | 125 |
| FIGURA 5-3: IMÁGENES DEL EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). VISTAS A) FRONTAL, B) LATERAL, C) POSTERIOR, D) ACCESO   | 126 |
| FIGURA 5-4: EDIFICIO BLOQUE 11 DEL BARRIO DE SAN FERNANDO (LORCA). A) UBICACIÓN DEL BLOQUE 11, B), SECCIÓN LATERAL DEL ALZADO CON DETALLE DE LA ZONA DE GRADAS Y ÁREAS COMUNES (FUENTE: AYUNTAMIENTO DE LORCA).                                 | 127 |
| FIGURA 5-5: REPORTE DE DAÑOS: A) INSTITUTO DE VIVIENDA Y SUELO (IVS), B) AYUNTAMIENTO DE LORCA  | 127 |
| FIGURA 5-6: REPRODUCCIÓN DE LOS DAÑOS EN LA PLANTA BAJA DEL BLOQUE 11. LOS CÓDIGOS QUEDAN DESCRITOS EN EL TEXTO DE LA MEMORIA. (ARTÉS CARRIL, ,2011)  | 128 |
| FIGURA 5-7: DETALLES ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). A) DETALLE DE CIMENTACIÓN, B) PLANTA DE PILOTE, C) DETALLE LATERAL DE PILOTE, D) DETALLE DE VIGAS DE ATADO.   | 129 |
| FIGURA 5-8: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). PLANTA TIPO DE VIGAS Y COLUMNAS. LAS VIGAS PRINCIPALES SE VEN EN AMARILLO MIENTRAS QUE LAS CORREAS EN NARANJA Y LAS COLUMNAS EN GRIS. LAS FLECHAS INDICAN LA ORIENTACIÓN DE LOS FORJADOS | 130 |
| FIGURA 5-9: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). SECCION TIPO DE FORJADO UNIDIRECCIONAL EN BASE A LAS NORMAS APLICABLES AL TIEMPO DE CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO (FUENTE: MV 101 ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN, 1962 )                         | 131 |
| FIGURA 5-10: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). DIMENSIONES Y DETALLE DE REFUERZO PARA A) VIGAS PRINCIPALES, B) VIGAS SECUNDARIAS   | 131 |
| FIGURA 5-11: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). FALLA POR APLASTAMIENTO Y PANDEO DEL ACERO LONGITUDINAL   | 132 |
| FIGURA 5-12: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). DISTRIBUCIÓN DE CERRAMIENTOS PARA UNA PLANTA TIPO   | 133 |
| FIGURA 5-13: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). A) CURVA CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN USADO PARA EL MODELO NUMÉRICO, B) CURVA CONSTITUTIVA DEL ACERO DE REFUERZO   | 134 |
| FIGURA 5-14: CURVAS DE ESFUERZO DEFORMACIÓN PARA DISTINTOS VALORES DE $E_M$ (CASO A) Y COMBINACIONES DE $F_y$ Y $F_b$ (CASO B)  | 136 |
| FIGURA 5-15: MODELO NUMÉRICO GENERADO CON SAP2000 Y CORRESPONDIENTE AL EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- DEL BARRIO SAN FERNANDO (LORCA) A) VISTA FRONTAL, B) VISTA LATERAL   | 139 |
| FIGURA 5-16: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). ANÁLISIS DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y PARA LOS DIFERENTES CASOS DE MAMPOSTERÍA. A) CURVAS DE CAPACIDAD, B) ESPECTROS DE CAPACIDAD   | 139 |
| FIGURA 5-17: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). A) CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN EL EJE Y, B) ESPECTRO DE CAPACIDAD CORRESPONDIENTE  | 142 |
| FIGURA 5-18: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). PUNTO DE DESEMPEÑO (A), PERIODO EFECTIVO CORRESPONDIENTE AL PUNTO CALCULADO (B)   | 142 |
| FIGURA 5-19: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). CURVAS DE FRAGILIDAD  | 144 |

|  |     |
|--|-----|
| FIGURA 5-20: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). A) HISTOGRAMAS DE DISTRIBUCIÓN DE DAÑO, B) ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL _____   | 144 |
| FIGURA 5-21: PARA CADA ESTADO; PUNTO DE DESEMPEÑO (AZUL) Y PUNTO DE CAPACIDAD ÚLTIMA (NEGRO): A) DESPLAZAMIENTO LATERAL, B) DERIVAS ENTRE PISO _____   | 145 |
| FIGURA 5-22: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). ANÁLISIS DINÁMICO PARA AMBOS EJES X (AZUL) Y (NEGRO). A) HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS, B) HISTORIA DE CORTANTE BASAL, C) DIAGRAMAS DE FUERZA DESPLAZAMIENTO _____   | 147 |
| FIGURA 5-23: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). A) RESPUESTA EN DESPLAZAMIENTOS SEGÚN EJE PRINCIPAL X, B) RESPUESTA EN DESPLAZAMIENTOS SEGÚN EJE PRINCIPAL Y, C) PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES SOBRE EJE PRINCIPAL X, D) PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS LATERAL _____ | 147 |
| FIGURA 5-24: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL. DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (A) Y CORTANTE MÁXIMO EN LA BASE (B) VERSUS PGA; LOS COLORES DE LAS GRÁFICAS INDICAN EL EJE X (AZUL), Y (NEGRO) _____   | 148 |
| FIGURA 5-25: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). RESULTADOS DEL IDA SOBRE: A) EL ESPECTRO DE CAPACIDAD, B) LA CURVA DE VARIACIÓN DE PERIODOS _____  | 149 |
| FIGURA 5-26: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL UTILIZANDO 15 SEÑALES COMPATIBLES CON EL ESPECTRO TIPO II DEFINIDO POR EL EUROCÓDIGO 8 PARA LORCA _   | 150 |
| FIGURA 5-27: DETALLES ARQUITECTÓNICOS DEL EDIFICIO LA VIÑA (LORCA): A) VISTA FRONTAL, B) VISTA LATERAL, C) PLANTA TIPO DE VIVIENDAS (FUENTE: RATZLAFF, 2011) _____   | 151 |
| FIGURA 5-28: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). A) POSICIÓN RELATIVA DEL EDIFICIO RESPECTO DE LA ESTACIÓN DE REGISTRO Y EL EPICENTRO DEL TERREMOTO; B) POSICIÓN DE LOS EJES DE LA ESTACIÓN DE REGISTRO RESPECTO DE LOS EJES DEL EDIFICIO, (FUENTE: GOOGLE EARTH, 2021) _____            | 153 |
| FIGURA 5-29: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). PLANTA DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO Y DETALLE DE LAS CALICATAS EN LA CIMENTACIÓN (FUENTE: RATZLAFF, 2011) _____   | 153 |
| FIGURA 5-30: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). DETALLE DE ESPACIAMIENTO ENTRE CERCOS EN LAS COLUMNAS (FUENTE: RATZLAFF, 2011) _____  | 154 |
| FIGURA 5-31: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). DETALLE DEL REFUERZO ENCONTRADO EN LAS VIGAS DEL EDIFICIO (RATZLAFF, 2011) _____  | 156 |
| FIGURA 5-32: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). MATERIALES Y CURVAS CONSTITUTIVAS A) CURVA CONSTITUTIVA DEL HORMIGÓN, B) CURVA CONSTITUTIVA DEL ACERO DE REFUERZO _____   | 158 |
| FIGURA 5-33: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). CURVA CONSTITUTIVA PARA LA MAMPOSTERÍA _____  | 158 |
| FIGURA 5-34: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). DETALLES DE LOS MODELOS NUMÉRICOS UTILIZADOS PARA EL ESTUDIO DEL EDIFICIO. A) MODELO DE EDIFICIO SIN CERRAMIENTOS, B) MODELO DE EDIFICIO CON CERRAMIENTOS _____   | 159 |
| FIGURA 5-35: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). CURVAS DE CAPACIDAD PARA LAS VARIANTES DEL MODELO DE EDIFICIO _____   | 160 |
| FIGURA 5-36: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). MONITOREO RAR: A) DESPLAZAMIENTOS, B) DENSIDAD ESPECTRAL DE POTENCIA _____  | 163 |
| FIGURA 5-37: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). A) PUNTO DE DESEMPEÑO, B) PERIODO EFECTIVO CORRESPONDIENTE AL PUNTO DE DESEMPEÑO EVALUADO SOBRE LOS DOS EJES PRINCIPALES DEL EDIFICIO _____   | 164 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 5-38: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). CURVAS DE FRAGILIDAD DEL EDIFICIO, EVALUADAS EN FUNCIÓN DE LA ORIENTACIÓN DE LOS EJES DEL EDIFICIO RESPECTO DE LA ESTACIÓN DE MEDICIÓN _____   | 165 |
| FIGURA 5-39: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). A) PROBABILIDADES DE ESTADOS DE DAÑO PARA LOS DESPLAZAMIENTOS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN SUS DOS EJES PRINCIPALES B) ÍNDICE DE DAÑO Y VALOR DEL ÍNDICE PARA LOS DESPLAZAMIENTOS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA CADA DIRECCIÓN PRINCIPAL _____           | 165 |
| FIGURA 5-40: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). PARA CADA ESTADO; PUNTO DE DESEMPEÑO (LÍNEA CONTÍNUA) Y PUNTO DE CAPACIDAD ÚLTIMA (LÍNEA DISCONTINUA): A) DESPLAZAMIENTO LATERAL, B) DERIVAS ENTRE PISO PARA EL EDIFICIO _____   | 166 |
| FIGURA 5-41: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO NUMÉRICO LA VIÑA-BF (SIN CERRAMIENTOS). A) HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS EN EL TECHO, B) HISTORIA DE CORTANTE BASAL, C) DIAGRAMAS DE FUERZA-DESPLAZAMIENTO EN EL TECHO. DIRECCIONES PRINCIPALES X (AZUL) Y (NEGRO) _____    | 167 |
| FIGURA 5-42: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO NUMÉRICO LA VIÑA-BF (SIN CERRAMIENTOS). RESPUESTA EN DESPLAZAMIENTOS SEGÚN CADA EJE PRINCIPAL A) X, B) Y, PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES C) X, D) Y _____  | 168 |
| FIGURA 5-43: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO NUMÉRICO LA VIÑA-MAMP (CON CERRAMIENTOS). A) HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS EN EL TECHO, B) HISTORIA DE CORTANTE BASAL, C) DIAGRAMAS DE FUERZA-DESPLAZAMIENTO EN EL TECHO. DIRECCIONES PRINCIPALES X (AZUL), Y (NEGRO) _____ | 169 |
| FIGURA 5-44: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO NUMÉRICO LA VIÑA-MAMP (CON CERRAMIENTOS). RESPUESTA EN DESPLAZAMIENTOS SEGÚN CADA EJE PRINCIPAL A) X, B) Y, PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES C) X, D) Y _____  | 169 |
| FIGURA 5-45: DETALLES DEL EDIFICIO OMEGA (BARCELONA), SECCIONES DEL ALZADO: A) ZONA DE GRADAS, B) DETALLE INTERNO, C) FACHADA LATERAL, D) FACHADA FRONTAL _____   | 171 |
| FIGURA 5-46: SECCIÓN TÍPICA DE FORJADO PARA EL EDIFICIO OMEGA (BARCELONA) _____   | 172 |
| FIGURA 5-47: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). CURVAS CONSTITUTIVAS DE A) HORMIGÓN, B) ACERO B-500-S _____  | 172 |
| FIGURA 5-48: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). CURVAS CONSTITUTIVAS PARA LA MAMPOSTERÍA, A PARTIR DE EUROCÓDIGO-6 (EC-6, 2011) Y (KAUSHIK ET AL. 2007) _____  | 173 |
| FIGURA 5-49: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELOS NUMÉRICOS GENERADOS, A) OBF SIN CERRAMIENTOS, B) OMNR CON CERRAMIENTOS _____   | 174 |
| FIGURA 5-50: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELO OBF (SIN CERRAMIENTOS). CURVAS DE CAPACIDAD _____   | 175 |
| FIGURA 5-51: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELOS SIMPLIFICADOS A) OBFs (SIN CERRAMIENTOS), B) OMNRs (CON CERRAMIENTOS) _____  | 176 |
| FIGURA 5-52: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). CURVAS DE CAPACIDAD, A) MODELO OBFs (SIMPLIFICADO Y SIN CERRAMIENTOS), B) MODELO OMNRs (SIMPLIFICADO Y CON CERRAMIENTOS) _____   | 177 |
| FIGURA 5-53: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELO OBFs (SIMPLIFICADO Y SIN CERRAMIENTOS). CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS _____  | 178 |
| FIGURA 5-54: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELO OBF (SIN CERRAMIENTOS). HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS EN EL TECHO PARA A) EJE X, B) EJE Y _____   | 179 |

|  |     |
|--|-----|
| FIGURA 5-55: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELO OBF (SIN CERRAMIENTOS). A) HISTORIA DEL CORTANTE BASAL PARA AMBOS EJES PRINCIPALES DEL EDIFICIO, B) DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE PISOS CALCULADOS SOBRE LA DIRECCIÓN Y _____  | 179 |
| FIGURA 5-56: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELOS OBFs (SIMPLIFICADO Y SIN CERRAMIENTOS). ANÁLISIS DINÁMICO PARA LOS ACELEROGRAMAS AC01 AC02 Y AC03. ESTA GRÁFICA CONTIENE PARA AMBOS EJES X (AZUL) Y (NEGRO) A) HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS EN EL TECHO, B) HISTORIA DEL CORTANTE BASAL, C) DIAGRAMAS DE FUERZA-DESPLAZAMIENTO EN EL TECHO _____   | 180 |
| FIGURA 5-57: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELOS OBF (SIN CERRAMIENTOS) Y OBFs (SIMPLIFICADO Y SIN CERRAMIENTOS). ANÁLISIS DINÁMICO PARA LOS ACELEROGRAMAS AC01 AC02 Y AC03. PERFIL LATERAL DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS A) EJE X, B) EJE Y _____  | 181 |
| FIGURA 6-1: MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA INCORPORADO EN SAP2000 (FUENTE: CSI, 2016A) _____  | 189 |
| FIGURA 6-2: CABECERA DE LOS FICHEROS DE SALIDA DE SAP2000 EXPORTADOS EN HOJA DE CÁLCULO _____  | 190 |
| FIGURA 6-3: EDIFICIO SAN FERNANDO. CURVAS DE CAPACIDAD. A) CURVA DE CAPACIDAD ORIGINAL SIN TRATAR. SE IDENTIFICA EL PUNTO DE DESEMPEÑO ÚLTIMO; B) CURVA DE CAPACIDAD PROCESADA. SUAVIZADO DE LA CURVA (EN ROJO) Y REPRESENTACIÓN BILINEAL (CURVA DISCONTINUA EN AZUL); C) IDENTIFICACIÓN DE DOS PUNTOS CANDIDATOS PARA REPRESENTAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO ÚLTIMO _____  | 193 |
| FIGURA 6-4: MODELO PARAMÉTRICO APLICADO AL EDIFICIO SAN FERNANDO (CASO 1: $DU=6.62$ CM Y $VU=1786.15$ kN Y CASO 2: $DU=4.63$ CM Y $VU=1924$ kN): A) CURVA DE CAPACIDAD (CC) Y PARTES LINEAL Y NO LINEAL JUNTO A LOS AJUSTES LOGNORMAL Y BETA PROPUESTOS POR EL MODELO PARAMÉTRICO; B) ERRORES DE LOS AJUSTES LOGNORMAL Y BETA; C) PRIMERAS DERIVADAS DE LA CURVA DE CAPACIDAD Y DE LAS CURVAS AJUSTADAS; D) SEGUNDAS DERIVADAS DE LA CURVA DE CAPACIDAD Y DE LAS CURVAS AJUSTADAS _____  | 194 |
| FIGURA 6-5: RESULTADOS DEL AJUSTE PARAMÉTRICO APLICADO AL EDIFICIO DE SAN FERNANDO. CURVA DE CAPACIDAD ORIGINAL, CURVA AJUSTADA POR EL MODELO PARAMÉTRICO Y SUS REPRESENTACIONES BILINEALES. A) CASO 1: $DY=1.99$ CM Y $VY=2248.83$ kN; $DU=6.62$ CM Y $VU=1786.15$ kN; B) CASO 2: $D_v=2.15$ CM Y $V_v=2338.06$ kN; $D_u=4.63$ CM Y $V_u=1924$ kN _____   | 195 |
| FIGURA 6-6: CURVAS RELACIONADAS CON EL PROCESO DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA DEL EDIFICIO PARA LA CAPACIDAD ASOCIADA AL CASO 1 ( $DY=1.99$ CM Y $VY=2248.83$ kN; $DU=6.62$ CM Y $VU=1786.15$ kN). RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE CURVA DE CAPACIDAD ORIGINAL A) CURVAS CALCULADAS $KT_N$ , $KS_N$ Y $EN$ ; B) ÍNDICES DE DAÑO. RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE LA CURVA DE CAPACIDAD AJUSTADA POR EL MODELO PARAMÉTRICO: C) CURVAS CALCULADAS $KT_N$ , $KS_N$ Y $EN$ ; D) ÍNDICES DE DAÑO (VER EXPLICACIÓN EN EL TEXTO) _ | 196 |
| FIGURA 6-7: CURVAS RELACIONADAS CON EL PROCESO DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA DEL EDIFICIO PARA LA CAPACIDAD ASOCIADA AL CASO 1 ( $DY=2.15$ CM Y $VY=2338.06$ kN; $DU=4.63$ CM Y $VU=1924$ kN). RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE CURVA DE CAPACIDAD ORIGINAL A) CURVAS CALCULADAS $KT_N$ , $KS_N$ Y $EN$ ; B) ÍNDICES DE DAÑO. RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE LA CURVA DE CAPACIDAD AJUSTADA POR EL MODELO PARAMÉTRICO: C) CURVAS CALCULADAS $KT_N$ , $KS_N$ Y $EN$ ; D) ÍNDICES DE DAÑO (VER EXPLICACIÓN EN EL TEXTO) _    | 197 |
| FIGURA 6-8: METODOLOGÍA RISK-UE APLICADA AL EDIFICIO DE SAN FERNANDO (CASO 1). A) UMBRALES DE ESTADOS DE DAÑO SOBRE LA CURVA DE CAPACIDAD; B) INTERPOLACIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD _____  | 198 |



|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 6-9: METODOLOGÍA BASADA EN EL ÍNDICE-SAP APLICADA AL EDIFICIO DE SAN FERNANDO (CASO 1). A) UMBRALES DE ESTADOS DE DAÑO SOBRE LA CURVA DE CAPACIDAD; B) INTERPOLACIÓN DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD _____   | 199 |
| FIGURA 6-10: DAÑO ESPERADO PARA EL EDIFICIO DE SAN FERNANDO (CASO 1). COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS RISK-UE E ÍNDICE-SAP. A) MATRICES DE PROBABILIDADES DE DAÑO; B) ÍNDICES DE DAÑO Y LOCALIZACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO _____   | 199 |
| FIGURA 6-11: NUEVO ÍNDICE DE DAÑO OBTENIDO PARA EL EDIFICIO SAN FERNANDO (BLOQUE 11) _____  | 201 |
| FIGURA 6-12: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (BLOQUE 11). ANÁLISIS DE FRAGILIDAD Y MATRICES DE DAÑO PARA EL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011. RESULTADOS PARA TODAS LAS VARIANTES DE MAMPOSTERÍA CONSIDERADOS PARA LOS CERRAMIENTOS NO ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO _____  | 204 |
| FIGURA 6-13: EDIFICIO SAN FERNANDO. ÍNDICES DE DAÑO MEDIO Y NUEVO ÍNDICE DE DAÑO (ÍNDICE-SAP) APLICADOS A LAS VARIANTES DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO. EL PUNTO MARCADO SOBRE LAS CURVAS SEÑALA EL PUNTO DE DESEMPEÑO CALCULADO PARA EL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011 _ | 206 |
| FIGURA 6-14: ANÁLISIS DEL EFECTO DE DIRECCIONALIDAD DE LA ACCIÓN SÍSMICA SOBRE LA RESPUESTA DEL EDIFICIO SAN FERNANDO. VARIACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO CON EL ÁNGULO DE GIRO: A) VARIACIÓN DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL $S_a$ , B) VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL $S_d$ _____                             | 207 |
| FIGURA 6-15: ANÁLISIS DEL EFECTO DE DIRECCIONALIDAD DE LA ACCIÓN SÍSMICA SOBRE LA RESPUESTA DEL EDIFICIO SAN FERNANDO. VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO CON EL ÁNGULO DE GIRO. APLICACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL ÍNDICE DE DAÑO MEDIO NORMALIZADO Y PARA EL NUEVO ÍNDICE DE DAÑO (ÍNDICE-SAP) _____                      | 208 |
| FIGURA 6-16: NIVELES DE DESEMPEÑO PARA LOS MODELOS VIÑA BF Y VIÑA MAMP, SEGÚN SUS DOS EJES PRINCIPALES Y EN RESPUESTA AL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011. PUNTOS DE DESEMPEÑO CALCULADOS PARA ÁNGULOS DE INCIDENCIA DE LA ACCIÓN SÍSMICA ROTADOS ENTRE 0 Y 180 GRADOS RESPECTO DE LA ESTACIÓN DE REGISTRO _        | 210 |
| FIGURA 6-17: EDIFICIO INACABADO, SIN CERRAMIENTOS Y EXENTO DE DAÑO TRAS EL SISMO DE LORCA DE MAYO DE 2011. EL EDIFICIO COMPARTIÓ DIMENSIONES, TIPOLOGÍA Y DETALLES ESTRUCTURALES CON EL EDIFICIO DE LA VIÑA _____   | 211 |
| FIGURA 6-18: CURVAS DE FRAGILIDAD Y PUNTOS DE DESEMPEÑO CALCULADOS ROTANDO LA ACCIÓN SÍSMICA, PARA EL MODELO DE EDIFICIO DE LA VIÑA, EN SUS DOS VARIANTES BF Y MAMP Y SEGÚN LOS DOS EJES PRINCIPALES DEL EDIFICIO _____   | 212 |
| FIGURA 6-19: ÍNDICE-SAP DE DAÑO PARA EL EDIFICIO VIÑA EN SUS DOS VARIANTES BF Y MAMP, SEGÚN SUS DOS EJES PRINCIPALES, Y CÁLCULO DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO EVALUADOS PARA ÁNGULOS DE INCIDENCIA DE LA ACCIÓN SÍSMICA ROTADA ENTRE 0 Y 180 GRADOS RESPECTO DE LA ESTACIÓN DE REGISTRO _____                        | 213 |
| FIGURA 6-20: ÍNDICES DE DAÑO Y ANÁLISIS DE DIRECCIONALIDAD. VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO Y DE LOS ÍNDICES DE DAÑO MEDIO (KAPPOS) E ÍNDICE-SAP PARA LOS MODELOS VIÑA BF Y VIÑA MAMP. LA LÍNEA NEGRA ENTREPUNTADA INDICA LA POSICIÓN RELATIVA DE LOS EJES DEL EDIFICIO _____                 | 215 |
| FIGURA 6-21: ANÁLISIS DINÁMICO Y ESTUDIO DEL EFECTO DE DIRECCIONALIDAD. VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA PARA LOS MODELOS VIÑA BF Y VIÑA MAMP. LA LÍNEA NEGRA ENTREPUNTADA INDICA LA POSICIÓN RELATIVA DE LOS EJES DEL EDIFICIO _____                                      | 216 |
| FIGURA 6-22: ESPECTROS DE LOS ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS (AC01, AC02 Y AC03), GMROT Y RESPECTIVAS ORIENTACIONES (8°, 20° Y 84°) ESCOGIDAS PARA EL ANÁLISIS DEL EDIFICIO OMEGA _____  | 217 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 6-23: EDIFICIO OMEGA. PUNTOS Y NIVELES DE DESEMPEÑO, SEGÚN LOS DOS EJES PRINCIPALES DEL EDIFICIO, PARA ÁNGULOS DE INCIDENCIA ENTRE 0 Y 180 GRADOS RESPECTO DE LA ESTACIÓN DE REGISTRO. (CÓDIGOS DE COLOR AC01 (ROJO), AC02 (VERDE), AC03 (NEGRO)) _____  | 218 |
| FIGURA 6-24: EDIFICIO OMEGA Y MEC. DESPLAZAMIENTOS DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA VALORES ESCALADOS DEL PGA APLICADOS A LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS AC01 (8°), AC02 (20°) Y AC03 (84°) _____  | 219 |
| FIGURA 6-25: CURVAS DE FRAGILIDAD E ÍNDICE DE DAÑO MEDIO CALCULADOS PARA EL MODELO OBF DEL EDIFICIO OMEGA EN LA DIRECCIÓN X. LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO PARA EL ANÁLISIS MEC CORRESPONDIENTE A LOS ACELEROGRAMAS ESCALADOS: A) AC01, B) AC02 Y C) AC03 _____   | 220 |
| FIGURA 6-26: CURVAS DE FRAGILIDAD E ÍNDICE DE DAÑO MEDIO CALCULADOS PARA EL MODELO OBF DEL EDIFICIO OMEGA EN LA DIRECCIÓN Y. LOCALIZACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO OBTENIDOS APLICANDO EL MEC UTILIZANDO LOS ACELEROGRAMAS ESCALADOS: A) AC01, B) AC02 Y C) AC03 _____  | 221 |
| FIGURA 6-27: ÍNDICE-SAP DE DAÑO CALCULADO PARA EL EDIFICIO OMEGA (MODELO OBF SIN CERRAMIENTOS) PARA CADA DIRECCIÓN PRINCIPAL: A) AC01, B) AC02 Y C) AC03 _____  | 222 |
| FIGURA 6-28: ÍNDICE DE DAÑO PARA AMBAS DIRECCIONES PRINCIPALES DEL EDIFICIO OMEGA (MODELO OBF SIN CERRAMIENTOS), CALCULADO EN FUNCIÓN DEL PGA ESCALADO Y APLICANDO EL MEC PARA LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS. ÍNDICE DE DAÑO MEDIO (AZUL) E ÍNDICE-SAP (ROJO) _____  | 222 |
| FIGURA 6-29: VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO, CALCULADO APLICANDO EL MEC, CONSIDERANDO LA DIRECCIONALIDAD Y EL ESCALADO PARA CADA ACELEROGRAMA SELECCIONADO (AC01, AC02 Y AC03). SE HAN RESALTADO LOS ESCALADOS PARA VALORES DEL PGA DE 0,1G (AZUL), 0,5G (VERDE), 1G (NARANJA) Y 2G (ROJO) _____ | 224 |
| FIGURA 6-30: VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO, CALCULADO APLICANDO EL MEC, PARA CADA DIRECCIÓN PRINCIPAL DEL EDIFICIO, EN FUNCIÓN DEL PGA Y CONSIDERANDO LA DIRECCIONALIDAD Y EL ESCALADO EN LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS (AC01, AC02 Y AC03) _____  | 225 |
| FIGURA 6-31: CURVAS DE FRAGILIDAD DEL EDIFICIO OMEGA SEGÚN AMBOS EJES PRINCIPALES X Y Y. LOS TRAZOS SITUAN LOS DESPLAZAMIENTOS DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO CALCULADOS APLICANDO EL MEC Y CONSIDERANDO LA DIRECCIONALIDAD EN LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS AC01, AC02 Y AC03 _____                               | 226 |
| FIGURA 6-32: ÍNDICE DE DAÑO MEDIO Y NUEVO ÍNDICE DE DAÑO EN FUNCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS SOBRE EL EJE X Y CALCULADOS CONSIDERANDO LA DIRECCIONALIDAD EN LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS AC01, AC02 Y AC03 _____  | 227 |
| FIGURA 6-33: ÍNDICE DE DAÑO MEDIO Y NUEVO ÍNDICE DE DAÑO EN FUNCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS SOBRE EL EJE Y Y CALCULADOS CONSIDERANDO LA DIRECCIONALIDAD EN LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS AC01, AC02 Y AC03 _____  | 228 |
| FIGURA 6-34: ÍNDICES DE DAÑO VERSUS PGA PARA EL EDIFICIO OMEGA Y CONSIDERANDO LA DIRECCIONALIDAD EN LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS AC01, AC02 Y AC03. RESULTADOS PARA EL ÍNDICE DE DAÑO MEDIO (AZUL) Y PARA EL ÍNDICE-SAP (ROJO) _____  | 229 |
| FIGURA 6-35: DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD PARA LOS ÍNDICES DE DAÑO DEL EDIFICIO OMEGA Y CONSIDERANDO LA DIRECCIONALIDAD EN LOS TRES ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS AC01, AC02 Y AC03. RESULTADOS PARA EL ÍNDICE DE DAÑO MEDIO (AZUL) Y PARA EL ÍNDICE-SAP (ROJO) _____   | 230 |

|  |     |
|--|-----|
| FIGURA 7-1: VARIACIÓN DE LA FRECUENCIA NATURAL, $f_n$ Y DEL PERÍODO FUNDAMENTAL, $T_n$ , EN FUNCIÓN DE LA FRECUENCIA ANGULAR NATURAL $\omega_n$  | 237 |
| FIGURA 7-2: REPORTE DE DAÑOS DEL EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA) ELABORADO POR EL INSTITUTO DE VIVIENDA Y SUELO (IVS) (ARTÉS CARRIL, 2011). A) VISTA GENERAL DEL EDIFICIO DAÑADO (BLOQUE 11; B) IDENTIFICACIÓN DEL MECANISMO DE DAÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES EN LA PLANTA BAJA DEL EDIFICIO; C) MODELO “DAÑADO” DESARROLLADO EN SAP2000; D) DETALLES DE LOS MECANISMOS DE DAÑO –(F) DAÑO EN LOS CERRAMIENTOS DE MAMPOSTERÍA; (B) RÓTULAS PLÁSTICAS EN CABEZA DE COLUMNAS; (D) RÓTULAS PLÁSTICAS Y APLASTAMIENTO EN BASE DE COLUMNAS- (FUENTE: ARTÉS CARRIL, 2011) | 241 |
| FIGURA 7-3: VENTANA DE CONTROL DE LA FUNCIÓN QUE PERMITE DESCONECTAR TOTAL O PARCIALMENTE ELEMENTOS EN LA MODELACIÓN NUMÉRICA DE ESTRUCTURAS CON SAP2000. (FUENTE: CSI, 2016)  | 243 |
| FIGURA 7-4: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). VARIACIÓN DE LOS TRES PRIMEROS MODOS EN FUNCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL. A) PERIODOS, $T_{1y}$ , TRASLACIONAL SOBRE EL EJE Y, $T_{2z}$ , ROTACIONAL SOBRE EL EJE VERTICAL, Y $T_{3x}$ , TRASLACIONAL SOBRE EL EJE X. B) VARIACIÓN DE LOS FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA DE LOS MODOS CORRESPONDIENTES  | 245 |
| FIGURA 7-5: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). RESULTADOS DEL PERÍODO DEL EDIFICIO DAÑADO OBTENIDO SEGÚN VARIAS METODOLOGÍAS Y LOCALIZADOS SOBRE EL ESPECTRO DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC), INTERFEROMETRÍA RADAR (RAR) Y MODELO NUMÉRICO QUE INCLUYE LA SIMULACIÓN DEL DAÑO (SIMNUM)   | 246 |
| FIGURA 7-6: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). LOCALIZACIÓN SOBRE EL ESPECTRO DE CAPACIDAD DEL PRIMER PERIODO PARA EL EDIFICIO DAÑADO SEGÚN LOS MECANISMOS DE DAÑO $D_1$ A $D_5$ (VER CODIFICACIÓN EN EL TEXTO). TAMBIÉN SE SITUAN CON MARCAS VERTICALES LOS UMBRALES DE ESTADOS DE DAÑO RISK-UE (DE IZQUIERDA A DERECHA: LEVE, MODERADO, SEVERO Y COMPLETO)  | 248 |
| FIGURA 7-7: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). INCREMENTO PORCENTUAL DEL PRIMER PERIODO DEL EDIFICIO A MEDIDA QUE ACUMULA DAÑO RESPECTO DEL DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL. LOS PUNTOS INDICAN LA LOCALIZACIÓN DE LOS MECANISMOS DE DAÑO (VER LEYENDA) Y LOS SEGMENTOS VERTICALES REPRESENTAN LOS UMBRALES DE ESTADOS DE DAÑO RISK-UE (DE DERECHA A IZQUIERDA: LEVE, MODERADO, SEVERO Y COMPLETO)   | 249 |
| FIGURA 7-8: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). PÉRDIDA DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL POR ACUMULACIÓN DE DAÑO. CÁLCULOS SEGÚN LOS EJES: A) X; B) Y  | 249 |

## Índice de tablas

|  |     |
|--|-----|
| TABLA 2-1: CLASIFICACIÓN Y COEFICIENTE DE SUELO, SEGÚN LA NORMA NCSE-02 (FUENTE: NCSE-02, 2009)  | 30  |
| TABLA 2-2: PARÁMETROS DEFINIDOS EN EL EUROCÓDIGO 8 PARA UN ESPECTRO DE TIPO II (FUENTE: EC-8, 2004)  | 31  |
| TABLA 2-3: PARÁMETROS PARA LOS TIPOS DE SUELO DE BARCELONA SEGÚN EL ESTUDIO DE CID (1998)  | 35  |
| TABLA 2-4: COMPARACIÓN DE PARÁMETROS DE SUELO PARA BARCELONA SEGÚN DISTINTOS CÓDIGOS (FUENTE: IRIZARRY 2004)   | 35  |
| TABLA 2-5: PARÁMETROS PARA LOS ESCENARIOS DETERMINISTA Y PROBABILISTA, PROPUESTOS POR IRIZARRY (2004)  | 37  |
| TABLA 3-1: VALORES DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO ( $\kappa$ ) EN FUNCIÓN DE $\beta_0$ (FUENTE: ATC-40)   | 68  |
| TABLA 3-2: VALORES MÍNIMOS PARA EL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL (FUENTE: ATC-40)  | 68  |
| TABLA 3-3: TOLERANCIAS PARA LA CONVERGENCIA DEL MÉTODO DE NEWTON RAPHSON, (FUENTE: CHOPRA, 2012)   | 77  |
| TABLA 3-4: TABLA DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES PARA DSI (FUENTE: VARGAS-ALZATE, 2013)  | 81  |
| TABLA 4-1: PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO RADAR RAR IBIS-S (INGEGNERIA DEI SISTEMI, SPA)   | 103 |
| TABLA 4-2: RELACIÓN SEÑAL-RUIDO (SNR) Y ALTURA DE LOS RBINS CORRESPONDIENTES   | 106 |
| TABLA 4-3: CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS Y ARQUITECTÓNICAS DEL EDIFICIO LA VIÑA Y LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA  | 109 |
| TABLA 4-4: PARÁMETROS GEOMÉTRICOS UTILIZADOS PARA LA MEDICIÓN RAR NÚMERO 6 DEL EDIFICIO LA VIÑA  | 109 |
| TABLA 4-5: FRECUENCIAS DE LOS PRIMEROS MODOS DE VIBRACIÓN IDENTIFICADOS EN EL MONITOREO RAR DEL EDIFICIO OMEGA   | 117 |
| TABLA 5-1: EDIFICIOS EVALUADOS. EN ESTA TABLA: HA (HORMIGÓN ARMADO), MNR (MAMPOSTERÍA NO REFORZADA)  | 124 |
| TABLA 5-2: DETALLE SOBRE DIMENSIONES Y ARMADO PARA ENCEPADOS DEL EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). (COTAS EN FIGURA 5-7 B,C)  | 129 |
| TABLA 5-3: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). DETALLE DE ARMADO Y SECCIONES PARA LAS COLUMNAS. LOS NÚMEROS INDICAN LA POSICIÓN DE LA COLUMNA SEGÚN LAS REFERENCIAS RECOGIDAS EN LA FIGURA 5-8  | 132 |
| TABLA 5-4: PARÁMETROS PARA DEFINIR LAS CURVAS DEL CASO A   | 136 |
| TABLA 5-5: PARÁMETROS PARA DEFINIR LAS CURVAS DEL CASO B   | 137 |
| TABLA 5-6: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). HIPÓTESIS DE CARGAS  | 137 |
| TABLA 5-7: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). PESOS ESPECÍFICOS DE LOS MATERIALES  | 137 |
| TABLA 5-8: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). PERIODOS DE VIBRACIÓN PARA CADA CASO DE ANÁLISIS INDICADO Y CORRESPONDIENTES A DIFERENTES PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA. LOS EJES INDICAN LAS ORIENTACIONES CON MAYOR CONTRIBUCIÓN DE MASA | 140 |
| TABLA 5-9: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). PERIODOS OBTENIDOS DURANTE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE MONITOREO RAR DE 2012. DIRECCIÓN Y   | 141 |
| TABLA 5-10: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). PERIODOS OBTENIDOS MEDIANTE EL ANÁLISIS MODAL SOBRE EL MODELO NUMÉRICO GENERADO CON SAP2000   | 141 |
| TABLA 5-11: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA CURVA Y DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y   | 142 |

|   |     |
|---|-----|
| TABLA 5-12: PERIODOS OBTENIDOS MEDIANTE MONITOREO EXPERIMENTAL RAR Y EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD  | 143 |
| TABLA 5-13: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). DERIVAS CORRESPONDIENTES AL PUNTO DE DESEMPEÑO Y AL PUNTO DE CAPACIDAD ÚLTIMA  | 146 |
| TABLA 5-14: EDIFICIO SAN FERNANDO -BLOQUE 11- (LORCA). VALORES MÁXIMOS OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS DINÁMICO  | 148 |
| TABLA 5-15: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). DETALLE DEL REFUERZO DE COLUMNAS DEL EDIFICIO, Y SU DISTRIBUCIÓN EN ALTURA  | 155 |
| TABLA 5-16: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). CARACTERÍSTICAS DEL ARMADO DE LAS VIGAS DEL EDIFICIO  | 156 |
| TABLA 5-17: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). HIPÓTESIS DE CARGAS ADICIONALES PARA EL EDIFICIO  | 160 |
| TABLA 5-18: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). PERIODOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS MODAL REALIZADO EN ETABS PARA AMBAS VARIANTES DEL MODELO NUMÉRICO DE EDIFICIO (MODELO BF SIN CERRAMIENTOS Y MODELO MAMP CON CERRAMIENTOS)             | 162 |
| TABLA 5-19: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). PERIODOS DE VIBRACIÓN OBTENIDOS MEDIANTE LA TÉCNICA DE INTERFEROMETRÍA RADAR RAR  | 163 |
| TABLA 5-20: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). VALORES EXTREMOS DEL DESPLAZAMIENTO EN EL TECHO OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO NUMÉRICO LA VIÑA-BF (SIN CERRAMIENTOS)   | 168 |
| TABLA 5-21: EDIFICIO LA VIÑA (LORCA). VALORES EXTREMOS DE DESPLAZAMIENTOS EN EL TECHO OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS DINÁMICO DEL MODELO NUMÉRICO LA VIÑA-MAMP (CON CERRAMIENTOS)   | 170 |
| TABLA 5-22: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA   | 173 |
| TABLA 5-23: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELO OBF (SIN CERRAMIENTOS). PERIODOS Y PORCENTAJE DE MASA MOVILIZADA EN CADA MODO DE VIBRACIÓN   | 175 |
| TABLA 5-24: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELO OBF (SIN CERRAMIENTOS). DISTRIBUCIÓN DE PESOS POR NIVELES  | 176 |
| TABLA 5-25: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELOS OBFs (SIMPLIFICADO Y SIN CERRAMIENTOS) Y OMNRS (SIMPLIFICADO Y CON CERRAMIENTOS). PERIODOS REGISTRADOS POR LA TÉCNICA RAR, Y POR ANÁLISIS MODAL SOBRE LOS MODELOS NUMÉRICOS | 177 |
| TABLA 5-26: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELOS OBFs (SIMPLIFICADO Y SIN CERRAMIENTOS) Y OMNRS (SIMPLIFICADO Y CON CERRAMIENTOS). CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA CURVA Y ESPECTRO DE CAPACIDAD                           | 178 |
| TABLA 5-27: EDIFICIO OMEGA (BARCELONA). MODELOS OBFs (SIMPLIFICADO Y SIN CERRAMIENTOS). VALORES MÁXIMOS OBTENIDOS EN EL ANÁLISIS DINÁMICO   | 180 |
| TABLA 6-1: TABLA DE FACTORES DE PONDERACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO PARA RÓTULAS PLÁSTICAS DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO   | 191 |
| TABLA 6-2: PROBABILIDADES DE ESTADOS DE DAÑO. METODOLOGÍAS RISK-UE E ÍNDICE-SAP   | 200 |
| TABLA 6-3: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA UTILIZADAS PARA LAS VARIANTES DEL EDIFICIO SAN FERNANDO INCLUIDAS EN EL CASO A   | 202 |
| TABLA 6-4: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA UTILIZADAS PARA LAS VARIANTES DEL EDIFICIO SAN FERNANDO INCLUIDAS EN EL CASO B   | 202 |

|  |     |
|--|-----|
| TABLA 6-5: NIVELES DE DESEMPEÑO EN FUNCIÓN DE LA DERIVA DE PISO: OI OCUPACIÓN INMEDIATA, CD CONTROL DE DAÑOS, SV SEGURIDAD DE VIDA, EE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL (FUENTE: ATC-40, 1996)  | 209 |
| TABLA 7-1: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). DISTRIBUCIÓN DE MECANISMOS DE DAÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES DE LA PLANTA BAJA. VER CODIFICACIÓN DE LOS MECANISMOS DE DAÑO EN EL TEXTO. (FUENTE: ARTÉS CARRIL, 2011)  | 242 |
| TABLA 7-2: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). TRES ALTERNATIVAS PARA OBTENER EL PERÍODO PROPIO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DAÑADO. RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE LA TÉCNICA DE INTERFEROMETRÍA RADAR (RAR), EVALUADOS APLICANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC) Y CALCULADOS SOBRE UN MODELO NUMÉRICO EN EL QUE SE HA SIMULADO EL DAÑO (SIMNUM)  | 247 |
| TABLA 7-3: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). SÍNTESIS DE RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS NO-LINEAL ESTÁTICO EQUIVALENTES APLICADOS AL EDIFICIO Y PARA LAS DIFERENTES CONFIGURACIONES DE DAÑO  | 252 |
| TABLA 7-4: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). PERÍODOS ASOCIADOS A CADA CONFIGURACIÓN DE DAÑO Y DIRECCIONES PRINCIPALES DEL EDIFICIO. RAZÓN ENTRE EL PERÍODO ASOCIADOS A CADA CONFIGURACIÓN DE DAÑO, $DS_i$ , RESPECTO DE LA CONFIGURACIÓN EXENTA DE DAÑO, $DS_0$ , (EDIFICIO SANO). INCREMENTOS NORMALIZADOS DE LOS PERÍODOS ASOCIADOS A CADA CONFIGURACIÓN DE DAÑO, $DS_i$ RESPECTO DE LA CONFIGURACIÓN EXCENTA DE DAÑO, $DS_0$ , (EDIFICIO SANO) | 253 |
| TABLA 7-5: EDIFICIO DE SAN FERNANDO (LORCA). CÁLCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE TOTAL DEL EDIFICIO EN DOMINIO ELÁSTICO Y PARA CADA CONFIGURACIÓN DE DAÑO. RAZÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE CADA CONFIGURACIÓN DAÑADA RESPECTO DE LA CONFIGURACIÓN EXENTA DE DAÑO. LOS CÁLCULOS SE HAN REALIZADO PARA LAS DIRECCIONES X E Y  | 253 |



# 1. Introducción

La tercera conferencia mundial de la ONU, celebrada en Sendai, Japón, en marzo de 2015, adoptó el Marco de Sendai sobre Reducción del Riesgo de Desastres 2015-2030<sup>1</sup>. En este nuevo Marco de actuación se ha puesto énfasis en la gestión del riesgo de desastres en lugar de en la gestión de desastres. Los objetivos se centran en la reducción del riesgo existente, en evitar que se produzcan nuevos riesgos, en el refuerzo de la resiliencia, así como un conjunto de principios rectores, incluida la responsabilidad esencial de los Estados en la prevención y reducción del riesgo de desastres. El alcance de la reducción del riesgo de desastres se ha ampliado de modo que incluyen tanto las amenazas naturales como las antropogénicas.

---

<sup>1</sup> [Third UN World Conference on Disaster Risk Reduction \(WCDRR\) - resilient people. resilient planet.](#)



El Marco de Sendai recoge cuatro prioridades de acción para prevenir nuevos riesgos de desastres y reducir los existentes: 1) Comprender el riesgo de desastres en todas sus dimensiones, *i.e.* exposición, vulnerabilidad y características de las amenazas; 2) Fortalecer la gobernanza para gestionar el riesgo de desastres; 3) Invertir en la reducción de desastres para la resiliencia<sup>2</sup> y; 4) Mejorar la preparación para una respuesta eficaz ante los casos de desastre y para reconstruir mejor en las etapas de recuperación, rehabilitación y reconstrucción. El objetivo es lograr la reducción sustancial del riesgo de desastres en lo que significa reducción de pérdidas en vidas, en medios de vida y salud y en activos socio-económicos, culturales y ambientales de las personas, empresas, comunidades y países durante los próximos 15 años.

En este contexto, este trabajo de tesis es una aportación al análisis del comportamiento sísmico de construcciones habitacionales pertenecientes a una de las tipologías constructivas más comunes en España como son los edificios de hormigón armado con forjado reticular o unidireccional y con un sistema de cerramientos contruidos con fábrica de ladrillo cerámico hueco. Una selección de edificios sanos y otros afectados por un terremoto, todos pertenecientes a esta tipología, son el objeto de los casos de estudio recogidos en esta tesis. Los aspectos más destacables de esta propuesta son: i) La aplicación de modelización numérica avanzada de los edificios en tres dimensiones (3D); ii) La aplicación de metodologías avanzadas de evaluación de la vulnerabilidad, la fragilidad y el daño de las estructuras; iii) La utilización de tecnología novedosa para la medición, basada en la interferometría de microondas y empleando un radar de apertura real (RAR), de vibraciones en estructuras excitadas por ruido ambiente.

El 11 de mayo de 2011 se produjo un terremoto moderado (5,1 Mw) en Lorca (Murcia, sureste de España). A pesar de la magnitud relativamente baja y la intensidad macrosísmica (VII en el European Macroseismic Scale EMS'98) del

---

<sup>2</sup> Se define "resiliencia" como "la capacidad de un sistema, comunidad o sociedad expuestos a una amenaza para resistir, absorber, adaptarse y recuperarse de sus efectos de manera oportuna y eficaz, lo que incluye la preservación y la restauración de sus estructuras y funciones básicas" (véase [www.unisdr.org/we/inform/terminology](http://www.unisdr.org/we/inform/terminology)).

terremoto, se reportaron daños materiales significativos y nueve víctimas. Información extensa y detallada sobre este evento catastrófico se puede encontrar en un número especial de la revista especializada *Bulletin of Earthquake Engineering* (Alarcón *et al.* 2014) y otros artículos en esta referencia. Después del terremoto, cerca de 1000 edificios que amenazaban colapso fueron demolidos. En particular, los edificios situados en el barrio de San Fernando de Lorca, cercanos entre sí y compartiendo el mismo proyecto arquitectónico, sufrieron significativas diferencias en los grados de daño, que han sido atribuidas a los efectos de direccionalidad del movimiento del suelo (Vargas-Alzate *et al.* 2018, Pinzón *et al.* 2018). En el contexto de un proyecto nacional, se realizaron campañas de mediciones y monitoreos del comportamiento vibracional de un edificio perteneciente a la agrupación de viviendas del barrio de San Fernando y otro edificio situado en el barrio de la Viña, ambos dañados por aquel terremoto y que pertenecían a la tipología de edificios de estructura de hormigón armado con forjado unidireccional. Paralelamente, se estudió un edificio sano, situado en Barcelona y perteneciente a la misma tipología que los anteriores, pero con forjado bidireccional.

La metodología utilizada para estimar la vulnerabilidad y el daño sísmico esperado para estos edificios y los estados de daño observados serán los considerados como estándares dentro del programa Hazus'99 (FEMA/NIBS 2002, 2019, 2020) y en el proyecto Risk-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003). Ambas propuestas constituyen iniciativas avanzadas de análisis del riesgo sísmico.

De forma más específica, para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras se han desarrollado diferentes métodos en los que se define la acción sísmica y la capacidad de respuesta de las construcciones con base en diferentes enfoques. Cronológicamente, una primera propuesta es el método del índice de vulnerabilidad (VI), en el que se define la acción sísmica a partir de las intensidades macrosísmicas detalladas en la escala EMS-98 (Grünthal, 1998), mientras que el comportamiento estructural se describe mediante un índice de vulnerabilidad (Lantada *et al.*, 2009). Por otra parte, en el método basado en el espectro de capacidad (CSBM), se define la acción sísmica a través de espectros de respuesta elástica y la vulnerabilidad del edificio a partir de la curva de capacidad del edificio calculada mediante un análisis

estático incremental no lineal conocido como análisis pushover (PA) (Fajfar, 1998; Pujades *et al.*, 2012). Muy recientemente, se ha desarrollado el análisis dinámico incremental (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Este método utiliza acelerogramas escalados para definir la acción sísmica. Por otro lado, el IDA obtiene una medida del daño de la estructura aumentando la intensidad de la acción al escalar los registros para sucesivos niveles de aceleración. Tanto en el método PA como en el IDA, la carga aplicada a la estructura se incrementa y la respuesta del sistema se mide en términos de una variable de control que puede ser un desplazamiento máximo registrado, generalmente en el techo. En esta tesis se han utilizado el CSBM y el IDA para determinar la vulnerabilidad, fragilidad y daño de los edificios estudiados.

Respecto de los escenarios sísmicos, estos se definen en términos espectrales. En este trabajo, se consideran las formas espectrales definidas en la norma de construcción sismorresistente española (NCSE-02, 2009) y en el eurocódigo (EC-8, 2004), tanto del *tipo I* como del *tipo II*. También se han considerado, para el caso específico de Barcelona, los espectros deterministas y probabilistas obtenidos por (Irizarry, 2004), que están basados en anteriores resultados de estudios de microzonificación para la ciudad (Cid, 1998).

Otro aspecto destacable de este estudio es analizar la viabilidad de sistemas avanzados de teledetección de alta resolución para la determinación del estado de seguridad de un edificio dañado por sismo. Con este propósito se utilizó una técnica novedosa en la que la medición de vibraciones de las estructuras se registra utilizando un radar de apertura real (RAR) basado en la interferometría de microondas (Bartoli *et al.*, 2008; Gentile & Bernardini, 2008, 2010; Atzeni *et al.*, 2010; Luzi *et al.*, 2012; Negulescu *et al.*, 2013). Lo que convierte en una propuesta interesante y prometedora a los sistemas RAR es que son una tecnología no invasiva y sin contacto (*non-invasive* y *contactless*, en inglés). Más específicamente se consideran tecnologías de sensibilidad remota (*remote sensing* en inglés). Por el contrario, las redes acelerométricas son, necesariamente, invasivas, ya que su utilización obliga a entrar en los edificios para colocar los sensores. En este sentido, es prometedor disponer de tecnologías de monitoreo no invasivas y a distancia ya

que hacen innecesario el acceso al interior de los edificios, salvaguardando de este modo, la vida de los técnicos y del personal de los cuerpos de bomberos, de protección civil y de las unidades militares de emergencia en las tareas de evaluación de edificios tras un terremoto.

El monitoreo de los sistemas mecánicos para la detección de daños se ha investigado ampliamente en ingeniería mecánica, civil, nuclear y aeroespacial (Doebbling *et al.*, 1996; Sohn *et al.*, 2002). Cinco ámbitos, estrechamente relacionados, se refieren a la detección y la caracterización del daño en ingeniería (Farrar & Worden, 2007); i) Monitoreo de la salud estructural (*Structural Health Monitoring* – SHM, en inglés); ii) Monitoreo de condiciones o Supervisión de estado (*Monitor Condition* – MC, en inglés); iii) Evaluación no destructiva (*Non Destructive Evaluation* – NDE, en inglés); iv) Control estadístico de procesos (*Stochastic Process Control* – SPC, en inglés) y; v) Pronóstico de daños (*Damage Prognosis* – DP, en inglés). SHM se refiere a estrategias y procedimientos de detección de daños y está relacionado con la identificación global de daños en estructuras como, por ejemplo, edificios y aeronaves (Sohn *et al.*, 2002; Masciotta *et al.*, 2016). De manera similar, CM se refiere, principalmente, a la identificación de daños en maquinaria rotativa y alternativa. La NDE se utiliza principalmente para la caracterización de daños y para comprobar su gravedad cuando se conoce la ubicación del daño en el sistema (Capozzoli & Rizzo, 2017). El SPC incluye procedimientos en los que se estudian procesos en lugar de estructuras o sistemas mecánicos. En este caso, se utilizan grupos de sensores para detectar cambios en un proceso, que pueden, eventualmente, estar relacionados con daños estructurales o en sistemas mecánicos. Finalmente, los procedimientos de DP tienen como objetivo predecir la vida útil restante de un sistema. Suelen utilizarse una vez que se han identificado los daños en los sistemas mecánicos. El equipo RAR utilizado en este trabajo se incluiría en el grupo de técnicas SHM por su capacidad de análisis global del daño en edificios.

Los terremotos, en función de su intensidad, pueden afectar severamente las condiciones operativas de los edificios y otras estructuras. En este sentido, las estructuras significativamente dañadas pueden desaconsejar la inspección en el interior de las construcciones y la evaluación posterior de expertos. Este hecho hace

conveniente y aconsejable disponer de medios y técnicas de teledetección no invasivos, sin contacto y alternativos para inspeccionar e informar de manera segura sobre la salud estructural y las condiciones operativas de los edificios afectados. Por lo tanto, después de un evento extremo, como un terremoto, la tecnología RAR podría utilizarse para detección rápida del desempeño estructural, cuyo objetivo es proporcionar, casi en tiempo real, información confiable sobre las condiciones operativas del edificio.

La monitorización del movimiento libre de edificios y estructuras sometidas a vibraciones ambientales se ha convertido en una herramienta útil para que los ingenieros evalúen las condiciones operativas de una estructura, permitiendo mantenerla en un seguimiento continuo con el objetivo de comprobar la evolución de sus condiciones de servicio. El principio básico es obtener las propiedades dinámicas de una estructura bajo vibración ambiental (Farrar *et al.*, 2001). Las variables cinemáticas monitoreadas pueden permitir obtener información modal completa del comportamiento vibratorio de la estructura y así poder inferir sus condiciones operativas. Los parámetros modales, principalmente frecuencias y formas modales, son funciones de las propiedades mecánicas de la estructura/edificio (distribución de masa, matriz de rigidez y amortiguación). En consecuencia, se espera que los diferentes estados de daño provocados por los terremotos cambien las propiedades mecánicas, lo que, a su vez, provocaría cambios medibles en la respuesta modal (Vidal *et al.*, 2014; Luzi, *et al.* 2012, 2014 a y b; Pieraccini, *et al.* 2013 a y b). De existir algún grado de afectación en la rigidez del edificio, el valor de las frecuencias se verá reducido con el consecuente aumento del período propio de la estructura (ATC-40, 1996; Chang, *et al.*, 2003; Ditommaso *et al.*, 2013).

En el caso específico de las estructuras, a partir de la década de los 70 (Ivanovich, *et al.* 2001) se han desarrollado distintas técnicas no destructivas para evaluar la salud estructural en diferentes tipos de edificaciones utilizando únicamente vibración ambiental como fuente de excitación externa (Ren, *et al.* 2004). El objetivo de estas técnicas es determinar parámetros modales como frecuencias, o formas modales, a partir de los cuales inferir su condición en estado de operación o servicio. Estas

técnicas de medición, conocidas comúnmente como análisis modal operacional (OMA en inglés) hacen uso de equipos tales como el RAR (Gentile & Bernardini, 2008, Luzi, *et al.* 2012, Sofi, *et al.* 2017) y los sensores acelerométricos (Muriá-Vila, *et al.* 2000, De Vivo, *et al.* 2008, Negulescu, *et al.* 2013).

Entre las limitaciones más importantes de estos métodos están, por una parte, la relacionada con la intensidad y el contenido frecuencial de la vibración inducida en la estructura, puesto que debido a su baja amplitud es posible registrar la vibración sólo dentro del rango lineal (Ivanovich, *et al.* 2001, Reynders, 2012); y, por otra parte, aquella relacionada con la operatividad de los equipos y la rapidez en las mediciones. Por tanto, aspectos como la facilidad con la que los equipos de medición y sensores puedan colocarse respecto de la estructura a estudiar, *i.e.* en el interior o exterior de la estructura, y la rapidez en el proceso de adquisición de medidas, condicionan la técnica de análisis a emplear, lo cual hace que no sea posible hablar de un único método capaz de identificar todos los parámetros en todas las estructuras existentes (Fan & Quiao, 2011).

Por otra parte, los avances actuales en computación, así como el desarrollo de software especializado, permiten llevar a cabo una mayor cantidad de procesos de cálculo, cada vez más largos y complejos, en un menor tiempo. Así también, el software de cálculo y análisis de estructuras ha evolucionado desde el modelado parcial de edificios en 2D y con cálculos estáticos no lineales, hacia el modelado 3D permitiendo realizar análisis dinámicos en tiempos relativamente razonables. En general, estos modelos son idealizaciones creadas para reproducir la respuesta de estructuras reales frente a distintas sollicitaciones, entre ellas los sismos. Para que sean representativos deben ser verificados y calibrados mediante la comparación y ajuste respecto de ciertos parámetros registrados experimentalmente. Sin embargo, desde un punto de vista matemático, para un mismo modelo, existen varias combinaciones de parámetros que cubren las necesidades del problema estudiado; por tanto, se deben escoger aquellos que aseguren la mejor representación del comportamiento de la estructura en análisis (Muriá-Vila, *et al.* 2000), y aquellos que permitan evaluar los patrones de daño con una alta fiabilidad para garantizar que el modelo reproduce del modo más fiable y correcto posible la evolución del daño

durante el desempeño sísmico de la estructura real. En la actualidad, los criterios estipulados en las normas sísmicas de muchos países detallan completamente las estructuras y sus propiedades. De este modo, es relativamente sencillo modelar estructuras construidas recientemente y bajo las prescripciones de los códigos técnicos. Sin embargo, la información sobre detalles constructivos y materiales empleados no es accesible, ni viene recogido en códigos para muchas estructuras que fueron construidas en el pasado y que, actualmente, siguen en servicio. De hecho, en terremotos recientes, Amatrice (Italia central) en 2016, Lorca (Murcia, España) en 2011, L'aquila (Abruzzo, Italia) en 2009, varios edificios históricos y edificios habitacionales construidos sin consideración hacia la amenaza sísmica, sufrieron severos daños al ser afectados por un sismo de moderada magnitud (Hermanns, *et al.* 2014). En esta investigación se evaluarán edificios dañados tras el sismo de Lorca (Murcia, España) de 2011 utilizando tecnología RAR para la calibración de los modelos junto a información detallada en los informes de daños de las estructuras en estudio (Artés Carril, 2011, Ratzlaff, 2011). Para estimar la vulnerabilidad y el daño sísmico esperado para estos edificios y los estados de daño observados se utilizarán las directrices descritas en el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) y el método del espectro de capacidad (MEC) (ATC-40, 1996). Finalmente, en base al software de análisis de estructuras utilizado SAP2000 Y ETABS (CSI, 2018 a y b) se propone una metodología completamente original y práctica para la obtención del índice de daño de la estructura en cada paso del análisis por empuje lateral incremental pushover. Esta metodología obtiene un índice de daño en base a los resultados almacenados por la aplicación de cálculo en cada etapa del análisis incremental.

## **1.1 Motivación**

El estudio estructural se desarrolla en las etapas tempranas del proyecto de un edificio manteniéndose aún vigente durante las etapas de construcción, y en algunos casos sufriendo cambios. Los resultados de este proceso se verán plasmados en los planos estructurales. Estos documentos definen de forma muy clara la información para los elementos estructurales principales (cimentaciones, vigas, columnas y

forjados), así como los detalles sobre los cerramientos de mampostería no reforzada (MNR). Sin embargo, la mayoría de programas de cálculo estructural no incluyen en sus librerías elementos para los paneles de mampostería no reforzada. De este modo, los cerramientos de mampostería no reforzada que, habitualmente, se encuentran confinados entre los pórticos del edificio, se consideran, en los modelos numéricos, como una carga distribuida uniforme sobre un piso determinado. Este modo de proceder, es debido a las dificultades inherentes al modelado de esos paneles, como son las incertidumbres propias de un material compuesto y los diferentes mecanismos de fallo, tanto dentro como fuera de su plano (Asteris, *et al.* 2011c). No obstante, recientemente se han realizado avances que permiten comprender mejor el desempeño de esos elementos. En general, la mayor parte de la información relevante al comportamiento de la MNR hace referencia a paneles completos (Asteris, 1996, El-Dakhakhni, *et al.* 2004, Asteris, 2008, Asteris, *et al.* 2011a, Samoila, 2012); sin embargo, recientemente se han hecho también avances en el estudio del comportamiento y modelación de paneles que incluyen aberturas (Asteris, *et al.* 2011b, Mohammadi & Nikfar, 2013, Agrawal, *et al.* 2013). La realidad es que, la variación para la estimación del período propio de las estructuras cuando éstas incluyen en sus modelos los paneles de MNR puede llegar a ser del orden de 440% (Kaapos & Ellul, 2000). Esta situación no es deseable porque conduce a modelos poco representativos del comportamiento estructural real. Ello es debido a que la omisión de estos elementos en los modelos, modifica significativamente los períodos de la estructura y en caso de un evento sísmico, la puede desplazar a zonas del espectro de respuesta para las cuales el edificio podría no estar diseñado. Además, dado que la mampostería sufre una rápida degradación de rigidez y de su capacidad disipadora de energía frente a carga cíclica, rápidamente se produce una caída drástica de la rigidez del sistema pórtico – pared, reflejándose, a su vez, en el consecuente aumento de la vulnerabilidad de la estructura (El-Dakhakhni, *et al.* 2003, 2006).

Por otra parte, el MEC es un método relativamente sencillo de aplicar para evaluar el comportamiento no lineal de una estructura y para obtener su punto de desempeño ante acciones horizontales. En términos simples, el punto de desempeño representa el máximo desplazamiento lateral que puede experimentar una



estructura según un eje específico y un terremoto determinado (Pujades, *et al.* 2012). Este método está basado en dos variables fundamentales; la primera es la *capacidad*, que representa la resistencia lateral de la estructura ante acciones horizontales, y la segunda es la *demanda*, que representa la acción horizontal generada por el terremoto. La capacidad y la demanda vienen caracterizadas, respectivamente, por la curva de capacidad o curva pushover, y por una forma espectral, que, de forma más específica, puede ser el espectro de respuesta de una señal sísmica o el espectro de algún código. Esta metodología ha sido aplicada en varios estudios (Barbat, *et al.* 2008, Lantada, *et al.* 2009, Avila-Haro, *et al.* 2011, Vargas-Alzate, *et al.* 2013, Ferrito, *et al.* 2016, Riga, *et al.* 2017), y tiene la ventaja de exigir consumos más modestos en tiempo y recursos frente a otras metodologías de análisis no lineal como en el caso del análisis dinámico incremental (IDA por sus siglas en inglés) (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivos generales**

El objetivo general de este trabajo es determinar la capacidad de la tecnología RAR para calibrar modelos numéricos 3D representativos de edificios existentes y para determinar el grado de daño de éstos en escenarios post-sísmicos teniendo en cuenta la direccionalidad de la amenaza sísmica.

Tradicionalmente, el análisis del daño sísmico ha sido planteado utilizando técnicas y métodos basados, esencialmente, en el espectro de capacidad. Se trata, por tanto, de utilizar herramientas simplificadas y basadas en el cálculo estático no lineal para evaluar el desempeño de los edificios a partir de modelos numéricos calibrados. En algunas secciones, el análisis dinámico incremental y las mediciones RAR se han utilizado como referencias para validar las estimaciones de desempeño y daño de los modelos numéricos diseñados.

En ingeniería de estructuras, muchas aplicaciones de software especializado carecen de la posibilidad de evaluar el daño acumulado mediante el índice de daño de Park y Ang (Park & Ang, 1985, Park *et al*, 1985). En general, esta carencia se suele resolver utilizando un índice de daño global (Kappos, 1997). Se trata de una aproximación muy genérica frente al detalle de análisis que permite la aplicación del índice de Park y Ang. En este sentido, en este trabajo de tesis se propone una metodología novedosa, original, y práctica para evaluar el grado de daño en base al daño individual acumulado de los elementos estructurales y en función de una medida de intensidad. Esta metodología está basada en el tratamiento de la base de datos que el software de cálculo utiliza en el análisis pushover para almacenar, en cada incremento del patrón de carga lateral utilizado, la información del daño acumulado por los elementos estructurales individuales. Los resultados han sido contrastados con los índices de daño obtenidos utilizando otras metodologías (Kappos, 1997, Pujades, *et al*. 2015) con resultados muy satisfactorios.

En este trabajo de tesis el objeto de estudio han sido edificios sanos y también edificios dañados por sismo. En este segundo caso, la metodología propuesta se ha aplicado a edificios existentes y dañados tras el sismo de Lorca de mayo de 2011. En estos casos, y cuando ha sido posible, cabe destacar que los resultados del monitoreo RAR se han complementado con datos obtenidos en informes técnicos sobre daños de la estructura estudiada (Artés Carril, 2011, Ratzlaff, 2011) con el fin de establecer relaciones entre el estado de daño del edificio y los parámetros modales registrados. Como se podrá ver, los casos estudiados permiten asociar la acumulación de daño con la migración de los períodos del edificio.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

El objetivo general planteado y la metodología utilizada en esta tesis conjugan cuestiones más específicas, diferentes y, a la vez, complementarias. Esto permite desglosar el objetivo general en una serie de objetivos más específicos relacionados con los siguientes aspectos y consideraciones: i) Encaje metodológico que responde al uso de distintas normativas y procedimientos FEMA, ATC, RISK-UE, NCSE-02, EC-

8; ii) Problemas asociados a la modelación numérica 3D ETABS, SAP2000 y iii) Necesidad de programación de rutinas de pre y post proceso de datos MATLAB. Los objetivos específicos asociados a este trabajo de investigación se detallan a continuación.

#### *LOS EDIFICIOS Y EL MODELO NUMÉRICO 3D*

- Elaborar modelos numéricos 3D representativos de edificios reales utilizando los software especializados de análisis estructural SAP2000 y ETABS (CSI, 2018 a y b).
- Ajustar ecuaciones constitutivas para la mampostería no reforzada en cerramientos no estructurales.
- Caracterizar y modelar numéricamente cerramientos no estructurales de mampostería no reforzada.
- Incorporar las aberturas y determinar su influencia en el modelado numérico de cerramientos no estructurales.
- Comparar el desempeño estructural de edificios modelados con y sin cerramientos.
- Generar modelos numéricos 3D de edificios con diferentes grados de daño, con el propósito de discutir la capacidad resiliente de los edificios ante la amenaza de acciones sísmicas consecutivas e independientes.

#### *LA ACCIÓN SÍSMICA*

- Caracterizar la amenaza sísmica correspondiente a Barcelona y a Lorca utilizando formas espectrales incluidas en las normativas sismoresistentes y analizando y procesando las señales del terremoto de Lorca de mayo de 2011.
- Estudiar el efecto de la direccionalidad de la acción sísmica sobre edificios de altura media, regulares en altura y planta rectangular con relación de forma habitual en España, con objeto de determinar la dependencia espacial de la respuesta espectral y sus valores extremos.

- Aplicar el análisis de la direccionalidad sísmica para ajustar la respuesta espectral de un edificio existente en el escenario post-sísmico real correspondiente al terremoto de Lorca de mayo de 2011.
- Aplicar análisis no lineales estáticos y análisis no lineales dinámicos para evaluar la capacidad estructural teniendo en cuenta los efectos de la direccionalidad sísmica.

#### *TECNOLOGÍA RAR Y CALIBRACIÓN*

- Comparar y complementar los resultados modales obtenidos en los modelos con aquellos obtenidos mediante la tecnología RAR, no invasiva y sin contacto.
- Estudiar la viabilidad de la calibración de los modelos numéricos 3D de edificios reales, utilizando la información modal obtenida en los monitoreos con tecnología RAR.

#### *FRAGILIDAD Y DAÑO*

- Aplicar el MEC y el IDA para determinar el punto de desempeño (punto de capacidad por demanda) y el período efectivo de las estructuras en ese punto.
- Aplicar el MEC y la metodología detallada en el proyecto Risk-UE con el propósito de generar curvas de fragilidad y curvas de daño.
- Analizar, comparar y discutir los resultados obtenidos mediante el MEC con los obtenidos mediante los IDA.
- Proponer una metodología original y práctica para obtener curvas de daño a partir del procesado de la información sobre el daño acumulado por los elementos estructurales individuales, que el software de análisis estructural almacena en cada cálculo.
- Comparar los resultados de la metodología propuesta en esta tesis para obtener curvas de daño, con metodologías consolidadas en la literatura.

## CONCLUSIONES

- Elaborar conclusiones y proponer recomendaciones y líneas de trabajo futuro en relación a los resultados obtenidos en los temas principales de este trabajo de tesis: i) Avances en el modelado numérico 3D de edificios pertenecientes a la tipología de edificios de pórticos de hormigón armado con forjados reticulares; ii) Aplicación de la tecnología RAR para la evaluación de la salud estructural. Alcances y limitaciones; iii) Aplicación de la metodología simplificada para la obtención de curvas de daño.

### 1.3 Metodología

En términos generales, los principales elementos metodológicos utilizados en esta tesis para la consecución de los objetivos planteados son: i) Análisis de la amenaza sísmica; ii) Modelación numérica 3D avanzada de los edificios estudiados; iii) Aplicación de la tecnología RAR, no invasiva y sin contacto, para la evaluación del daño sísmico global de las estructuras; iv) Evaluación de la capacidad, fragilidad y daño.

La estimación del daño sísmico esperable en sistemas estructurales se apoya en tres elementos: 1) La demanda, representada por la acción sísmica; 2) La estructura, representada por su capacidad a resistir fuerzas horizontales y 3) La interacción entre demanda y capacidad para obtener las relaciones que permiten estimar el daño sísmico a partir de una medida de intensidad de la acción sísmica y de la capacidad de respuesta de la estructura a esta misma acción.

La capacidad refiere exclusivamente a la estructura. Se caracteriza por una relación entre dos variables mecánicas cuando el edificio se somete a un patrón de carga lateral incremental: el desplazamiento en el techo ( $\Delta_{\text{roof}}$ ) y el cortante en la base ( $V$ ). Un esquema simple (ATC-40, 1996) se muestra en la Figura 1-1.

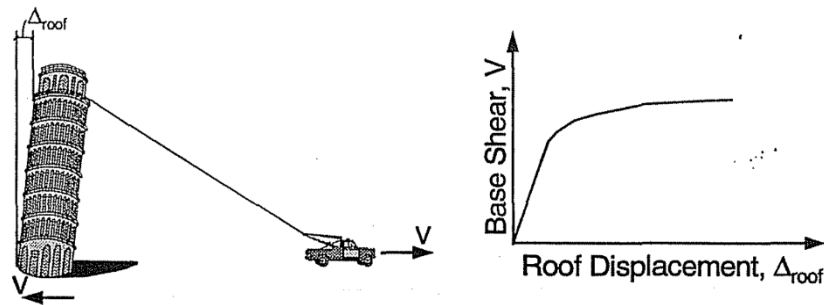


Figura 1-1: Esquema ilustrativo para obtener la curva de capacidad (fuente: ATC-40, 1996)

El modelado numérico 3D de las estructuras requiere un esfuerzo para asegurar la fiabilidad de la respuesta numérica respecto de la respuesta real de las estructuras. En este trabajo de tesis se propone la monitorización con tecnología RAR para obtener los parámetros modales de edificios existentes y afectados por distintos grados de daño por sismo. De este modo, es posible calibrar los modelos numéricos 3D en base a esta información modal. Asimismo, la información sobre daños en los elementos estructurales reportada en informes técnicos, cuando estos existan y sean accesibles, son de gran ayuda para complementar los modelos numéricos y, por tanto, las evaluaciones.

La demanda concierne a la amenaza sísmica y puede estar caracterizada por el espectro de respuesta de una señal sísmica específica, por el espectro de diseño incluido en los códigos sismorresistentes, o bien por otras formas espectrales. Un ejemplo para la demanda se muestra en la Figura 1-2, en donde se pueden observar los espectros de respuesta asociados a diferentes señales, así como el espectro de diseño definido según el Eurocódigo 8, tipo 2 para suelo tipo B (EC-8, 2004).

La intersección de la capacidad y la demanda, en un formato de coordenadas adecuado, genera como resultado el punto de capacidad por demanda, también denominado comúnmente como punto de desempeño (*performance point*, en inglés). Este parámetro cinemático representa el máximo desplazamiento lateral esperado para una demanda y una dirección ortogonal determinada.

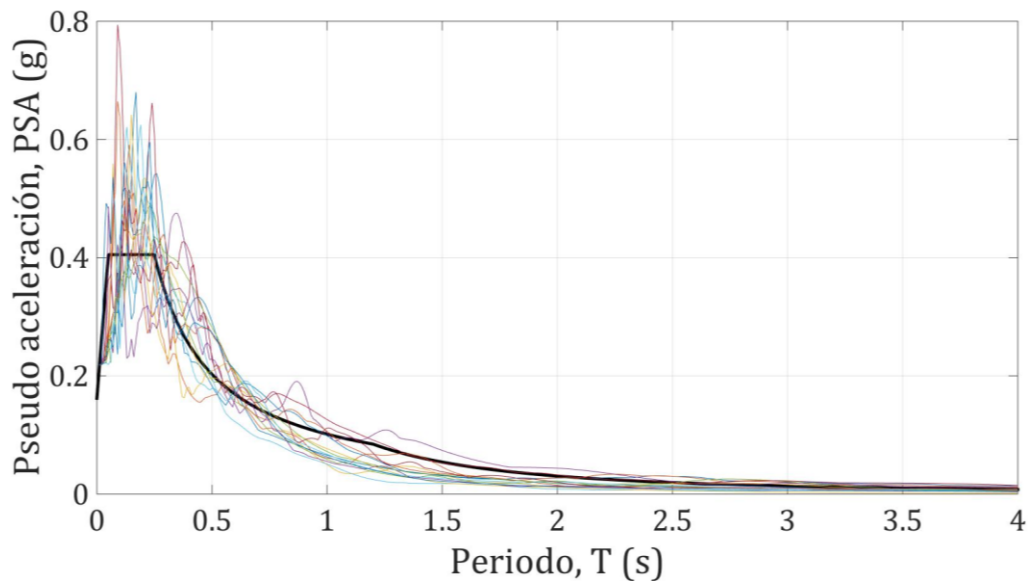


Figura 1-2: Espectro de respuesta y espectro de diseño

A partir de este parámetro es posible establecer numéricamente el periodo al cual podría haber migrado el periodo fundamental de la estructura debido al daño inducido por la acción sísmica seleccionada. En el contexto del método basado en el espectro de capacidad se ha evaluado la fragilidad y el daño en base al procedimiento incluido en el proyecto RISK-UE, y en el que se definen 4 umbrales de daño no nulo (leve, moderado, severo y completo) sobre la forma bilineal del espectro de capacidad (Milutinovic & Trendafiloski, 2003). Aceptando la hipótesis de distribución binomial del daño, se obtienen las curvas de fragilidad, las matrices de probabilidad de daño y un estimador del índice de daño global (Kappos, 1997). En los análisis estáticos no lineales y dinámicos no lineales utilizados, no ha sido utilizado el índice de Park y Ang (Park & Ang, 1985, Park *et al.* 1985). En este sentido, este trabajo de investigación propone una metodología original para obtener un índice de daño simple y práctico calculado a partir del daño acumulado por los elementos estructurales. Los resultados obtenidos mediante este procedimiento se han comparado con el índice global (Kappos, 1997) y con el índice de daño basado en la derivada del espectro de capacidad, *i.e.* la degradación de la rigidez tangente, propuesto por (Pujades, *et al.* 2015).

Un aspecto relevante en relación a la modelación numérica es la posibilidad, introducida en este trabajo de investigación, de modelar edificios dañados por sismo. Habitualmente, se modelan edificios sanos y con los parámetros mecánicos ajustados a las prescripciones de los códigos de construcción o afectados por una variabilidad para tomar en consideración una aproximación probabilista. En cualquier caso, se trata de modelos con los elementos estructurales sanos. En este trabajo se ha obtenido el modelo numérico que replica el daño acumulado por un edificio existente afectado por el sismo de Lorca de mayo de 2011. Metodológicamente, la información relativa a los daños reportados en el informe de daños de dicho edificio (Artés Carril, 2011) y su monitorización con tecnología RAR, han permitido calibrar el modelo numérico 3D del edificio para el grado de daño específico exhibido tras el sismo. En Lorca, los edificios dañados inicialmente por el sismo ocurrido a las 16h47minutos, fueron afectados por un segundo sismo (20h37minutos). La respuesta al segundo sismo es evaluable, desde un punto de vista numérico, si se dispone de modelos que replican el daño acumulado durante el primer sismo. Esta metodología, el modelado de edificios dañados en base a información documental de daños y monitorizaciones RAR, abre la posibilidad del análisis de la resiliencia de los edificios frente a acciones sísmicas consecutivas.

#### **1.4 Resultados esperados**

En este trabajo se pretende aplicar una metodología original y práctica para obtener curvas de daño a partir del procesado de la información sobre el daño acumulado por los elementos estructurales individuales, que el software de análisis estructural almacena en cada paso de cálculo.

También se pretende demostrar la viabilidad de la tecnología RAR para evaluar el daño acumulado por los edificios dañados por sismo, a partir del monitoreo no invasivo y a distancia de las propiedades modales de estos edificios excitados por ruido ambiente. Asimismo, también se espera poder calibrar, a partir de los resultados del monitoreo RAR, los modelos numéricos 3D de edificios de hormigón, con forjados reticulares y unidireccionales, de plantas regulares y altura media.



Un aspecto del que se esperan resultados interesantes es la consideración del efecto de direccionalidad sísmica en el estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes y dañados por sismo, estudiados a partir de análisis no lineal estático, de la aplicación del MEC y utilizando, de forma complementaria, el IDA, cuyos resultados serán considerados una referencia.

Otro aspecto del que se esperan resultados originales es la modelización numérica 3D de edificios con diferentes grados de daño. Disponer de estos modelos numéricos permite el estudio de la capacidad resiliente de los edificios ante sucesivas acciones sísmicas. El efecto de daño acumulado sobre las estructuras es de interés para la reducción del riesgo existente y para el refuerzo de la resiliencia, tal como aconsejan las directrices del Marco de Sendai sobre Reducción del Riesgo de Desastres 2015-2030.

## **1.5 Estructura de la memoria**

La estructura de la memoria de este trabajo de investigación y tesis doctoral, se organiza del siguiente modo:

El primer capítulo se dedica al planteamiento de la investigación, el marco metodológico y los objetivos de la misma. La introducción y los antecedentes sitúan de forma somera el estado del arte sobre recientes estudios de vulnerabilidad sísmica y la aplicación de la tecnología RAR contextualizada respecto de otras aproximaciones tecnológicas a la evaluación del daño mecánico. A continuación, se describen el objetivo general y los objetivos específicos que lo articulan. Seguidamente, se expone la metodología aplicada, tratando de conectar aspectos metodológicos con los objetivos específicos más relevantes. Una síntesis de los resultados esperados concluye el primer capítulo.

El segundo capítulo hace referencia a la definición de la demanda sísmica en las localizaciones (Lorca y Barcelona) donde se ubican los edificios objeto de los casos de estudio. Sobre la base de espectros de diseño del código sismorresistente, se han

seleccionado acelerogramas de la base de datos europea para aplicar métodos de análisis estáticos no lineales, métodos de análisis dinámicos y métodos dinámicos incrementales. Asimismo, se realiza un estudio de la direccionalidad sísmica calculando los espectros de las componentes rotadas considerando todos los posibles ángulos de orientación de registro.

El tercer capítulo está dedicado a los métodos de evaluación del desempeño estructural frente al sismo. Se introducen técnicas estático no lineales para caracterizar la capacidad de los edificios (análisis pushover) y procedimientos para aplicar el método del punto de capacidad por demanda. También se explican las directrices para aplicar el análisis dinámico y dinámico incremental. La fragilidad y una descripción de los umbrales de estados de daño utilizados complementan esta parte del estudio y se finaliza el capítulo con una introducción al efecto de los cerramientos no estructurales en el comportamiento de los edificios.

En el cuarto capítulo se introduce la técnica de monitorización interferométrica utilizando un radar de apertura real (RAR). Se detallan las características del equipo utilizado y se exponen y discuten los resultados obtenidos durante las dos campañas de monitorizaciones llevadas a cabo en Lorca y en Barcelona.

El quinto capítulo inicia con una descripción de los elementos estructurales y arquitectónicos de los edificios y, a continuación, se exponen los detalles de la modelización numérica y la metodología seguida para la calibración RAR. Se introducen los primeros análisis estáticos aplicados a los edificios San Fernando y la Viña y los análisis dinámicos para evaluar el edificio Omega. Se proponen, para los edificios la Viña y Omega, variantes modeladas con y sin cerramientos. Se discute la influencia de los cerramientos en el comportamiento estructural.

En el sexto capítulo se presenta una nueva propuesta para evaluar el índice de daño de forma práctica y relativamente sencilla (índice-SAP) y se comparan los resultados de su aplicación a los edificios de los casos de estudio con los obtenidos aplicando otras metodologías. Se proponen los análisis sobre variantes de edificios con y sin cerramientos y considerando la direccionalidad de la acción sísmica.

El séptimo capítulo propone generar modelos numéricos que representen al edificio de San Fernando en sucesivas etapas de acumulación de daño ante la acción del sismo de Lorca. La calibración RAR se utiliza para ajustar los modelos. El análisis modal permite estudiar la evolución de los períodos con el daño acumulado. También se discute la variación de los factores de participación de masas con el daño.

El octavo capítulo, último de este trabajo de tesis, resume el desarrollo metodológico y describe los resultados más relevantes obtenidos en el trabajo de investigación. Asimismo, se especifican las conclusiones alcanzadas, las recomendaciones derivadas y también se sugieren unas líneas futuras de investigación.

## **2. Demanda Sísmica**

### **2.1 Introducción**

La evaluación del daño sísmico en estructuras, requiere de la correcta definición de la amenaza sísmica. Los mapas que describen la intensidad macrosísmica esperada en una región, los espectros de respuesta incluidos en las normativas sismorresistentes y las bases de datos de acelerogramas reales, son diferentes modos de describir la peligrosidad sísmica de una región. Los estudios de microzonificación en un área determinada constituyen el procedimiento que proporciona la mejor y más realista descripción de la amenaza sísmica (Vargas-

Alzate, 2013), aun cuando esta manera de proceder resulte ser más laboriosa y costosa que otras técnicas.

En este trabajo de investigación, dadas las metodologías utilizadas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios objeto de este estudio, se utilizarán, para representar la demanda sísmica, por un lado, espectros de respuesta elástica en aceleraciones, con un 5% de amortiguación crítica, y, por otro lado, acelerogramas reales. Para evaluar el daño sísmico en una estructura determinada mediante la metodología basada en el espectro de capacidad (MEC), es necesario definir la demanda sísmica en términos de un espectro de respuesta. Este espectro puede obtenerse a partir de las componentes de aceleración de un sismo en particular, o bien utilizando los espectros propuestos en los códigos sísmicos. En esta tesis se utilizarán espectros de diseño definidos en la norma sismorresistente española (NCSE, 2009) y en el eurocódigo (EC-8, 2004). También se considerarán espectros deterministas obtenidos en base a estudios de microzonificación de la ciudad de Barcelona (Cid, 1998; Irizarry, 2004). Por otra parte, si se propone evaluar el daño sísmico mediante el análisis dinámico no lineal, es necesario contar con un conjunto representativo de acelerogramas, ya sean reales, híbridos o sintéticos. En este caso, para obtener o generar un conjunto mínimo y de calidad de acelerogramas, es necesario el procesado de bases de datos de acelerogramas registrados, en la medida de lo posible, en la región objeto de estudio. En este trabajo se utilizarán las componentes horizontales de acelerogramas reales seleccionados en una base de datos de forma que sus espectros cumplan con un criterio de compatibilidad respecto de un espectro de respuesta predefinido (Vargas-Alzate, 2013).

## **2.2 Espectro de respuesta**

La ecuación general de movimiento para un sistema de un grado de libertad (Figura 2-1) está dada por la siguiente ecuación diferencial (2-1):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad 2-1$$

Donde:

$u$ : Desplazamiento.

$m$ : Masa del sistema.

$c$ : Amortiguamiento.

$k$ : Rigidez del sistema.

$f(t)$ : Fuerza externa.

Cuando la fuerza externa se deba a un terremoto,  $f(t)$  esta puede expresarse en términos de la aceleración del terreno,  $\ddot{u}_g(t)$ , mediante el cambio,  $f(t) = m \cdot \ddot{u}_g(t)$ . Adicionalmente, la ecuación 2-1 puede reescribirse como se muestra en la siguiente expresión:

$$\ddot{u} + 2 \cdot \omega \cdot \xi \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = \ddot{u}_g(t) \quad 2-2$$

Aquí,  $\omega$  representa la frecuencia angular y  $\xi$  se define como la razón de amortiguamiento, esto es, el cociente entre el amortiguamiento real del sistema y el valor teórico de su amortiguamiento crítico. Este parámetro, a partir de mediciones experimentales sobre edificios existentes, tiene valores comprendidos entre 0.02 y 0.2 (Chopra, 2012; Vargas-Alzate, 2013). La solución para esta ecuación depende de  $\omega$ ,  $\xi$  y  $\ddot{u}_g(t)$ .

Esto significa matemáticamente que dos sistemas distintos que compartan los mismos tres parámetros mencionados, cuando estén sometidos a la misma acción externa, generarán el mismo parámetro de respuesta (Hidalgo-Leiva, 2017). Un esquema de un sistema de vibración de un grado de libertad y con amortiguación, se detalla en la Figura 2-1.

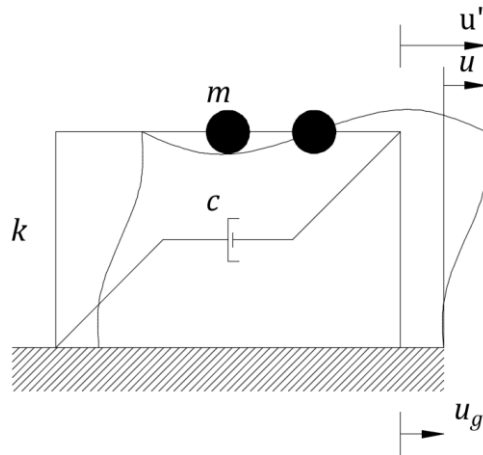


Figura 2-1: Esquema ilustrativo de un sistema de un grado de libertad con amortiguación

La frecuencia  $\omega$  está relacionada con el periodo  $T$  mediante la siguiente ecuación:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad 2-3$$

Resolviendo la ecuación 2-2 para un registro de aceleraciones del suelo,  $u_g(t)$ , para un periodo del sistema,  $T$ , y para una razón de amortiguamiento,  $\chi$ , dados, se pueden obtener las respuestas de las variables cinemáticas de aceleraciones, velocidades y desplazamientos para un sistema específico, es decir, para un sistema con un período  $T$  determinado. Sin embargo, si el periodo  $T$  es variable y se resuelve la ecuación 2-2 para cada uno de sus valores, obteniéndose la historia temporal de las variables cinemáticas en función de dicho período  $T$  variable, es posible obtener el máximo absoluto de la respuesta de cada uno de los parámetros cinemáticos. De este modo, se pueden obtener unas relaciones entre el valor máximo de la variable cinemática aceleración, velocidad y desplazamiento, con el período  $T$  del sistema. A estas relaciones se las conoce como espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente. Para ilustrar el procedimiento se presentan los espectros de respuesta de las dos componentes horizontales de aceleración, correspondientes al terremoto ocurrido en Lorca en mayo de 2011. En la Figura 2-2 se detallan los acelerogramas registrados, mientras que, en la Figura 2-3 se pueden observar los espectros de respuesta correspondientes a cada una de las componentes considerando una razón de amortiguamiento de 0.05.

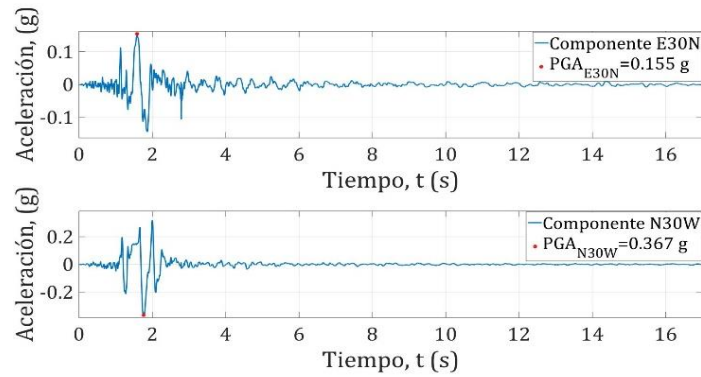


Figura 2-2: Registros de aceleración de las componentes horizontales (E30N y N30W) del terremoto de Lorca (Murcia) de mayo de 2011

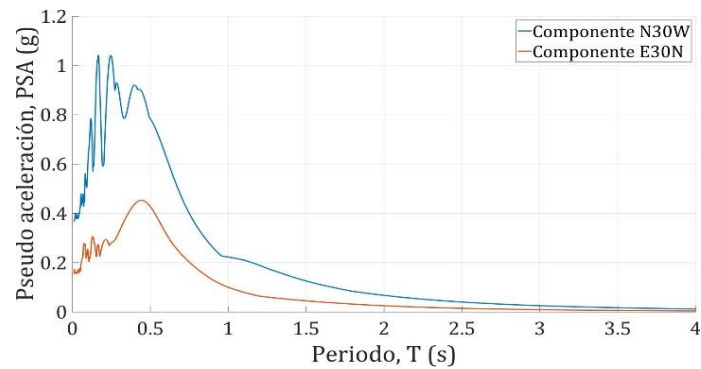


Figura 2-3: Espectros de respuesta para las componentes de aceleración horizontales (N-S y E-W) del terremoto de Lorca (Murcia) de mayo de 2011

En relación con la resolución de la ecuación diferencial del movimiento, los registros de aceleración son aleatorios en el tiempo, por lo que, para obtener la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad, es necesario utilizar un algoritmo de resolución numérica (Chopra, 2012). En este contexto, se describe a continuación este algoritmo, el cual puede ser fácilmente implementado en plataforma Matlab (The Mathworks, 2022), para obtener los espectros de respuesta de la Figura 2-3.

Las condiciones iniciales para resolver la ecuación 2-1 son  $u(0) = 0$  y  $\dot{u}_0 = \dot{u}(0)$ . Si la fuerza externa o fuerza dinámica aplicada está definida por el acelerograma del terremoto, *i.e.* aceleración del suelo, es posible utilizar las expresiones 2-4 para reformular la expresión 2-1,



$$p_i = p(t_i), i = 0, 1, 2, 3 \dots$$

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \quad 2-4$$

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$$

Con ello, la ecuación 2-1 puede reescribirse del siguiente modo:

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku_i = p_i(t_i) \quad 2-5$$

El método presentado resuelve la ecuación 2-5 para el instante  $t_{i+1}$ , de tal forma que se cumpla la siguiente ecuación:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1}(t_{i+1}) \quad 2-6$$

Si el intervalo de tiempo  $\Delta t_i$  es suficientemente pequeño, como es el caso para el intervalo de muestreo de los registros de aceleración de un terremoto, se consigue la solución interpolando la excitación para cada intervalo  $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ :

$$p_i(t) = p_i + \frac{Dp_i}{Dt_i} \cdot t \quad 2-7$$

Donde  $\tau$  varía entre 0 y  $\Delta t_i$ . En estas condiciones, la ecuación que debe ser resuelta es la siguiente:

$$m\ddot{u} + ku = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \cdot \tau \quad 2-8$$

Según (Chopra, 2012) en esta ecuación la respuesta a cada intervalo  $\Delta t$  está compuesta por tres partes: i) La vibración libre debida al desplazamiento y a la velocidad en el punto  $i$  para  $\tau = 0$ ; ii) La respuesta a una fuerza constante  $p_i$ , con las condiciones indicadas en 2-4, y iii) La respuesta a una fuerza incremental  $(\Delta p_i / \Delta t_i) \tau$ , con las mismas condiciones.

Las soluciones quedan descritas por las expresiones:

$$\begin{aligned} u_{i+1} &= Au_i + Bu_i + Cp_i + Dp_{i+1} \\ \dot{u}_{i+1} &= A'u_i + B'u_i + C'p_i + D'p_{i+1} \end{aligned} \quad 2-9$$

Los valores para los coeficientes  $A$ ,  $B$ ,  $C$ , y  $D$  se detallan a continuación:

$$\begin{aligned} A &= e^{-xw_nDt} \cdot \left( \frac{X}{\sqrt{1-X^2}} \cdot \text{Sen } w_dDt + \text{Cos } w_dDt \right) \\ B &= e^{-xw_nDt} \cdot \left( \frac{1}{w_d} \cdot \text{Sen } w_dDt \right) \\ C &= \frac{1}{k} \cdot \left\{ \frac{2X}{w_nDt} + e^{-xw_nDt} \cdot \left[ \left( \frac{1-2X^2}{w_dDt} - \frac{X}{\sqrt{1-X^2}} \right) \cdot \text{Sen } w_dDt - \left( 1 + \frac{2X}{w_nDt} \right) \text{Cos } w_dDt \right] \right\} \\ D &= \frac{1}{k} \cdot \left\{ 1 - \frac{2X}{w_nDt} + e^{-xw_nDt} \cdot \left( \frac{2X^2-1}{w_dDt} \cdot \text{Sen } w_dDt + \frac{2X}{w_nDt} \cdot \text{Cos } w_dDt \right) \right\} \end{aligned} \quad 2-10$$

Por otra parte, los coeficientes  $A'$ ,  $B'$ ,  $C'$  y  $D'$  se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} A' &= -e^{-xw_nDt} \cdot \left( \frac{w_n}{\sqrt{1-X^2}} \cdot \text{Sen } w_dDt \right) \\ B' &= e^{-xw_nDt} \cdot \left( \text{Cos } w_dDt - \frac{X}{\sqrt{1-X^2}} \cdot \text{Sen } w_dDt \right) \\ C' &= \frac{1}{k} \cdot \left\{ -\frac{1}{Dt} + e^{-xw_nDt} \cdot \left[ \left( \frac{w_n}{\sqrt{1-X^2}} - \frac{X}{Dt\sqrt{1-X^2}} \right) \cdot \text{Sen } w_dDt + \frac{1}{Dt} \text{Cos } w_dDt \right] \right\} \\ D' &= \frac{1}{kDt} \cdot \left\{ 1 - e^{-xw_nDt} \cdot \left( \frac{X}{\sqrt{1-X^2}} \cdot \text{Sen } w_dDt + \text{Cos } w_dDt \right) \right\} \end{aligned} \quad 2-11$$

Para el caso de los registros de aceleración los coeficientes descritos en 2-10 y 2-11 deben ser calculados una sola vez debido a que, en general, el intervalo de muestreo es constante.

### 2.3 Espectro de diseño

En esta sección, se consideran las formas espectrales definidas en la norma de construcción sismorresistente española (NCSE-02, 2009) y en el eurocódigo (EC-8, 2004), tanto del tipo I como del tipo II. También se han considerado, para el caso específico de Barcelona, los espectros deterministas y probabilistas obtenidos por Irizarry (2004) y basados en resultados de estudios de microzonificación realizados por Cid (1998).

La peligrosidad sísmica en el territorio español está definida por el mapa de peligrosidad sísmica publicado en la norma NCSE-02 (NCSE-02, 2009), y que se muestra en la Figura 2-4.

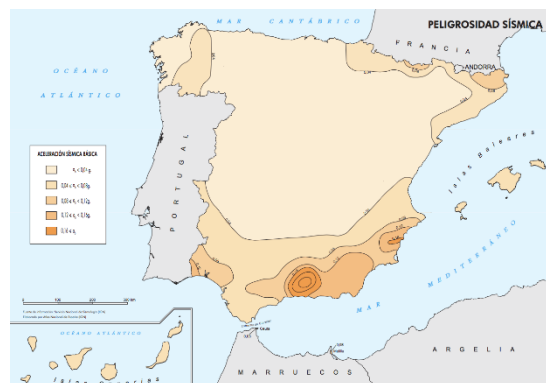


Figura 2-4: Mapa de peligrosidad sísmica, según la norma NCSE-02 (Fuente: NCSE-02, 2009)

En este mapa se pueden reconocer las regiones de mayor peligro sísmico, marcadas en tonos más oscuros y coincidiendo con el sureste de la península ibérica, y a las cuales les correspondería una aceleración básica, definida como una fracción de la gravedad, superior a 0.16 g. Puede también observarse que, en el centro de la península, las aceleraciones esperadas se reducen a valores que 0.04 g. Así mismo, dicha norma establece una clasificación para los tipos de suelo en base a la velocidad de propagación de las ondas de cizalla, cuyo detalle se recoge en la Tabla 2-1. A cada uno de ellos se le asigna un coeficiente de suelo que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno. El terremoto de diseño está representado por el espectro de respuesta elástico 5% amortiguado, con una probabilidad de

excedencia de 10% en 50 años, correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. En la Figura 2-5 se pueden apreciar los espectros de respuesta de la norma NCSE-02 para  $K=1$ .

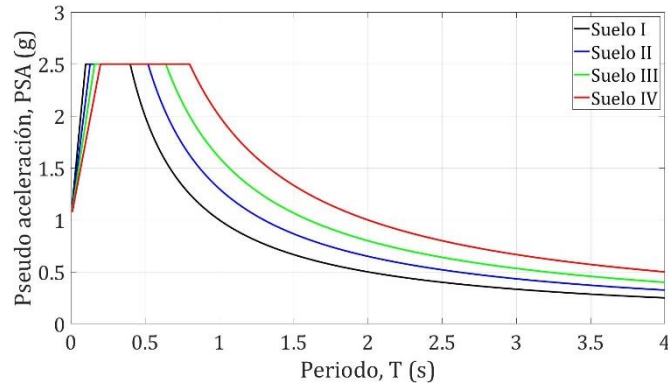


Figura 2-5: Espectros de diseño de la norma NCSE-02 (Fuente: NCSE-02, 2009)

Las expresiones para definir el espectro son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 \text{Si } T < T_A & \quad \alpha(T) = 1 + 1.5T/T_A \\
 \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \quad \alpha(T) = 2.5 \\
 \text{Si } T > T_B & \quad \alpha(T) = KC/T
 \end{aligned}
 \tag{2-12}$$

en donde:

$T$ : Periodo del oscilador.

$C$ : Coeficiente de suelo detallado en la Tabla 2-1.

$K$ : Coeficiente de contribución.

Los valores para  $T_A$  y  $T_B$  se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_A = KC/10 \quad T_B = KC/2.5 \tag{2-13}$$

Tabla 2-1: Clasificación y coeficiente de suelo, según la norma NCSE-02 (Fuente: NCSE-02, 2009)

| <b>Tipo de suelo</b> | <b>Descripción</b>   | <b><math>V_s</math> (m/s)</b> | <b>Coefficiente de suelo</b> |
|----------------------|--|-------------------------------|------------------------------|
| I                    | Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso                                    | >750                          | 1                            |
| II                   | Roca muy fracturada, suelos granulares o cohesivos muy duros                           | 400 – 750                     | 1.3                          |
| III                  | Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme | 400 – 200                     | 1.6                          |
| IV                   | Suelo granular, o suelo cohesivo blando  | <200                          | 2                            |

Por su parte, el Eurocódigo 8 (EC-8, 2004) también establece otros espectros de diseño que son de aplicación en Europa, y que están definidos por las expresiones 2-14:

$$\begin{aligned}
 \text{Si } 0 \leq T \leq T_A & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\
 \text{Si } T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
 \text{Si } T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\
 \text{Si } T \leq T_D \leq 4s & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{2-14}$$

En donde:

$T$ : Periodo del oscilador.

$a_g$ : Aceleración sísmica de cálculo ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ ).

$\gamma_1$ : Factor de importancia.

$\eta$ : Factor de corrección por amortiguamiento.

$S$ : Coeficiente de suelo.

Los periodos  $T_B$ ,  $T_C$  y  $T_D$ , para un espectro de *tipo II*<sup>(3)</sup>, dependen del tipo de suelo y se detallan en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2: Parámetros definidos en el Eurocódigo 8 para un espectro de tipo II (Fuente: EC-8, 2004)

| <b>Tipo de suelo</b> | <b>S</b> | <b><math>T_B</math> (s)</b> | <b><math>T_C</math> (s)</b> | <b><math>T_D</math> (s)</b> |
|----------------------|----------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| A                    | 1.0      | 0.05                        | 0.25                        | 1.2                         |
| B                    | 1.35     | 0.05                        | 0.25                        | 1.2                         |
| C                    | 1.5      | 0.10                        | 0.25                        | 1.2                         |
| D                    | 1.8      | 0.10                        | 0.30                        | 1.2                         |
| E                    | 1.6      | 0.15                        | 0.25                        | 1.2                         |

Los espectros de diseño para cada tipo de suelo pueden apreciarse en la Figura 2-6. Si se comparan con los espectros definidos por la norma NCSE-02 (Figura 2-5), se puede observar que los espectros definidos mediante los criterios del eurocódigo representan el rango de periodos cortos con respuestas más altas en aceleración, mientras que el espectro definido en la norma española lo hace sobre el rango de periodos largos.

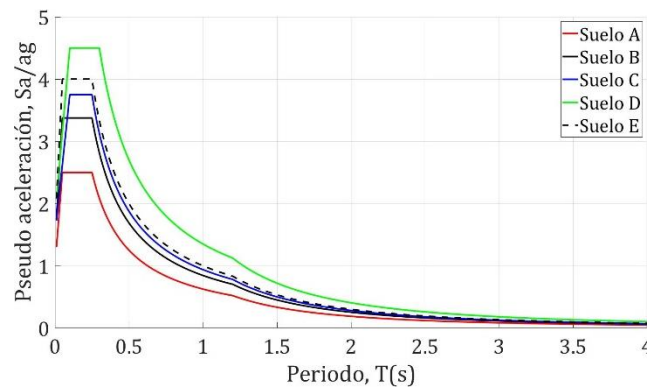


Figura 2-6: Espectros de diseño tipo II del Eurocódigo 8 para distintos tipos de suelo

<sup>3</sup> En el Eurocódigo 8 se establecen dos tipos de espectro para determinar el terremoto de diseño. El tipo I corresponde a sismicidad lejana y el tipo II a sismos cercanos. En este trabajo se usará el espectro tipo II, debido a que el evento considerado, de magnitud  $M_w=5.1$ , fue cercano ( $< 10\text{km}$ ).

### 2.3.1 El formato Sa-Sd (ADRS)

Los edificios de uso común tienen un amortiguamiento cuyo valor se encuentra comprendido en el rango [2% - 20%] de su amortiguamiento crítico (Vargas-Alzate, 2013), por esta razón los espectros, para bajos amortiguamientos, pueden ser aproximados mediante los pseudo-espectros (Mahaney, *et al.* 1993), usando las siguientes relaciones:

$$Sd(\omega) = \frac{1}{\omega} \cdot Sv(\omega) = \frac{1}{\omega^2} \cdot Sa(\omega) \quad 2-15$$

Donde:

$\omega$ : Frecuencia.

$Sd$ : Espectro de respuesta de desplazamiento.

$Sv$ : Espectro de respuesta de velocidad.

$Sa$ : Espectro de respuesta de aceleración.

Combinando las expresiones 2-3 y 2-15 llegamos a la ecuación 2-16, que permite obtener la respuesta espectral en desplazamientos, la misma que da lugar a la representación espectral  $Sa$ - $Sd$ , también conocida como formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectra*, en inglés).

$$Sd = T^2 Sa / 4\pi^2 \quad 2-16$$

En la Figura 2-7 se pueden apreciar los espectros de diseño obtenidos para las normas sismorresistentes europea y española, en coordenadas espectrales y para cada uno de los tipos de suelo especificados en cada norma.

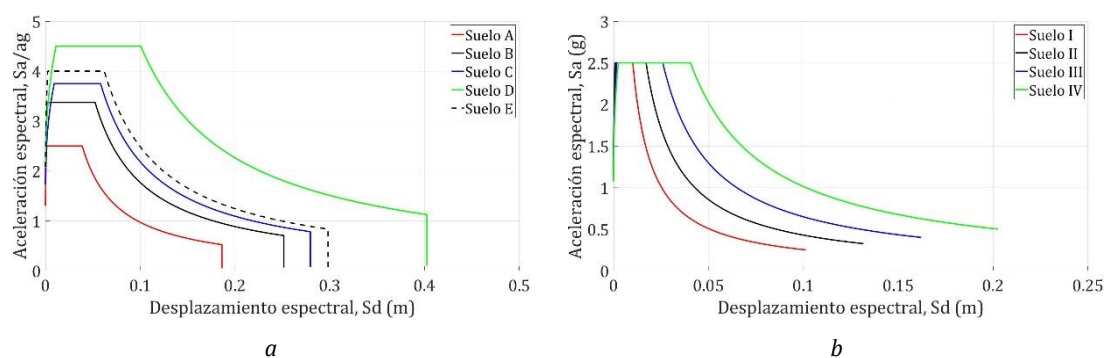


Figura 2-7: Espectros en formato ADRS y para distintos tipos de suelo, según el Eurocódigo-8 (EC-8, 2004) (a), y según la NCSE-02 (b)

Así mismo, también es posible generar los espectros de respuesta en formato ADRS para las componentes de aceleración del sismo de Lorca (Murcia) de mayo de 2011, seleccionado, en este trabajo, para el estudio de algunos edificios. Estos espectros se pueden apreciar en la Figura 2-8.

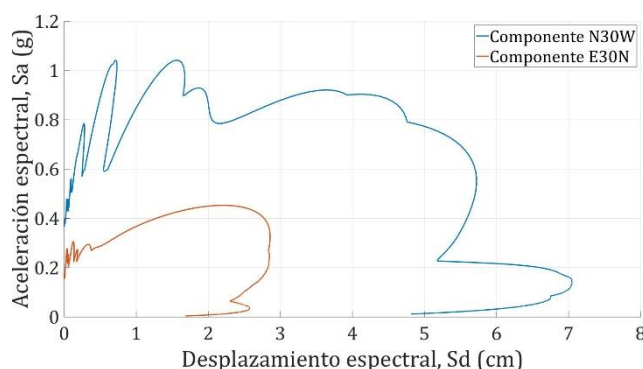


Figura 2-8: Espectros de respuesta, en formato ADRS, para las componentes horizontales (N-S, E-W) de los acelerogramas del terremoto de Lorca de mayo de 2011

En la Figura 2-9a se puede apreciar que el espectro de respuesta de las componentes horizontales de aceleración (en rojo) del sismo de Lorca de mayo de 2011, supera, ampliamente, a los espectros de diseño de la norma NCSE-02 (en azul), así como a los espectros de diseño del Eurocódigo 8 (en negro). Esta diferencia es relevante, especialmente en el rango de períodos, [0-1Hz], en el que se sitúan un número importante de edificaciones urbanas. Así también, en formato espectral (ADRS) (Figura 2-9b), se puede apreciar que para pequeños desplazamientos se corresponden también aceleraciones muy elevadas. La razón del interés para



trabajar con estos acelerogramas en particular, es debido a su notable discordancia respecto del espectro de diseño estipulado, tanto en el Eurocódigo 8 (EC-8, 2004), como en la normativa sismorresistente española (NCSE-02, 2009). En estas condiciones, el terremoto de Lorca de mayo de 2011, representa una oportunidad para evaluar el daño que podrían sufrir las edificaciones cuando se ven sometidas a demandas sísmicas más elevadas que aquellas prescritas en las normas sísmicas.

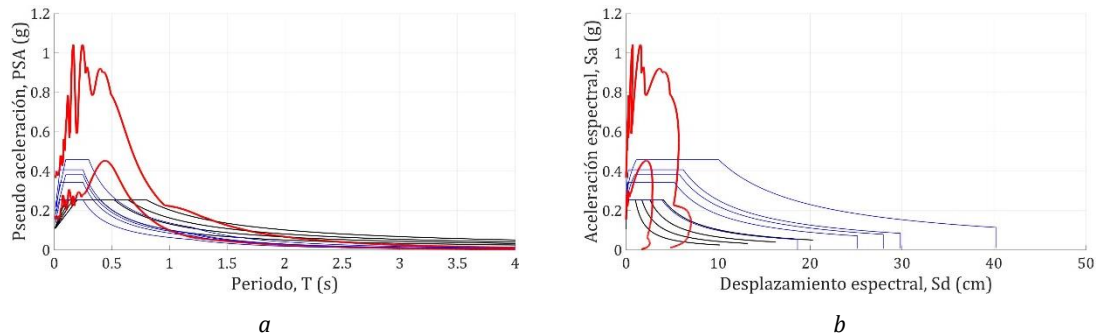


Figura 2-9: Espectros de respuesta, en formato Sa-T (a) y Sa-Sd (b), para los espectros de diseño del eurocódigo-8, en negro, y de la NCSE-02, en azul, comparados con los espectros de las componentes horizontales de aceleración (N-S, E-W), en rojo, del terremoto de Lorca de mayo de 2011

## 2.4 Escenario sísmico para Barcelona

La ciudad de Barcelona está considerada en la norma NCSE-02 como un posible escenario moderado de grado VI MSK para un periodo de retorno de 500 años con una aceleración pico esperada de 0.04 g. Algunos estudios locales como el de (Goula, *et al.* 1998) han definido intensidades esperadas de grado VI – VII MSK para el mismo periodo de retorno, alcanzando una aceleración pico de 0.054 g. En este trabajo se han considerado, para el caso específico de Barcelona, los espectros deterministas y probabilistas obtenidos por Irizarry (2004) y basados en resultados de estudios de microzonación realizados por Cid (1998). En base a estos estudios, la ciudad se divide en cuatro zonas tal como se detalla en la Figura 2-10.

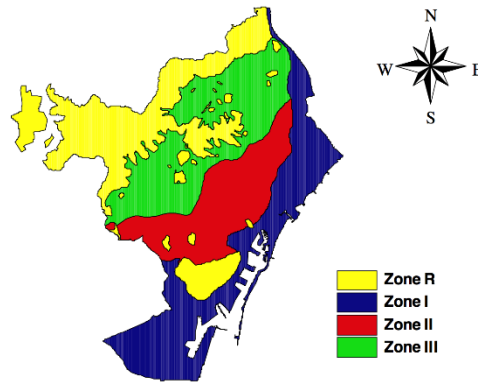


Figura 2-10: Zonas de microzonación sísmica de Barcelona definidas por Cid (2001) (fuente: Irizarry, 2004)

La Tabla 2-3 recoge los parámetros de amplificación para Barcelona obtenidos a partir de los estudios de microzonificación de Cid (1998). En la Tabla 2-4 se comparan los parámetros de caracterización de suelos descritos en el trabajo de Cid (1998) con los de las normas sismorresistente española NCSE-02 y el Eurocódigo-8.

Tabla 2-3: Parámetros para los tipos de suelo de Barcelona según el estudio de Cid (1998)

| <b>Zona</b> | <b>Factor de amplificación</b> | <b>Frecuencia de máxima amplificación (Hz)</b> | <b>Máximo factor de amplificación</b> |
|-------------|--------------------------------|--|---------------------------------------|
| Roca        | 1                              | -  | -                                     |
| I           | 1.69                           | 2.5  | 2.5                                   |
| II          | 1.65                           | 5  | 2.5                                   |
| III         | 1.43                           | 5  | 2.25                                  |

Tabla 2-4: Comparación de parámetros de suelo para Barcelona según distintos códigos (fuente: Irizarry 2004)

| <b>Cid et al. (2001)</b> |                                    | <b>Eurocode 8</b> |                                    | <b>NCSE-02</b> |                                    |
|--------------------------|------------------------------------|-------------------|------------------------------------|----------------|------------------------------------|
| <b>Zona</b>              | <b><math>V_{s,30}</math> (m/s)</b> | <b>Clase</b>      | <b><math>V_{s,30}</math> (m/s)</b> | <b>Tipo</b>    | <b><math>V_{s,30}</math> (m/s)</b> |
| R                        | 800                                | A                 | $V_s > 800$                        | I              | $V_s > 750$                        |
| I                        | 405                                | B                 | $360 < V_s \leq 800$               | II             | $400 < V_s \leq 750$               |
| II                       | 384                                | B                 |                                    | III            | $200 < V_s \leq 400$               |
| III                      | 225                                | C                 | $180 < V_s \leq 360$               | III            |                                    |

### 2.4.1 Espectro de respuesta elástico

El espectro “suavizado” que vemos actualmente en las normas sísmicas puede ser entendido como la representación de la acción sísmica esperada en una zona determinada. Se obtiene a partir de una envolvente idealizada de los acelerogramas registrados en una región. Por tanto, estos espectros, para una región específica, se definen en base a los resultados de estudios de peligrosidad sísmica realizados en dicha región. El Eurocódigo define su espectro con las ecuaciones 2-14, la NCSE-02 con las ecuaciones 2-12, y existe, para el caso de Barcelona, un estudio local (Irizarry, 2004), en el que se propone un espectro de respuesta elástico basado en la información sísmica disponible actualmente. La propuesta consiste en definir dos escenarios, uno determinista y otro probabilista, de aplicación en la ciudad de Barcelona, modificando la formulación presentada por el Eurocódigo en la que los factores de modificación regional,  $k$ , y los parámetros de suelo,  $S$ , no están considerados, así mismo, la variable  $a_g$  es sustituida por el PGA, y el factor 2.5 es reemplazado por el factor,  $B_C$ , definido como  $Sa_{MAX}/PGA$ . Con estas modificaciones, las ecuaciones que definen el espectro de diseño elástico para la ciudad de Barcelona son las siguientes:

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B : Sa(T) &= PGA \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (B_C - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : Sa(T) &= PGA \cdot B_C \\ T_C \leq T \leq T_D : Sa(T) &= PGA \cdot B_C \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T \leq 4s : Sa(T) &= PGA \cdot B_C \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \end{aligned} \tag{2-17}$$

Donde:

$Sa(T)$ : Ordenada del espectro de respuesta elástico.

$T$ : Periodo del oscilador de un grado de libertad.

$PGA$ : Aceleración pico.

$B_C$ : Definido como  $Sa_{MAX}/PGA$ .

$T_B, T_C$ : Límites de la zona de aceleración constante.

$T_D$ : Define el inicio del rango de desplazamientos constantes.

Ambos escenarios, determinista y probabilista, definen sus espectros mediante los parámetros presentados en la Tabla 2-5. En la Figura 2-11 se presentan todos los espectros propuestos en este estudio, para ambos escenarios, determinista y probabilista.

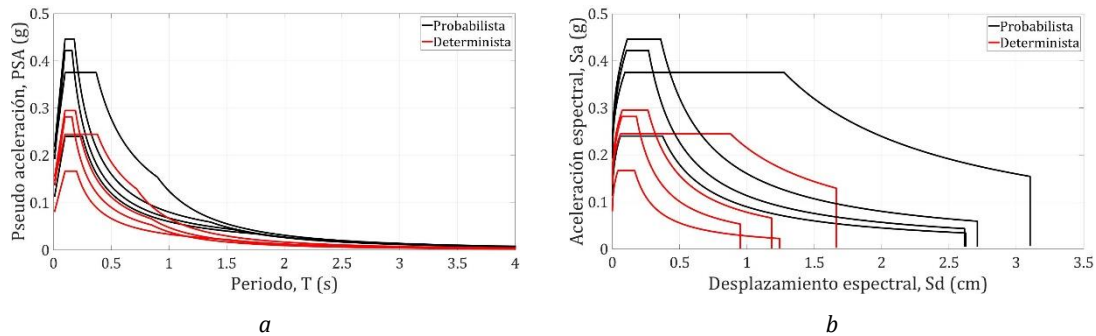


Figura 2-11: Demanda sísmica, determinista y probabilista, para todas las zonas definidas para Barcelona a) Formato  $S_a - T$ , b) Formato ADRS

Tabla 2-5: Parámetros para los escenarios determinista y probabilista, propuestos por Irizarry (2004)

| Zona | Método       | PGA          |       |           |           |           |
|------|--------------|--------------|-------|-----------|-----------|-----------|
|      |              | ( $cm/s^2$ ) | $B_C$ | $T_B$ (s) | $T_C$ (s) | $T_D$ (s) |
| Roca | Determinista | 71.1         | 2.3   | 0.10      | 0.20      | 1.50      |
|      | Probabilista | 98.1         | 2.4   | 0.10      | 0.25      | 1.76      |
| I    | Determinista | 133.3        | 1.8   | 0.10      | 0.38      | 0.72      |
|      | Probabilista | 183.9        | 2.0   | 0.10      | 0.37      | 0.90      |
| II   | Determinista | 137.7        | 2.1   | 0.10      | 0.19      | 0.85      |
|      | Probabilista | 190.1        | 2.3   | 0.10      | 0.18      | 1.36      |
| III  | Determinista | 120          | 2.3   | 0.10      | 0.16      | 0.85      |
|      | Probabilista | 165.5        | 2.5   | 0.10      | 0.16      | 1.56      |

En este trabajo de investigación, el edificio modelado en Barcelona (edificio OMEGA) se encuentra en la zona II, de modo que, los respectivos escenarios que definen la demanda sísmica para este edificio son los presentados en la Figura 2-12.

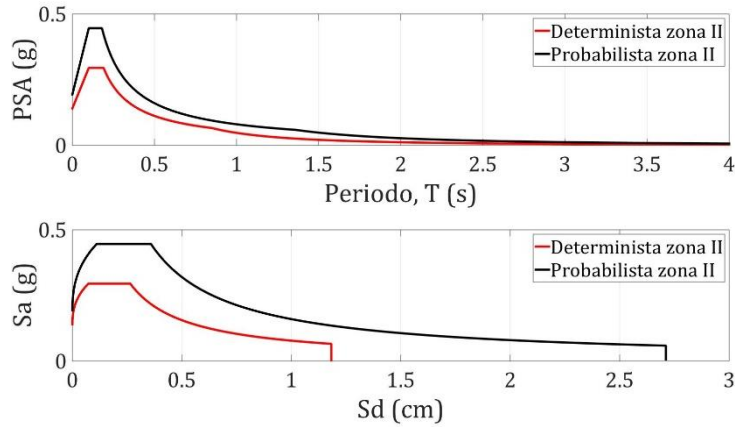


Figura 2-12: Escenario sísmico determinista y probabilista para el edificio OMEGA en Barcelona. a) Formato  $Sa - T$ , b) Formato ADRS

En términos de fracción de la gravedad, el PGA esperado para ambos escenarios, determinista y probabilista, es de 0.14 g y 0.19 g, respectivamente. Estos valores son significativamente superiores a los valores propuestos por la normativa sismorresistente española NCSE-02 (NCSE-02, 2009) en la que se asigna un valor de 0.04 g para la ciudad de Barcelona. En la Figura 2-13 se presenta una comparación de los espectros del Eurocódigo (EC-8, 2004) y de la norma NCSE-02 con los espectros obtenidos por la propuesta de Irizarry. Por una parte, el modelo de Irizarry probabilista estima un incremento importante de respuesta en el rango de períodos comprendidos entre 0.10 s - 0.18 s, con aceleraciones cercanas a 450  $\text{cm/s}^2$ , mientras el escenario determinista propone aceleraciones próximas a 300  $\text{cm/s}^2$ . Por otra parte, la formulación propuesta en el Eurocódigo-8 en el rango de periodos de 0.10 s a 0.25 s, estima respuestas máximas en aceleración de 150  $\text{cm/s}^2$ , aproximadamente.

Por lo tanto, un buen estimador de la demanda para el edificio OMEGA podría ser el espectro determinista, debido a que es un término intermedio entre el espectro probabilista y el espectro definido por la NCSE-02. El escenario determinista está definido mediante un terremoto de referencia ocurrido en 1448 en Cardedeu (provincia de Barcelona), población situada a 25 Km al noreste de Barcelona, y que tuvo una intensidad de VII MSK (Irizarry, 2004).

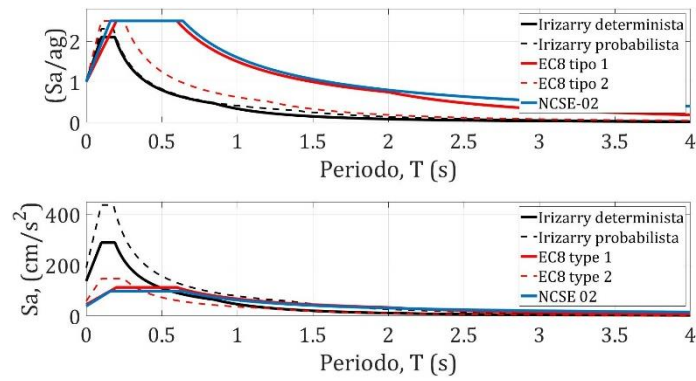


Figura 2-13: Comparación de los escenarios sísmicos aplicables a la ciudad de Barcelona

## 2.5 Acelerogramas

Los métodos basados en el espectro de capacidad utilizan, en general, espectros de código para caracterizar la acción sísmica. En este trabajo de investigación, también se ha utilizado el cálculo dinámico no lineal, por lo que ha sido necesario utilizar acelerogramas para describir la acción sísmica. Los acelerogramas representan la aceleración del suelo en función del tiempo y se registran mediante equipos que contienen sensores acelerométricos. Estos equipos, disponen de tres sensores dispuestos ortogonalmente para registrar las tres componentes de la señal, una vertical y dos horizontales. Los sensores horizontales suelen orientarse según las direcciones Norte-Sur y Este-Oeste (Hidalgo-Leiva, 2017). En términos generales, para llevar a cabo un análisis dinámico es necesario tener en cuenta que los acelerogramas seleccionados representen bien a la zona en estudio (Vargas-Alzate, 2013). Esta condición se cumple buscando la compatibilidad del espectro de los acelerogramas seleccionados con el espectro de diseño definido para una zona determinada. Como se puede ver en la Figura 2-9, ni el espectro de respuesta en formato  $Sa-T$ , ni el espectro de respuesta en formato espectral  $Sa-Sd$ , de las componentes horizontales de aceleración del terremoto ocurrido en Lorca en mayo de 2011, se corresponden con los espectros de diseño definidos en las normas españolas o europeas para aquella región, puesto que, de alguna manera, los espectros de diseño prescritos para la zona no representan a este sismo. Un buen ejemplo de señales compatibles se presenta en la Figura 2-14, en la que los espectros de repuesta de 15 señales seleccionadas para llevar a cabo, más adelante, un análisis

dinámico incremental, han sido generados usando como espectro objetivo el espectro de diseño para Lorca y definido en la norma EC-8, tipo II para suelo tipo B. La metodología para la obtención de las señales y la selección de parámetros utilizados para la definición del tipo de espectro, serán presentados más adelante.

Tomando en cuenta que las herramientas fundamentales para el análisis dinámico son los acelerogramas, además de ser compatibles con el espectro de diseño definido para una región determinada, es necesario seleccionarlos en número suficiente para incluir un análisis de la incertidumbre en la estimación de la respuesta. El proceso para seleccionar dichos acelerogramas puede no ser tan sencillo. En general, la situación ideal es disponer de una base de datos con un número suficiente y representativo de acelerogramas de la región, cuyos espectros de respuesta son compatibles con los espectros prescritos en los códigos para dicha región. Cuando la base de datos no existe o bien es insuficiente, entonces debe recurrirse a acelerogramas sintéticos o híbridos para poder desarrollar análisis dinámicos no lineales (Vargas-Alzate, 2013).

### **2.5.1 Acelerogramas híbridos**

Para realizar análisis dinámicos no lineales, en los casos en que los espectros de respuesta de acelerogramas de la base de datos utilizada, no se ajustan al espectro objetivo especificado para la región, es necesario recurrir al uso de acelerogramas híbridos. Este tipo de acelerogramas son obtenidos modificando acelerogramas reales para ajustar, en un rango de periodos o en todos, sus espectros a la demanda esperada (Díaz-Alvarado, 2017). Las condiciones para la selección de acelerogramas están indicadas en las normas y pueden hacer referencia a un ajuste en todas las bandas frecuenciales o bien en un rango frecuencial en particular. En este sentido, varias metodologías de selección han sido propuestas (Beyer & Bommer, 2007; Bermúdez, 2010; Zetner, 2104). En el presente trabajo de investigación, la técnica utilizada está descrita por Vargas-Alzate (2013) y un resumen de la misma será expuesto más adelante.

### **2.5.2 Acelerogramas sintéticos**

En las situaciones en las que no se dispone de una base de datos adecuada para la región de estudio, es necesario recurrir a acelerogramas artificiales o sintéticos. En estos casos, estos acelerogramas describen la fuente, el camino y el sitio de forma artificial (Díaz-Alvarado, 2017). Este tipo de registros tienen la ventaja de ajustar mejor al espectro objetivo. No obstante, a pesar de un buen ajuste espectral, hay otros aspectos, como la duración del acelerograma, *i.e.* del sismo, que deben tenerse en consideración si se desea representar correctamente el daño estructural (Vargas-Alzate, 2013).

### **2.5.3 Acelerogramas reales**

El uso de acelerogramas reales tiende a ser el más recomendado debido a que este tipo de registros expresan y se corresponden, de forma natural, con las características del sitio y del tipo de falla. Para la obtención de este tipo de registros se recurre a bases de datos. La *European Strong-Motion Database ESD* (Ambraseys *et al*, 2002) recoge información sobre los parámetros de los terremotos europeos de poca profundidad y profundidad intermedia y los registros asociados de aceleración de movimientos fuertes, tanto en forma no corregida como corregida, y los espectros de respuesta correspondientes. La base de datos consta de parámetros relacionados con terremotos y estaciones, mientras que la información relativa a registros individuales incluye valores máximos y de distancia. Además, se proporciona un software de navegador que permite al usuario buscar en la base de datos y el banco de datos para seleccionar los datos de entrada del diseño. Otra opción interesante es la base de datos italiana ITACA (D'Amico *et al.*, 2020). También es posible utilizar aplicaciones informáticas que facilitan la descripción de la amenaza sísmica de una región a partir de las características geotectónicas y de los sismos ocurridos en la misma. Este es el caso del programa CRISIS 2007 desarrollado en la Universidad Nacional Autónoma de México (Ordaz, *et al.* 2007).



## 2.6 Base de datos y espectro objetivo

Para la determinación de los acelerogramas a usar en el análisis dinámico, se partirá del análisis de la *European Strong-Motion Database* ESD (Ambraseys et al, 2002), que contiene más de 2000 acelerogramas registrados en Europa. Los espectros objetivo estarán definidos, para Lorca, por el espectro de diseño de la norma EC-8, tipo II, para suelo tipo B, mientras que, para Barcelona, el escenario sísmico estará definido por el espectro determinista propuesto por Irizarry (2004).

### 2.6.1 Acelerogramas seleccionados para el edificio San Fernando (Lorca)

Para seleccionar los acelerogramas de la base de datos que definirán la demanda de la ciudad de Lorca en los análisis dinámicos, utilizaremos del procedimiento propuesto por Vargas-Alzate (2013). La base de este método es definir una función a minimizar. Para este caso, dicha función corresponde al error cuadrático medio de la diferencia entre el espectro objetivo y los espectros de los acelerogramas de la base de datos. El espectro objetivo es, para Lorca, el espectro de diseño del Eurocódigo 8 tipo 2 suelo B. El error cuadrático medio, es decir, la función a minimizar, se define a partir de la siguiente ecuación:

$$ECM_i = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{j=1}^n (sao_{T-T_j} - sai_{T-T_j})^2} \quad 2-18$$

Donde:

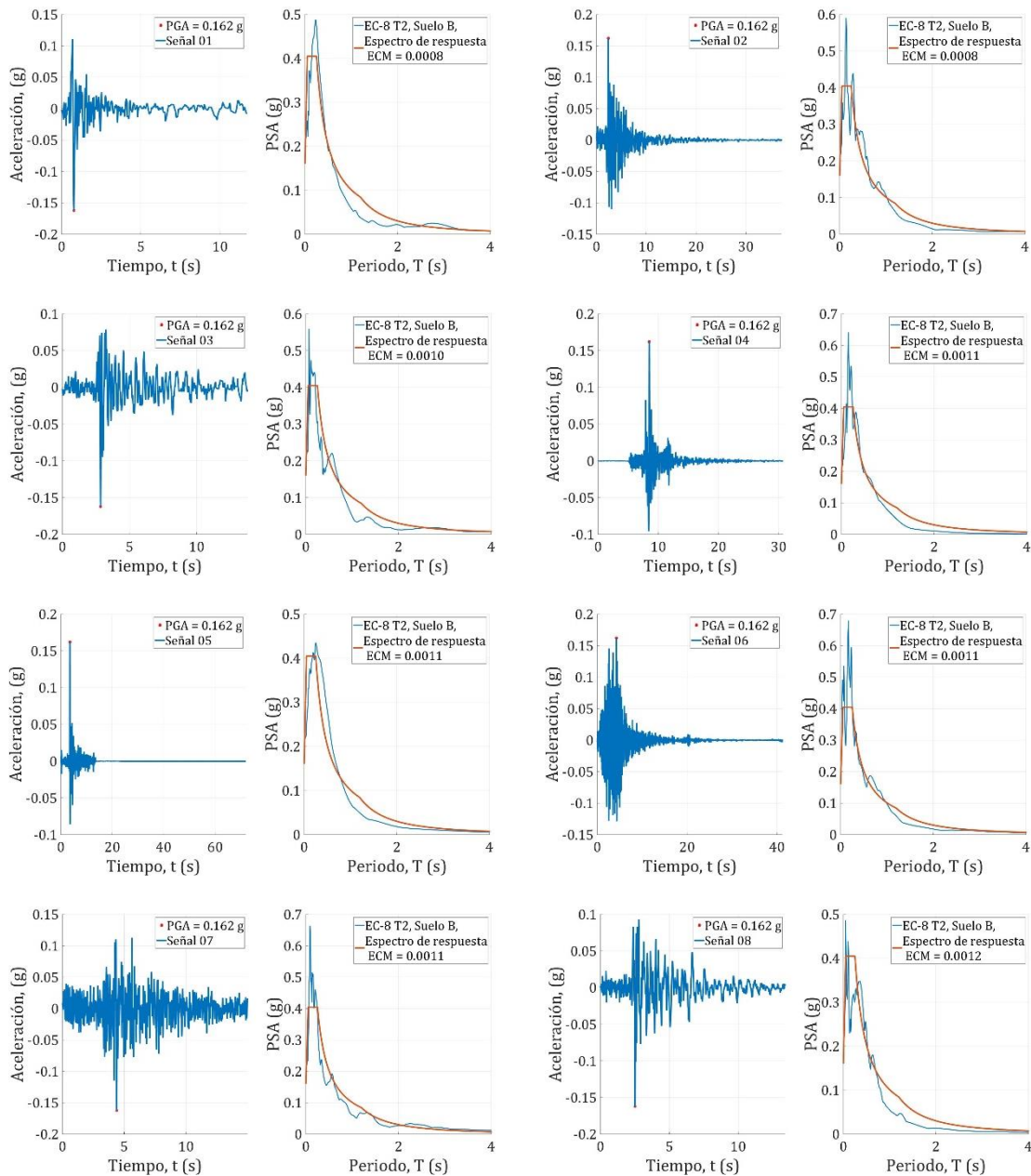
$ECM_i$ : Error cuadrático medio del espectro del acelerograma  $i$  de la base de datos.

$sao_{T-T_j}$ : Aceleración espectral, para el periodo  $T_j$ , del espectro objetivo.

$sai_{T-T_j}$ : Aceleración espectral, para el periodo  $T_j$ , del espectro del acelerograma  $i$ .

De este modo se genera el vector ECM en el que, cada componente es el error cuadrático medio del ajuste entre el espectro objetivo y cada uno de los espectros de los acelerogramas (Vargas-Alzate, 2013). A continuación, se ordena de menor a mayor el vector que contiene los valores obtenidos para el error calculado de cada

registro y así se consigue que el primer valor se corresponda con el espectro que mejor ajusta a la función objetivo, y a partir de éste, dicho valor disminuye y, con éste, la calidad del ajuste. En la Figura 2-14 se puede ver la selección de los 15 acelerogramas obtenidos mediante el método descrito en esta sección, todos ellos con errores de ajuste relativamente muy bajos, ordenados en función de su calidad de ajuste.



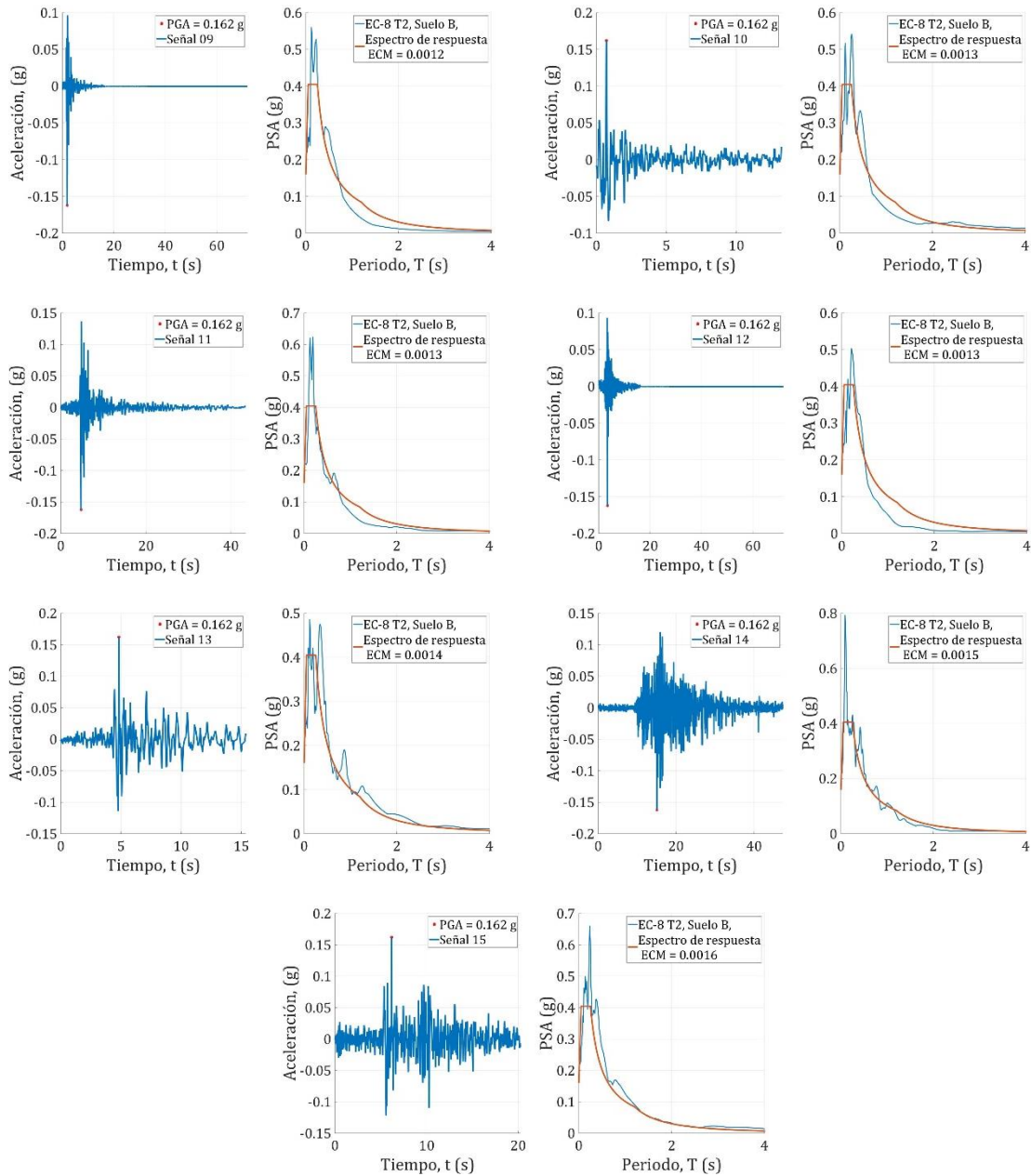


Figura 2-14: Acelerogramas seleccionados en la European Strong-Motion Database, con sus respectivos espectros de respuesta, calculados y comparados con el espectro objetivo prescrito por el EC-8 tipo II y suelo tipo B, para Lorca (Murcia). En cada caso se indica el error cuadrático medio obtenido

## 2.6.2 Señales seleccionadas para el edificio OMEGA (Barcelona)

Para el caso del edificio OMEGA (Barcelona) se seleccionaron un conjunto de tres registros de aceleración con sus dos componentes horizontales, en base a la amenaza sísmica definida por Irizarry (Irizarry, 2004). Las señales obtenidas se presentan en la Figura 2-15. El orden de aparición no obedece a la calidad del ajuste,

sin embargo, se puede ver que en todos los casos existe una muy buena correlación respecto del espectro objetivo.

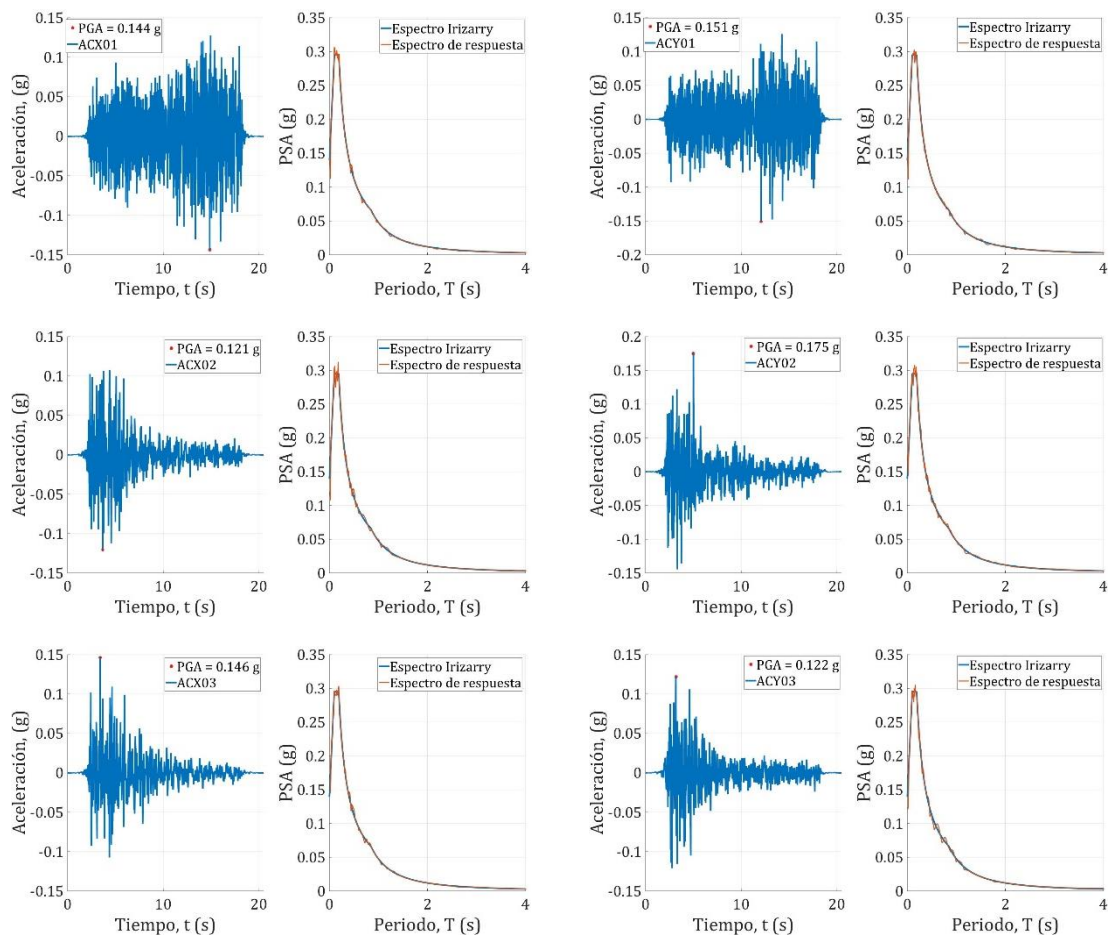


Figura 2-15: Acelerogramas seleccionados en la European Strong-Motion Database, con sus respectivos espectros de respuesta, calculados y comparados con el espectro objetivo, determinista, obtenido por Irizarry (2004) para Barcelona

## 2.7 Efectos de direccionalidad

En la base de datos europea (European Strong-Motion Database) (Ambraseys *et al*, 2002), los registros incluyen ambas componentes horizontales para cada sismo. Se observa, en general, que los espectros de cada componente suelen variar considerablemente. Es por ello que es una práctica muy extendida calcular la media geométrica de ambas componentes y utilizar esta media como espectro representativo del registro sísmico. No obstante, esta media geométrica depende de la orientación de los sensores acelerométricos utilizados en los registros. Esta

dependencia de la media geométrica con la orientación de los sensores es lo que se define como efecto de direccionalidad. Para obtener un registro independiente de la orientación de los sensores acelerométricos, (Boore, *et al.* 2006) proponen una metodología que introduce dos nuevas medidas denominadas GMRotDpp y GMRotIpp.

GMRot Dpp se define como el percentil ‘pp’ del conjunto de medias geométricas que se obtienen a partir de las componentes horizontales de aceleración del registro, rotadas para todos los ángulos no redundantes (Vargas-Alzate, 2013). En consecuencia, GMRotD00, GMRotD50 y GMRotD100, corresponden con el valor mínimo, mediano y máximo respectivamente. Dado que la medida de GMRotDpp depende del período de vibración, se introduce GMRotIpp para evitar la dependencia del período. GMRotIpp se define a partir del ángulo que minimiza la dispersión de la media geométrica, normalizada por GMRotDpp para un período dado (Vargas-Alzate, 2013). Para ejemplificar el procedimiento se usarán las componentes de aceleración registradas para el terremoto de Lorca de mayo de 2011. El primer paso para calcular GMRotDpp y GMRotIpp, consiste en rotar las componentes de aceleración utilizando las siguientes ecuaciones 2-19:

$$\begin{aligned}
 S_{Xrot} &= S_x \cdot \text{Cos}\theta + S_y \cdot \text{Sen}\theta \\
 S_{Yrot} &= -S_x \cdot \text{Sen}\theta + S_y \cdot \text{Cos}\theta
 \end{aligned}
 \tag{2-19}$$

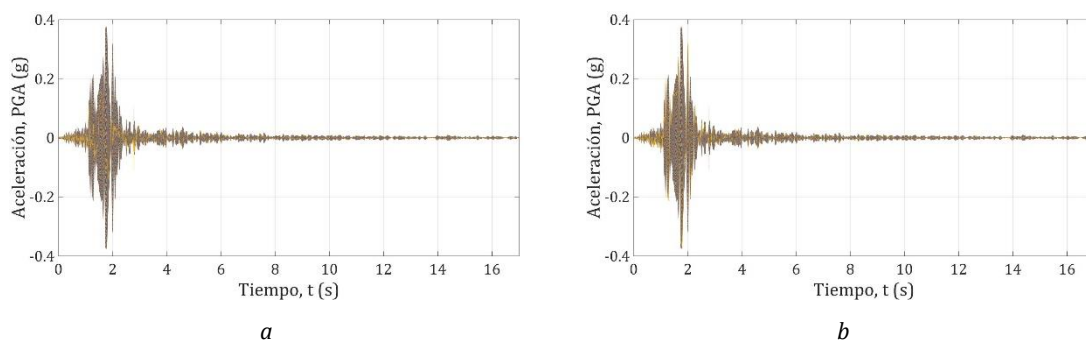


Figura 2-16: Componentes horizontales de aceleración del terremoto de Lorca de mayo de 2011, rotadas entre 0° y 180°, a) componente EN, b) componente NW

La Figura 2-16 muestra ambas componentes de aceleración del terremoto de Lorca de mayo de 2011 rotadas entre  $0^\circ$  y  $180^\circ$ . Por otra parte, en la Figura 2-17 se puede observar el cambio en el valor del PGA en ambas componentes horizontales a medida que cambia el eje de referencia. Asimismo, se han marcado los valores obtenidos para el PGA correspondiente a los acelerogramas registrados originalmente y cuyas orientaciones son: N30W y E30N. En cada ángulo de rotación se obtiene el espectro de respuesta de la media geométrica de los espectros de respuesta de las componentes ortogonales  $GM_{RotDpp}$ . Una vez encontradas se calcula  $GM_{RotD50}$ , que corresponde al percentil 50 de todas las señales rotadas para un mismo punto. El criterio para encontrar  $GM_{RotD50}$  está basado en definir el ángulo para el cual la dispersión en los datos es mínima. Esto se realiza mediante un ajuste de mínimos cuadrados. La Figura 2-18 se muestra los espectros de respuesta de todas las señales rotadas.

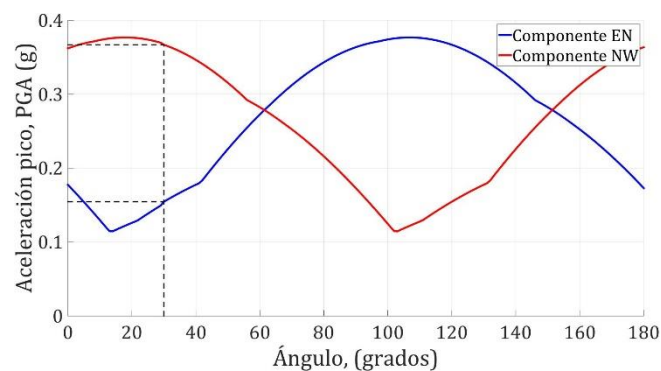


Figura 2-17: Componentes horizontales rotadas del terremoto de Lorca de mayo de 2011. Variación del PGA en función del ángulo de orientación del registro

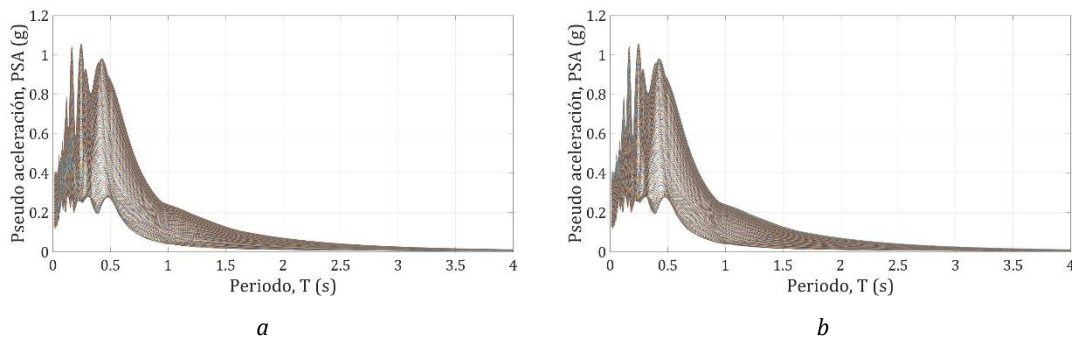


Figura 2-18: Espectros de respuesta de ambas componentes horizontales del sismo de Lorca de mayo de 2011, rotadas entre  $0^\circ$  y  $180^\circ$ , a) componente E-N, b) componente N-W

En la Figura 2-19 se muestran, para cada componente horizontal del sismo de Lorca de mayo de 2011, de forma independiente y en formato espectral Sa-Sd, los espectros de respuesta de todas las señales rotadas entre 0° y 180°. Por otra parte, la Figura 2-20 muestra la media geométrica de los espectros de respuesta de todas las señales rotadas entre 0° y 180°.

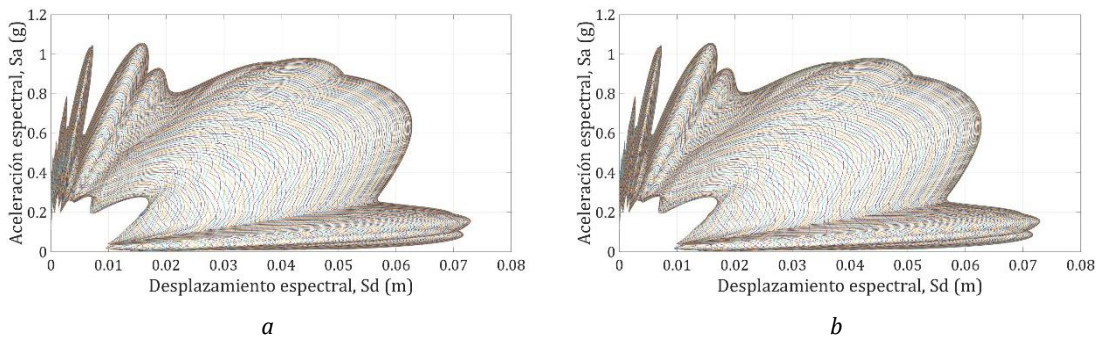


Figura 2-19: Componentes horizontales del sismo de Lorca de mayo de 2011. Espectros de respuesta en formato espectral y para ambas componentes horizontales rotadas entre 0° y 180°. a) componente E-N, b) componente N-W

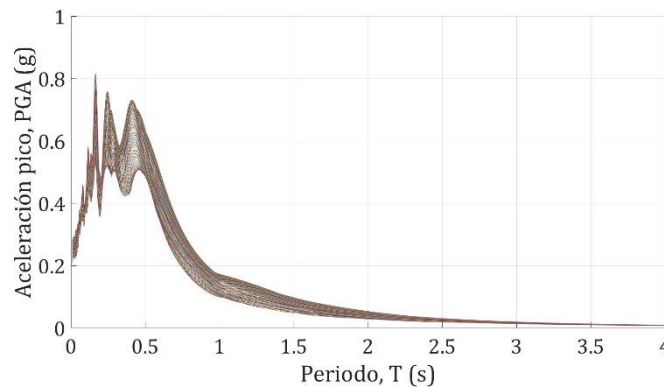


Figura 2-20: Media geométrica, en formato Sa-T, de los espectros de las componentes horizontales de aceleración del sismo de Lorca de mayo de 2011, rotadas entre 0° y 180°

Dado que las funciones trigonométricas son periódicas, los espectros para las componentes EN y NW están desfasados un ángulo de 90 grados, como se puede observar en la Figura 2-19, el espectro de la señal EN se transforma en el espectro de la señal NW y vuelve al espectro EN tras completar un ciclo. Por esta razón, la media geométrica será la misma cada 90 grados. En la Figura 2-21 se pueden apreciar los espectros GMRotD00, GMRotD50 y GMRotD100.

Para definir a la media geométrica *GMRot150* que representará a las componentes rotadas, se realiza un ajuste con mínimos cuadrados. A partir de aquí se obtiene el ángulo que hace que el error de ajuste, o de dispersión de datos, normalizado para *GMRotD50*, sea mínimo. En la Figura 2-22 se ha situado, mediante un trazo discontinuo, el ángulo de 79° que ha resultado ser el ángulo que minimiza la dispersión. En la Figura 2-22a se puede apreciar la tendencia a aproximarse entre sí de las medias geométricas de los espectros de las componentes rotadas.

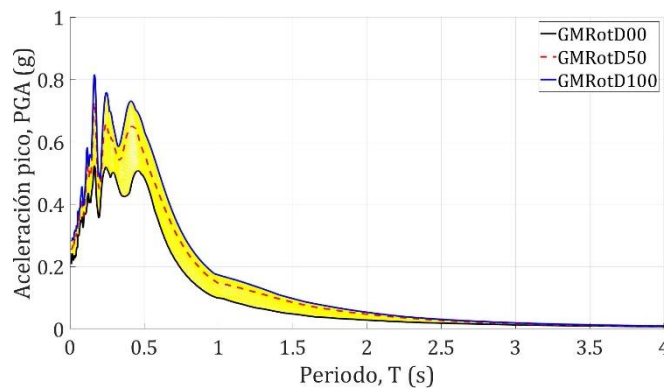


Figura 2-21: Medias geométricas *GMRotD00*, *GMRotD50* y *GMRotD100* de las componentes horizontales del sismo de Lorca de mayo de 2011, giradas entre 0° y 90°. En amarillo quedan condensadas todas las medias geométricas

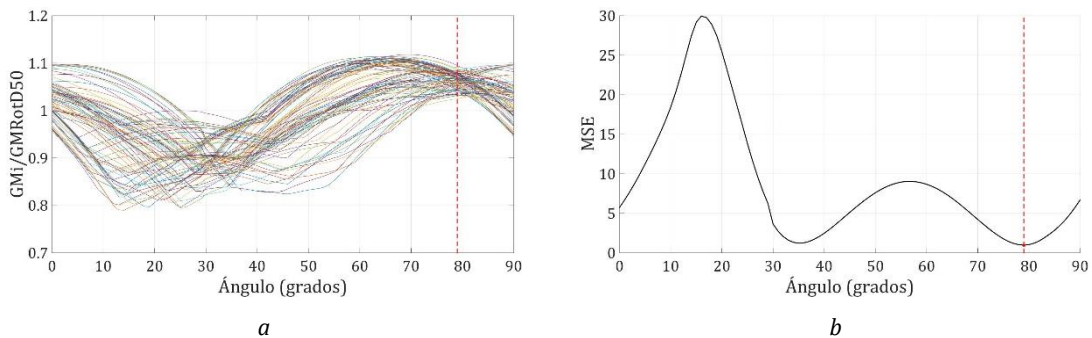


Figura 2-22: Componentes horizontales del sismo de Lorca de mayo de 2011. Cálculo del error cuadrático medio para la determinación de *GMRot150*. a) Dispersión de los datos, b) Error cuadrático medio

El procedimiento es relativamente sencillo, y permite determinar un registro que sea independiente de la orientación del sensor que registra el movimiento. En estas condiciones, *GMRot150* puede ser utilizado para obtener señales compatibles con este tipo de movimiento, o bien para definir un espectro de respuesta



representativo. A continuación, en la Figura 2-23 se presentan los distintos resultados obtenidos mediante este procedimiento.

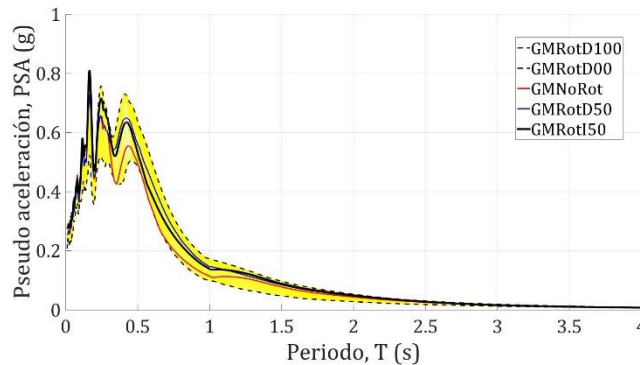


Figura 2-23: Componentes horizontales del sismo de Lorca de mayo de 2011. Cálculo de medias geométricas GMRotD100, GMRotD00, GMNoRot, GMRotD50, GMRotI50

## 2.8 Resumen y conclusiones

La vulnerabilidad estructural hace referencia a la susceptibilidad de sufrir daño ante un determinado evento sísmico; y, por tanto, la estimación de la demanda sísmica debe ser definida correctamente. En este capítulo se ha presentado una descripción de algunas opciones para considerarla, las mismas que dependerán también de la técnica de análisis que se va a usar.

Para la aplicación del método del espectro de capacidad (MEC), una primera opción consiste en usar los espectros propuestos por los códigos, o por algún estudio válido para la zona en estudio. Para España, este espectro viene definido en la NCSE-02 (NCSE-02, 2009) o el EC-8 (EC-8, 2004), o bien el caso del espectro determinista propuesto por Irizarry (Irizarry, 2004) y que es específico para la ciudad de Barcelona. Todos estos espectros dependen de algunos parámetros que se definen en función del tipo de suelo en el cual está emplazada la estructura. Como se ha podido ver en el presente capítulo, cada criterio presenta un espectro distinto aplicable a una misma situación. Una segunda opción es definir los espectros de respuesta a partir de acelerogramas representativos, o de algún evento particular que sea de interés. Para obtener el espectro de respuesta de una señal, se ha descrito

la metodología presentada por Chopra la cual es fácilmente implementable mediante un código MATLAB.

Por otra parte, en el análisis dinámico se somete al modelo estructural a la acción de un acelerograma, y se evalúa la respuesta en cada punto del registro. Este tipo de análisis fue posteriormente expandido al análisis dinámico incremental, que consiste en escalar un acelerograma desde PGA muy bajos hasta valores que provoquen lo que se conoce como inestabilidad dinámica global. Para poder llevar a cabo este análisis es necesario contar con un número suficiente de registros. Si no se tienen registros de la zona, o no son suficientes, un criterio para escoger adecuadamente los acelerogramas consiste en buscar señales de otras zonas que tengan un espectro de respuesta tal, que se asemeje al espectro objetivo. Si aun así no se cuenta con acelerogramas reales, es posible obtener acelerogramas híbridos o sintéticos, que son señales generadas matemáticamente cumpliendo alguna condición, o de forma aleatoria, y que son usadas para completar los registros requeridos para el análisis.

Debido a que las componentes de aceleración dependen de la orientación a la que se registra el evento en el sensor, se ha presentado la descripción de una metodología que permite la obtención de una señal, o un espectro de respuesta, que minimice el efecto de la direccionalidad en función de lo descrito por (Boore *et. al.* 2006).

Finalmente, cualquiera que sea la metodología escogida para llevar a cabo un análisis estructural, es necesario considerar varios escenarios para el sitio de emplazamiento de la estructura, y de ser posible, evaluar la pertinencia de aplicar casos extremos para reducir la incertidumbre en la estimación de la respuesta.



## **3. Capacidad estructural. Métodos de análisis no lineal**

### **3.1 Introducción (Métodos de análisis no lineal)**

Con el análisis no lineal se pretende evaluar el comportamiento estructural de una edificación, una vez que ésta ha incursionado en el rango plástico, dicho de otro modo, el objetivo es obtener el comportamiento estructural a medida que la estructura acumula daño progresivamente. En términos generales, existen dos metodologías para dicho propósito.

- El análisis estático no lineal.
- Análisis dinámico incremental.

### **3.2 Análisis estático no lineal y el método del espectro de capacidad**

Sobre la base del binomio capacidad-demanda, el método del espectro de capacidad es una herramienta avanzada para evaluar el desempeño estructural. El método requiere, por un lado, disponer de las acciones sísmicas que definen los escenarios en términos espectrales, y por el otro, el análisis de la capacidad y fragilidad de los edificios.

#### **3.2.1 El edificio. Curva de capacidad y espectro de capacidad**

El análisis estático no lineal (*AENL*) es un método que permite obtener la capacidad de la estructura cuando ésta se ve sometida a un patrón específico de cargas laterales. Dicha capacidad viene definida por la *curva de capacidad* que se obtiene mediante un ensayo de empuje lateral incremental de la estructura siguiendo la orientación de uno de los ejes principales de la misma. Las curvas de capacidad, también conocidas como curvas *pushover* (en inglés), son, en general, distintas para cada dirección de análisis. Para obtener la capacidad estructural es necesario partir de un modelo numérico del edificio generado mediante un programa de análisis apropiado. En este trabajo se han generado modelos numéricos tridimensionales capaces de reproducir el comportamiento mecánico y resistente de los edificios. Para ello, los modelos incorporan las características estructurales más representativas de los edificios que representan. La curva de capacidad o curva *pushover* de un modelo estructural, es una descripción gráfica de la respuesta de un edificio cuando sobre éste actúa una carga lateral, y depende en gran medida de la capacidad de deformación y resistencia de cada uno de sus componentes individuales (ATC-40, 1996). El proceso para obtener la curva de capacidad consiste en una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para obtener la curva de capacidad. El patrón de cargas laterales a definir puede ser uniforme, triangular, o puede ser proporcional a algún modo de vibración de la estructura. En

este estudio se han considerado, para cada dirección de análisis, patrones proporcionales al primer modo de vibración de los edificios. De este modo se representan, aproximadamente, las aceleraciones asociadas con el primer modo de vibración de la estructura (FEMA-440/ATC-55, 2005). Hay que tomar en consideración que, elegir uno u otro patrón de cargas, tendrá un impacto significativo sobre los resultados obtenidos como se puede ver en los trabajos de (Mwafy & Elnashai, 2001, Vargas-Alzate, 2013). Para cada incremento diferencial de carga lateral, el modelo matemático que representa la estructura se modifica de modo que el conjunto de elementos transitan por sucesivos estados de carga-equilibrio. Este proceso, inicialmente se desarrolla en rango elástico y, para desplazamientos que superan el dominio elástico, es necesario incluir en el análisis el efecto de los elementos que hayan comenzado a plastificar. El proceso es iterativo, de modo que se suceden estados de incremento de carga y equilibrio del sistema. Las iteraciones, o pasos del cálculo, en dominio plástico significan que la estructura acumula elementos dañados. Para obtener una representación fiable del comportamiento estructural real, es necesario definir correctamente las ecuaciones constitutivas de los materiales y las rótulas de los elementos. El proceso termina cuando la estructura se agota, es decir, cuando la estructura se vuelve total o parcialmente inestable, o bien un límite determinado ha sido alcanzado (ATC-40, 1996). La determinación de la curva de capacidad está basada en la hipótesis de que el modo de vibración fundamental marca la respuesta predominante de la estructura. Esto es válido para edificios de baja o mediana altura, cuyos periodos propios son, en cualquier caso, inferiores a 1s. Para edificios más altos o flexibles, deben considerarse en el análisis las aportaciones de los modos superiores (Kreslin & Fajfar, 2012). Las variables que definen la curva de capacidad son el desplazamiento de un nodo de control y el esfuerzo cortante total que se desarrolla en la base del edificio. El nodo de control se sitúa, en general, en un punto representativo del último nivel del modelo, en una zona en la que se pueda describir la pérdida de rigidez, puesto que si éste se encuentra en una zona muy rígida, no será posible describir convenientemente el proceso de pérdida de rigidez (Galasco, *et al.* 2006). Por lo general, se recomienda tomar como nodo de control un nodo de la estructura situado lo más cerca posible del centro de masas del edificio. Para edificios de plantas no simétricas, el nodo de control suele situarse

sobre el segmento que une los centros de masas y torsión de la planta. Para definir la curva de capacidad se contabiliza el desplazamiento del nodo de control y la variación de la fuerza cortante en la base. En la Figura 3-1 se esquematizan los pasos necesarios para la obtención de la curva de capacidad.

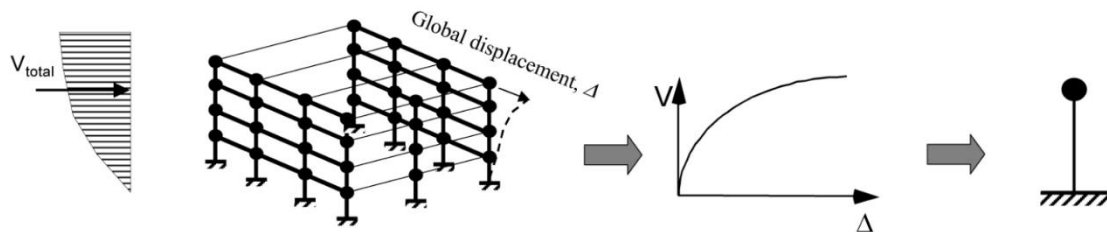


Figura 3-1: Esquema del ensayo de empuje incremental para obtener la curva de capacidad. (fuente: FEMA-440/ATC-55)

En este trabajo, para la determinación de la capacidad se han utilizado los programas SAP2000 y ETABS (CSI, 2018 a y b). El proceso seguido para la modelación será descrito más adelante. El programa contiene un módulo para el análisis no lineal que incluye varios parámetros que pueden ser modificados por el usuario. Los parámetros hacen referencia a la tolerancia en cada iteración, el número de iteraciones a realizar y el desplazamiento máximo desarrollado, entre otros. En este trabajo se ha incluido un análisis paramétrico de sensibilidad para determinar curvas de capacidad fiables y representativas.

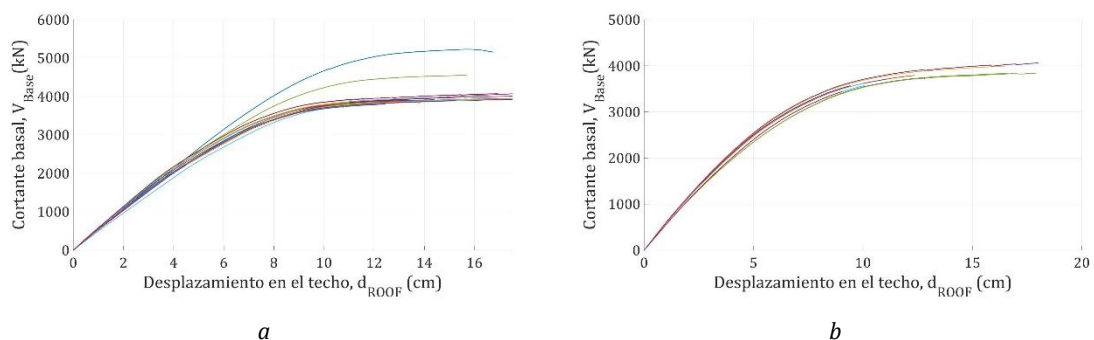


Figura 3-2: Análisis de sensibilidad de parámetros para la obtención de la curva de capacidad

Para ello fue necesario generar diferentes curvas de capacidad de un mismo modelo variando algunos parámetros mecánico-resistentes, para determinar la influencia en el resultado del cambio de dichos parámetros que se presentan en la Figura 3-2.

Básicamente, se procedió a descartar curvas conteniendo inestabilidades de origen numérico y otros efectos espurios.

Una vez obtenida la curva de capacidad, ésta se transforma al espectro de capacidad utilizando las propiedades modales del edificio. Para ello es necesario transformarla a coordenadas espectrales Sa-Sd utilizando las expresiones 3-1.

$$\begin{aligned}
 PF_1 &= \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \cdot f_{i1}) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \cdot f_{i1}^2) / g \right]} \\
 a_1 &= \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \cdot f_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \cdot \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \cdot f_{i1}^2) / g \right]} \\
 Sa &= \frac{V / W}{a_1} \\
 Sd &= \frac{D_{roof}}{PF_{1roof,1}}
 \end{aligned}
 \tag{3-1}$$

En donde:

$PF_1$ : Factor de participación modal del primer modo.

$\alpha_1$ : Coeficiente modal de masa.

$w_i/g$ : Masa correspondiente a cada nivel.

$\phi_{i1}$ : Amplitud del primer modo en el nivel  $i$ .

$N$ : Número de pisos.

$V$ : Cortante basal.

$W$ : Peso total actuante sobre la estructura, incluido cargas de uso.

$\Delta_{roof}$ : Desplazamiento en el techo.

$Sa$ : Aceleración espectral.

$Sd$ : Desplazamiento espectral.

La curva obtenida mediante este procedimiento se conoce como espectro de capacidad y no es más que la representación de la curva de capacidad en formato



ADRS. En la Figura 3-3 se muestran la curva de capacidad y el espectro de capacidad obtenidos para el modelo de un edificio objeto de este trabajo de tesis, el edificio San Fernando, en sus dos direcciones principales.

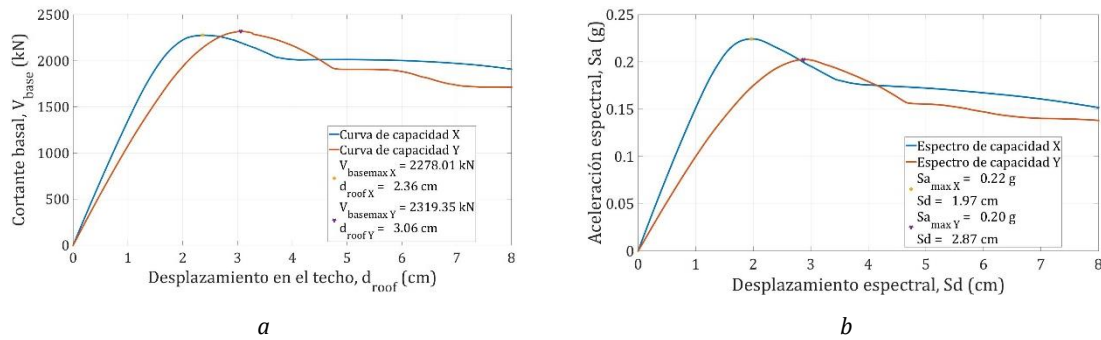


Figura 3-3: Curva de capacidad (a) y espectro de capacidad (b) obtenidas para cada eje ortogonal del bloque 11 del barrio San Fernando

El concepto del espectro de capacidad está soportado en la hipótesis de que los edificios en estudio pueden representarse mediante un modelo de masas concentradas, lo que se conoce comúnmente como *edificios de cortante*, y pueden ser reemplazados por un sistema simplificado de un grado de libertad, tal como se puede observar en la Figura 3-1. De este modo, el edificio se representa mediante su espectro de capacidad, que define la aceleración espectral en función del desplazamiento de un modelo simplificado de un grado de libertad que representa, de forma apropiada el comportamiento dinámico del edificio.

### 3.2.2 El punto de capacidad por demanda (punto de desempeño)

El método del espectro de capacidad permite calcular la respuesta cinemática, normalmente en desplazamiento y aceleración, de un edificio o estructura definida mediante su espectro de capacidad, ante la sollicitación de una determinada acción sísmica, definida, a su vez, mediante su espectro de respuesta elástica. El método se fundamenta en cruzar los espectros de capacidad y de demanda en su formato ADRS. En consecuencia, el método requiere caracterizar la demanda sísmica mediante un espectro de respuesta elástica  $S_{ae}(T)$  que se convierte al formato ADRS o  $S_{ae}-S_{de}$ . Este formato muestra las aceleraciones espectrales,  $S_{ae}$ , en función de los

desplazamientos espectrales, Sd<sub>e</sub>. De este modo es posible superponer los espectros de demanda y de capacidad, dado que ambos comparten un formato ADRS común. El punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda se conoce como el punto de capacidad por demanda o punto de desempeño (*Performance point*), en inglés, y define el desplazamiento máximo de respuesta de la estructura sometida a la acción sísmica considerada. El punto de desempeño, debe verificar las siguientes condiciones:

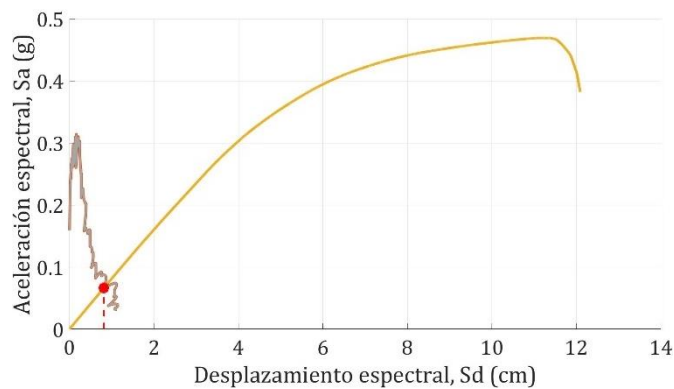
- Debe pertenecer al espectro de capacidad ya que representa el desplazamiento de la estructura.
- Debe pertenecer al espectro de demanda. En los casos en que el sistema realiza una incursión en el rango no elástico, el espectro de demanda requiere ser reducido a partir del espectro de respuesta lineal 5% amortiguado. A este espectro reducido le denominamos espectro de demanda no lineal.

Por tanto, el punto de desempeño debe encontrarse al mismo tiempo en el espectro de respuesta y en el espectro de capacidad (ATC-40, 1996, Milutinovic & Trendafiloski, 2003). A continuación, se describen los procedimientos numéricos que deben seguirse para determinar el punto de desempeño en diferentes situaciones.

#### *Desempeño en dominio elástico*

Cuando la intersección del espectro elástico de respuesta y el espectro de capacidad se halla en el rango de comportamiento elástico (lineal) del espectro de capacidad, no es necesario efectuar la reducción del espectro por inelasticidad. De este modo, el punto de intersección hallado es, directamente, el punto de capacidad por demanda (Figura 3-4). No obstante, esta situación no representa el caso más frecuente, ya que en general, este punto, se halla dentro del rango de comportamiento inelástico (no lineal) y su determinación requiere un procedimiento específico. Cuando el edificio ingresa en el tramo no elástico del

espectro de capacidad, la aproximación lineal al análisis de su respuesta ya no es válida y es necesario considerar la ductilidad de la estructura. Es decir, es necesario conocer los espectros no lineales de respuesta o espectros reducidos. Existen diferentes formas de reducir el espectro de demanda por inelasticidad (ATC-40, 1996). A este respecto, Milutinovic y Trendafiloski (2003) presentan tres de los procedimientos más frecuentemente utilizados para el cálculo del punto de desempeño. Aunque estos procedimientos se basan en los mismos conceptos y ecuaciones matemáticas, varían en las hipótesis propuestas para su resolución y en las técnicas gráficas o analíticas empleadas. A continuación se describen dos de las tres técnicas presentadas por Milutinovic y Trendafiloski (2003).



*Figura 3-4: Ejemplo del procedimiento para obtener el punto de desempeño para una estructura sometida a una acción sísmica representada por su espectro de respuesta, con un PGA de 0.151g. Como se puede ver, el punto de desempeño está dentro de la zona lineal del espectro de capacidad, y se puede apreciar que no existe reducción del espectro de demanda en este caso debido a que la estructura se comporta de forma lineal.*

#### *Aproximación lineal equivalente (Aproximación de igual desplazamiento)*

Esta primera técnica, no requiere procedimientos gráficos ni iterativos y puede ser resuelta siguiendo un algoritmo matemático que requiere utilizar unos pocos parámetros. Esta aproximación utiliza una representación bilineal elasto-plástica perfecta del espectro de capacidad; se supone que las aceleraciones espectrales del punto de plastificación o cedencia y del punto de capacidad última coinciden, es decir se supone  $S_{a_i} \approx S_{a_y}$ . Entonces el desplazamiento de respuesta del edificio debido a una demanda sísmica se estima mediante una técnica sencilla denominada “la aproximación de igual desplazamiento”. Esta aproximación se basa en la hipótesis de que el desplazamiento espectral de la estructura existente coincide con

el que hubiera ocurrido si la estructura se hubiera comportado de forma elástica. El punto de intersección entre la recta radial correspondiente al periodo de la rama que representa el comportamiento elástico del edificio y el espectro elástico, 5% amortiguado, define la aceleración y la demanda de desplazamiento correspondiente a un comportamiento elástico del sistema. Si llamamos  $(Sd_e, Sa_e)$  a este punto, se cumple que:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{Sd_y}{Sa_y}} = 2\pi \sqrt{\frac{Sd_e}{Sa_e}} \quad 3-2$$

donde  $T_e$  se expresa en segundos,  $Sd_y$  y  $Sd_e$  en cm y  $Sa_y$  y  $Sa_e$  en  $\text{cm}/\text{s}^2$ .

Si, además, tenemos en cuenta el modelo elasto-plástico del espectro de capacidad, concluimos que, en este caso, el punto de capacidad por demanda o punto de desempeño  $(Sd_p, Sa_p)$  viene definido como:

$$Sd_p = Sd_e ; Sa_p = Sa_y \quad 3-3$$

Una variante de este método es aquella en la que se utiliza el espectro de capacidad en lugar de su representación bilineal.

#### *Espectros de demanda inelásticos. Reducción por inelasticidad*

La propuesta anterior es una aproximación simplificada, sobre todo si el edificio es solicitado en el dominio inelástico. En estos casos, se propone un procedimiento en el que se tiene en cuenta que la respuesta del edificio es inelástica (no lineal) y para la que será necesario considerar la ductilidad. En este caso, se requiere efectuar una reducción del espectro de demanda (respuesta) lineal. Existen diversos métodos para calcular los espectros de demanda (respuesta) no lineal, *i.e.* reducidos (ATC-40, 1996). Una posibilidad es plantear la integración directa de las ecuaciones del movimiento incorporando la no linealidad del comportamiento estructural. No obstante, existen otras alternativas que parten del espectro de respuesta elástico, 5% amortiguado, y que mediante el uso de unos pocos parámetros, permiten

modificar de una forma relativamente sencilla el espectro lineal para convertirlo en espectro de demanda inelástico. A continuación, se describe un procedimiento simplificado cuyos detalles se pueden consultar en Milutinovic y Trendafiloski (2003).

*Aproximación lineal equivalente y reducción de demanda por ductilidad*

Para un determinado punto de capacidad por demanda, los espectros de respuesta no lineal de aceleración,  $Sa(T)$ , y de desplazamiento,  $Sd(T)$ , de un sistema de un solo grado de libertad (Single Degree Of Freedom, SDOF) para el que la relación fuerza-deformación se expresa de forma bilineal, se definen mediante:

$$Sa(T) = \frac{Sa_e(T)}{R_{\mu}(T)} \quad 3-4$$

$$Sd(T) = \frac{\mu_p}{R_{\mu}(T)} Sd_e(T) = \mu_p \frac{T^2}{4\pi^2} Sa(T) \quad 3-5$$

donde el subíndice  $p$  hace referencia al punto de desempeño o de capacidad por demanda,  $\mu_p$  es el factor de demanda de ductilidad definido como el cociente entre el desplazamiento de respuesta correspondiente al punto de capacidad por demanda causada por la acción sísmica considerada y el desplazamiento de plastificación o de cedencia del espectro de capacidad; es decir:

$$\mu_d = \frac{Sd_p}{Sd_y} \quad 3-6$$

y  $R_{\mu}(T)$  es el factor de reducción por resistencia debida a la demanda de ductilidad, que tiene en cuenta la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles. En el punto de desempeño, la razón entre las aceleraciones  $Sa_e$  y  $Sa_y$ , correspondientes, respectivamente, al sistema elástico y al inelástico, modelado como un sistema elasto-plástico perfecto, representa el factor de reducción debido a la ductilidad, es decir:

$$R_{\mu_p} = R_{\mu}(T_e) = \frac{Sa_e(T_e)}{Sa_y} \quad 3-7$$

Para un amortiguamiento determinado y un coeficiente de ductilidad predefinido, el factor  $R_{\mu p}$  convierte el espectro de respuesta elástico  $S_{ae}(T)$  en el correspondiente espectro no lineal  $S_a(T)$ . Estos espectros inelásticos  $S_a(T)$  o  $S_d(T)$ , que se definen a partir de un valor predefinido del coeficiente  $\mu_p$ , suelen llamarse “espectros de ductilidad constante”. Recuérdese que cuando la acción sísmica no produce demanda de ductilidad, es decir, cuando la respuesta de la estructura se mantiene en el rango elástico del espectro de capacidad, esta reducción carece de sentido. En los casos en que se produce el comportamiento no lineal, varios autores, por ejemplo Fajfar (2002), proponen diversas formulaciones para el cálculo del factor  $R_{\mu}(T)$ . Todas ellas conducen a estimaciones que concuerdan razonablemente bien entre ellas. Debido a su simplicidad, una propuesta atractiva es la propuesta adoptada en el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003), que utiliza la representación bilineal del factor  $R_{\mu}(T)$ :

$$R_{\mu}(T) = \begin{cases} (\mu_p - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & \text{para } T < T_c \\ \mu_p & \text{para } T \geq T_c \end{cases} \quad 3-8$$

Donde  $T_c$  es el período del movimiento del suelo para el que se produce la transición entre el segmento de aceleración constante y velocidad constante. Los valores correspondientes a este período de transición vienen definidos por las formas de los espectros de respuesta elástica utilizados en este trabajo de tesis.

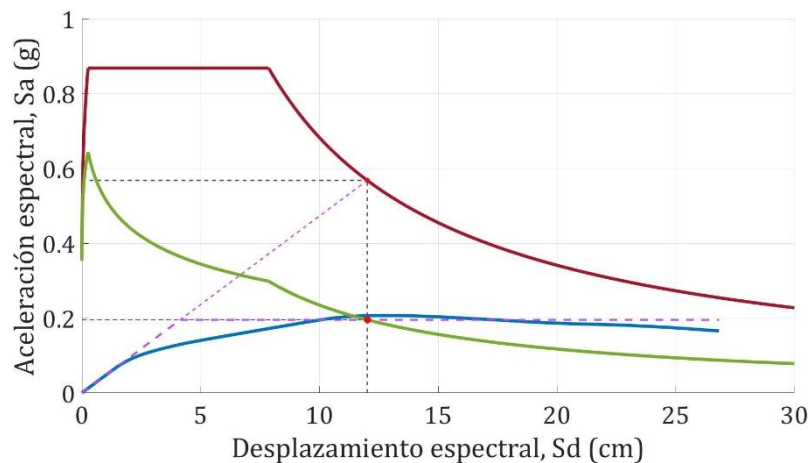
Para los rangos espectrales de aceleración constante ( $T_e < T_c$ ) y de velocidad constante ( $T_e > T_c$ ) las demandas de ductilidad  $\mu_p$  son:

$$\mu_p = \begin{cases} \left( R_{\mu_p} - 1 \right) \frac{T_c}{T_e} + 1 & \text{si } T_e < T_c \\ \frac{S_d}{S_{dy}} = \frac{S_{ae}(T_e)}{S_{ay}} = R_{\mu_p} & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad 3-9$$

El procedimiento descrito en esta sección se sintetiza mediante los siguientes pasos:

1. En el espectro de capacidad, se definen las coordenadas ( $S_{dy}$ ,  $S_{ay}$ ) del punto de plastificación o de cedencia (*yielding point* en inglés).

2. Se define el periodo  $T_e$  de la rama elástica del espectro de capacidad de acuerdo a la ecuación (3-2).
3. Se hallan las coordenadas del espectro de respuesta elástico 5% amortiguado correspondientes al periodo  $T_e$ :  $[Sa_e(T_e), Sd_e(T_e)]$ .
4. El punto de capacidad por demanda o punto de desempeño,  $p$ , queda definido por  $Sd_p = Sd_e(T_e)$ ;  $Sa_p = Sa_y$ ;
5. Se calcula el factor de reducción de fuerza,  $R_{\mu p}$ , mediante la ecuación (3-7)
6. Se calcula la demanda de ductilidad,  $\mu_p$ , que corresponda al espectro de capacidad considerado utilizando la ecuación (3-9)
7. Se calcula la función  $R_{\mu}(T)$  de acuerdo a las ecuaciones (3-8)
8. Se calcula el espectro de demanda, reduciendo el espectro de respuesta elástica mediante las ecuaciones (3-4) y (3-5)



*Figura 3-5: Ejemplo del procedimiento de obtención del punto de desempeño mediante la aproximación lineal equivalente, y reducción del espectro de respuesta debido a que la estructura se lleva más allá del rango lineal en la curva de capacidad*

El procedimiento expuesto es matemáticamente cerrado y sencillo de programar ya que no requiere ni representación gráfica ni un proceso iterativo. La Figura 3-5 ilustra la aplicación del método, basado en la hipótesis de igual desplazamiento y en el espectro de capacidad bilineal elasto-plástico perfecto. Se ha considerado un edificio de hormigón armado y un escenario sísmico cuya aceleración básica es de 0,25g siguiendo los requerimientos de la NEC – SD – DS para un suelo tipo D. La estructura se caracteriza mediante su espectro de capacidad definido por el punto

de cedencia ( $Sd_y = 4.13$  cm,  $Sa_y = 0.196$  g) y el punto de capacidad última ( $Sd_u = 26.83$  cm,  $Sa_u = 0.166$  g).

El escenario sísmico se define mediante el espectro de respuesta elástico 5% amortiguado en su formato  $Sa-Sd$ . La Figura 3-5 muestra cómo en este caso, los espectros de capacidad y de demanda se cruzan en la zona no lineal del espectro de capacidad por lo que se requiere la corrección del espectro por inelasticidad.

El punto de capacidad por demanda es  $Sd_p = 12.02$  cm y  $Sa_p = 0.196$  g. De esta forma, dada una tipología de edificio, caracterizada por su espectro de capacidad, en forma bilineal, y un escenario sísmico definido mediante su espectro de demanda elástico con el 5% de amortiguamiento, hallamos el punto de capacidad por demanda o de desempeño, que define la demanda de desplazamiento correspondiente al escenario considerado.

El desplazamiento espectral,  $Sd_p$ , correspondiente a este punto constituye la entrada a las funciones de fragilidad para determinar las matrices de probabilidad de daño correspondientes a dicho desplazamiento. El análisis de la fragilidad y daño se introducen más adelante en una sección de este capítulo.

#### *Procedimiento iterativo PA-8 y reducción de demanda por ductilidad*

En este trabajo de tesis se ha considerado la degradación lateral de las estructuras en las curvas de capacidad de los edificios estudiados. Por tanto, se ha considerado el efecto de disipación de energía por plastificación de los elementos estructurales en la evaluación del desplazamiento de respuesta correspondiente al punto de capacidad por demanda. Existen en la literatura diferentes alternativas que proponen obtener el espectro de demanda inelástico a partir del espectro de respuesta elástico, 5% amortiguado (Vidic *et al.*, 1994; Cosenza y Manfredi 1997). Entre las distintas alternativas posibles, en este trabajo de tesis se ha seleccionado el procedimiento PA-8 cuya descripción detallada puede consultarse en Vargas-Alzate (2013) y en ATC-40 (1996). Se trata de un procedimiento iterativo en el que el espectro de demanda es reducido a partir de la ductilidad de la estructura. Este



método se propone para estructuras de hormigón armado representadas a partir de la forma bilineal del espectro de capacidad. Entre los diferentes métodos explicados en esta sección, este es el procedimiento que se ha utilizado en este trabajo de tesis.

Para aplicar el procedimiento PA-8 se comienza obteniendo el espectro de respuesta elástico 5% amortiguado (demanda) y transformando la curva de capacidad en espectro de capacidad (ver detalles en sección 3.2.1). El proceso iterativo se inicia proponiendo, y por tanto seleccionando, un punto inicial de capacidad por demanda en la curva de capacidad. En el documento ATC-40 (1996) se propone seleccionar, como punto inicial de prueba, o primero de prueba, de la iteración, el último punto de la curva de capacidad. Tomando este primer punto como punto último de la capacidad, se calcula la representación bilineal del espectro de capacidad.

Para obtener la representación bilineal en su primer tramo, se toma la pendiente de salida del espectro de capacidad, y se proyecta esta línea hasta su intersección con otro segmento de recta tomado desde el punto inicial de prueba ( $Sd_{pi}$ ,  $Sa_{pi}$ ). En la curva bilineal, el punto de intersección de los dos segmentos de recta tiene como coordenadas el punto ( $Sd_y$ ,  $Sa_y$ ). La condición fundamental para obtener la curva bilineal es que el área contenida debajo de la representación bilineal sea la misma que debajo del espectro de capacidad hasta el punto de prueba considerado. De este modo, la energía de deformación coincide en ambas representaciones, *i.e.* en la curva de capacidad y en su representación bilineal (Figura 3-6).

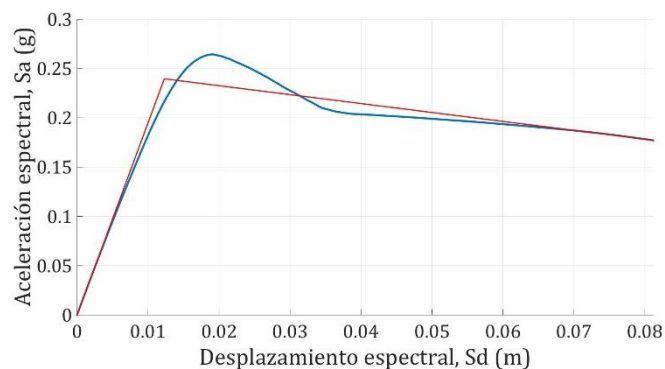


Figura 3-6: Espectro de capacidad y representación bilineal

Una vez alcanzado el rango inelástico, las condiciones de amortiguamiento de la estructura se ven modificadas, y es por esta razón que el espectro de demanda debe ser afectado con unos coeficientes que toman esto en consideración (ATC-40, 1996; Vargas-Alzate, 2013). En este estudio, y para cada curva bilineal, se calculan los coeficientes  $SR_V$  y  $SR_A$  propuestos en ATC-40 (1996) y que vienen detallados por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} SR_A &= \frac{3.21 - 0.681 \cdot \ln(\beta_{eff})}{2.12} \\ SR_V &= \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_{eff})}{1.65} \\ \beta_{eff} &= \frac{63.7 \cdot k \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \end{aligned} \quad 3-10$$

Siendo  $k$ , el factor de modificación por amortiguamiento, el mismo que depende del amortiguamiento histerético  $\beta_0$  (Chopra, 2012), que se obtiene mediante la expresión 3-11:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{SO}} \quad 3-11$$

Los coeficientes  $E_D$  y  $E_{SO}$  representan, respectivamente, la máxima energía de deformación y están definidos por las expresiones 3-12.

$$\begin{aligned} E_D &= 4 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}) \\ E_{SO} &= \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2} \end{aligned} \quad 3-12$$

La Tabla 3-1 muestra los valores para definir el factor de amortiguamiento según  $\beta_0$ . El factor  $k$  depende del comportamiento estructural, pero también de otros factores como las características del sistema resistente, así como de las condiciones propias del movimiento sísmico (ATC-40, 1996). Para este fin, tres tipos de comportamiento estructural han sido definidos. El sistema estructural tipo A hace referencia a un sistema estructural de buenas características de histéresis. El sistema estructural tipo B representa a sistemas estructurales cuyo ciclo de histéresis es más corto.

Finalmente, las estructuras tipo C son aquellas consideradas de tal manera que tienen un bajo comportamiento histerético, con su consecuente reducción en el área contenida en un ciclo.

Tabla 3-1: Valores del factor de modificación de amortiguamiento ( $k$ ) en función de  $\beta_0$  (fuente: ATC-40)

| Tipo de comportamiento estructural | $\beta_0$ (%)   | $k$   |
|------------------------------------|-----------------|---|
| Tipo A                             | ≤ 16.25         | 1   |
|                                    | > 16.25         | $1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$   |
| Tipo B                             | ≤ 25            | 0.67  |
|                                    | > 25            | $0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$ |
| Tipo C                             | Cualquier valor | 0.33  |

Los valores mínimos aceptados para  $k$  se presentan en la siguiente Tabla 3-2.

Tabla 3-2: Valores mínimos para el factor de modificación de amortiguamiento en función del tipo de comportamiento estructural (fuente: ATC-40)

| Tipo de comportamiento estructural | $SR_A$ | $SR_V$ |
|------------------------------------|--------|--------|
| Tipo A                             | 0.33   | 0.50   |
| Tipo B                             | 0.44   | 0.56   |
| Tipo C                             | 0.56   | 0.67   |

A partir de los factores descritos, se reduce el espectro de demanda y se calcula el punto de intersección,  $(S_{d_{int}}, S_{a_{int}})$ , del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad.

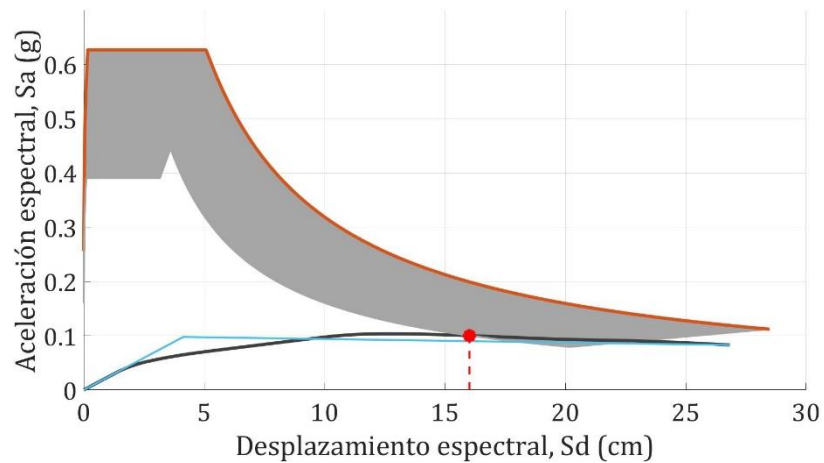


Figura 3-7: Ejemplo del procedimiento de obtención del punto de desempeño mediante el procedimiento iterativo PA-8, y reducción de demanda por ductilidad cuando la estructura se lleva más allá del rango lineal en la curva de capacidad

A continuación se verifica si se cumple la condición de tolerancia que se aplica al punto de prueba propuesto, y al punto de intersección obtenido (Vargas-Alzate, 2013). En este estudio, la tolerancia propuesta se expresa del siguiente modo:

$$|Sd_{int} - Sd_{pi}| < 0,05 Sd_{pi} \quad 3-13$$

Si la intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad no cumple esta tolerancia, se selecciona un nuevo punto de capacidad de prueba para iniciar las iteraciones. En ATC-40(1996) se sugiere que este nuevo punto inicial de capacidad de prueba sea el punto de intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad. Por otra parte, si se cumple la tolerancia propuesta el punto de capacidad por demanda será el punto de capacidad inicial de prueba. En consecuencia, el desplazamiento espectral máximo esperable para la estructura sometida a la demanda sísmica representada por el espectro de demanda, se corresponderá con el desplazamiento espectral asociado al punto de capacidad por demanda (Vargas-Alzate, 2013).

### 3.3 El análisis dinámico incremental

El análisis dinámico no lineal (ADNL) consiste en excitar una estructura con la señal de un acelerograma real, sintético o híbrido, obteniéndose la respuesta en desplazamientos de todos los nodos en una estructura, o de aquellos que sean de interés. El análisis dinámico incremental (IDA) por sus siglas en inglés (Vamvatsikos & Cornell, 2002), es una adaptación del análisis dinámico no lineal. Al aplicar el IDA, se escalan los acelerogramas, en función del PGA, desde valores relativamente pequeños hasta valores lo suficientemente grandes como para provocar en la estructura lo que se conoce como *inestabilidad dinámica global*, y que se define como el estado para el cual, para pequeños incrementos en el PGA del acelerograma se corresponde un crecimiento *infinito* de los valores del parámetro de control. Este parámetro pueden ser: desplazamientos, deriva entre pisos, etc. En la Figura 3-8 se puede observar la historia temporal de desplazamientos para todos los nodos ubicados sobre la vertical del nodo de control para un edificio de 7 plantas tras haber realizado un solo análisis dinámico. Para la obtención de dicha figura se ha utilizado una sola señal sísmica y un solo PGA.

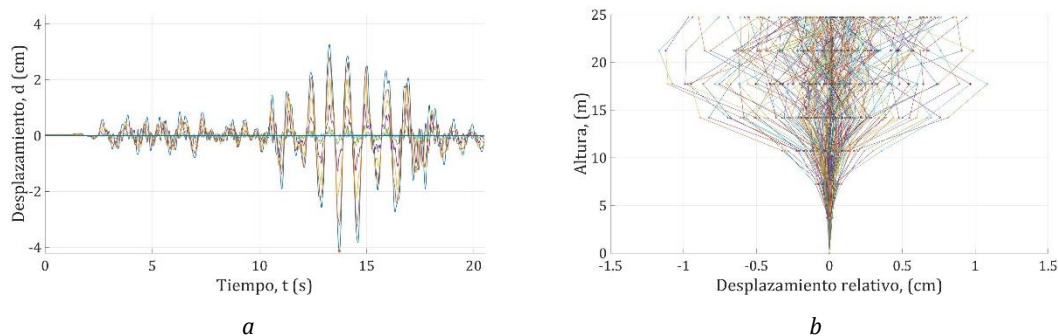


Figura 3-8: a) Historia temporal de desplazamientos, b) perfil de desplazamientos relativos entre piso

Por otra parte, para aplicar el análisis dinámico incremental, y debido a la gran dispersión en el contenido frecuencial y duración, entre otros parámetros, que caracterizan a las señales sísmicas, los autores del método y otros investigadores (Fanaie & Ezzatshar, 2014), recomiendan el uso de entre 10 y 20 registros para cada análisis debido a que esto permite minimizar los errores en la estimación de la demanda sísmica, y así considerar variables tales como: contenido frecuencial,

duración y PGA, entre otros. Para obtener la curva resultante se toman los valores extremos del parámetro de control medido, para cada valor de PGA.

A partir del análisis dinámico no lineal, es posible también establecer, para cada intervalo de tiempo, los estados tensionales y de deformación de cualquier elemento constitutivo del modelo estructural, siendo este método la referencia para la aplicación de cualquier otro método simplificado (Vargas- Alzate, 2013), por otra parte, el análisis dinámico incremental es la herramienta más útil para enfrentar análisis no lineales, puesto que se ha visto que es un método confiable para estimar la respuesta y medir el daño en estructuras sometidas a acciones sísmicas (Díaz-Alvarado, 2017). Sin embargo, en comparación a métodos simplificados, como el método del espectro de capacidad, el IDA presenta una mayor complejidad y un elevado coste computacional, más aún si se plantea el IDA utilizando una aproximación probabilista (Vamvatsikos, 2014; Díaz-Alvarado, 2017).

La ecuación que describe el movimiento para un sistema de múltiples grados de libertad puede ser escrita del siguiente modo:

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = f(t) \quad 3-14$$

Esta expresión es semejante a la ecuación 2-1 que representa la ecuación para un sistema de un grado de libertad. Los términos incluidos en la ecuación 2-20 son:

$u(t)$ : Vector de desplazamiento.

$\dot{u}(t)$ : Vector de velocidad

$\ddot{u}(t)$ : Vector de aceleración.

$m$ : Matriz de masa.

$c$ : Matriz de amortiguamiento.

$k$ : Matriz de rigidez.

$f(t)$ : Fuerza externa aplicada en la estructura.

En el caso del programa de análisis estructural utilizado en este trabajo de tesis, la masa de la estructura se obtiene a partir de los parámetros indicados de densidades y geometría. De este modo, el programa es capaz de definir el peso propio, y por tanto, su masa. Por otra parte, las acciones externas aplicadas a la estructura se distribuyen en los nodos que dan lugar a los elementos definidos para la creación del modelo, conjuntamente con las cargas debidas al peso propio. A partir de éstos se conforma la matriz de masas.

Por otra parte, el amortiguamiento puede entenderse como la capacidad que tiene un sistema para disipar energía cinética transformándola en energía térmica, energía de deformación o ambas (Vargas-Alzate, 2013). Para modelar la fuerza de amortiguamiento en una estructura se emplea la siguiente expresión:

$$F_i = \sum_j C_{ij} \cdot \dot{u}_j \quad 3-15$$

Donde:

$F_i$ : Fuerza actuante sobre la planta  $i$ .

$C_{ij}$ : Elemento de la matriz de amortiguamiento.

$\dot{u}_j$ : Velocidad.

Para obtener la matriz de amortiguamiento se combina la matriz de masas con la de rigidez mediante el modelo de Rayleigh, tal como se detalla en la siguiente ecuación:

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad 3-16$$

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  se obtienen a partir dos valores conocidos del amortiguamiento asociados a dos frecuencias distintas. Para el caso de estructuras convencionales es aceptado suponer que la fracción de amortiguamiento crítico es de 0,05. Para aclarar esto se presenta la gráfica de la curva de amortiguamiento de Rayleigh en la Figura 3-9.

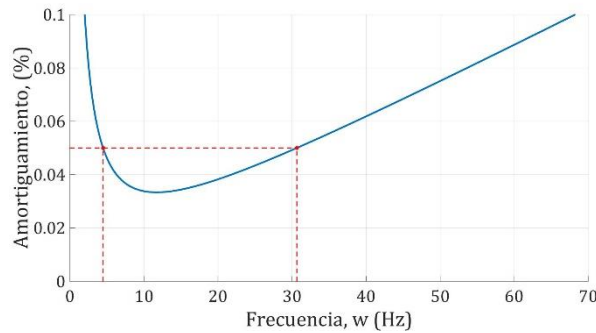


Figura 3-9: Modelo de amortiguamiento de Rayleigh

Las dos frecuencias para las que el amortiguamiento es conocido deben movilizar la mayor parte de la masa de la estructura.

Por su parte, la matriz de rigidez depende de los elementos que forman el modelo y de las condiciones de conectividad entre los mismos. Las propiedades materiales y las ecuaciones constitutivas de los mismos también son elementos necesarios para evaluar el comportamiento de la estructura en las diferentes etapas de los análisis dinámicos no lineales. Estos detalles serán discutidos más adelante.

Es conveniente reescribir la ecuación de movimiento definida en 3-14, para un sistema inelástico, del siguiente modo:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + fs(u) = f(t) \quad 3-17$$

Los elementos presentes en esta ecuación coinciden con aquellos descritos previamente, salvo que  $fs(u) = ku$ . Las condiciones iniciales son:  $u_0 = u(0)$  y  $\dot{u}_0 = \dot{u}(0)$ . La fuerza aplicada está representada por  $f(t)$  y viene dada por valores discretos definidos para cada instante,  $t_i$ . En el caso de los registros de terremotos el intervalo de muestreo es constante, pero podría no ser siempre así. Por tanto, el intervalo de tiempo queda definido por la expresión 3-18.

$$D_{ti} = t_{i+1} - t_i \quad 3-18$$



Los valores correspondientes para la aceleración, velocidad y desplazamiento se suponen conocidos para el instante  $t_i$ , y deben satisfacer la ecuación 3-19, mientras que los valores a determinar corresponden al instante  $t_{i+1}$ , así, la ecuación a resolver se presenta en 3-20.

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + f_S(u_i) = f(t)_i \quad 3-19$$

$$m \cdot \ddot{u}_{i+1} + c \cdot \dot{u}_{i+1} + (f_S)_{i+1} = f_{i+1} \quad 3-20$$

En términos sencillos, para cada valor sucesivo de  $i=0,1,2,3\dots,n$ , se obtiene la respuesta para  $i=1,2,3\dots,n$ . Las condiciones iniciales las indicadas previamente para el instante  $t=0$ , son el punto de partida para obtener las respuestas en el instante  $i+1$ . En la Figura 3-10 se expone de forma gráfica el método iterativo presentado.

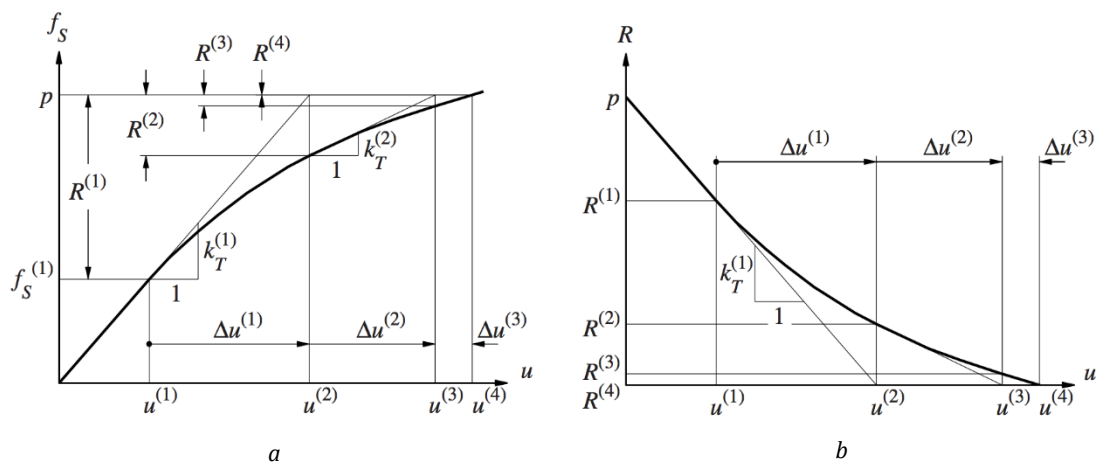


Figura 3-10: Ilustración del método de Newton-Raphson a) Fuerzas aplicadas y resistentes, b) fuerza residual (fuente: Chopra, 2012)

El método utilizado para la integración de la ecuación de movimiento en el análisis dinámico, y que es aplicable a sistemas lineales y no lineales, es el método de Newmark (Clough & Penzien, 1993, Chopra, 2012). Es importante tomar en consideración que, tal como se explicó previamente, este procedimiento evalúa la respuesta para un instante  $t_{i+1}$  en función a las condiciones definidas para ese mismo punto. Debido a la forma en la que está planteada el problema, la solución en la fuerza resistente es implícito, y por lo tanto, es necesario implementar un proceso iterativo para abordarlo. En este sentido se describe el método iterativo de Newton-

Raphson, como paso previo a la aplicación del método de Newmark. Si se deja de lado el amortiguamiento y la inercia, la ecuación 3-17 puede escribirse como sigue 3-21.

$$f_S(u) = f \quad 3-21$$

Tras un conjunto de  $j$  pasos de iteración se ha determinado el valor de  $u^{(j)}$  como un estimador del desplazamiento buscado y es de interés determinar el valor de  $u^{(j+1)}$ . Para esto es necesario expandir la fuerza resistente  $f_S^{(j+1)}$  mediante el desarrollo en serie de Taylor como sigue:

$$f_S^{(j+1)} = f_S^{(j)} + \left. \frac{\partial f_S}{\partial u} \right|_{u^{(j)}} (u^{(j+1)} - u^{(j)}) + \left. \frac{\partial^2 f_S}{\partial u^2} \right|_{u^{(j)}} (u^{(j+1)} - u^{(j)}) + \dots \quad 3-22$$

Si la solución está cerca del valor  $u^{(j)}$ , entonces la variación en  $u$ , que está definida como  $Du^{(j)} = u^{(j+1)} - u^{(j)}$ , será suficientemente pequeña como para considerar despreciables los términos de orden superior. En este sentido la ecuación 3-22 se transforma del siguiente modo:

$$f_S^{(j+1)} \approx f_S^{(j)} + k_T^{(j)} \Delta u^{(j)} = f \quad 3-23$$

o bien:

$$k_T^{(j)} \Delta u^{(j)} = f - f_S^{(j)} = R^{(j)} \quad 3-24$$

En esta última expresión  $k_T^{(j)}$  (3-24) representa la rigidez tangente en  $u^{(j)}$ . La solución de la ecuación lineal da como resultado el valor de  $Du^{(j)}$  con lo que es posible obtener el valor buscado de  $u$  como sigue:

$$u^{(j+1)} = u^{(j)} + Du^{(j)} \quad 3-25$$

La fuerza  $f_s^{(j)}$  es la fuerza asociada al desplazamiento  $u^{(j)}$ . Por otra parte, la fuerza resultante  $R$ , definida en 3-24, representa la fuerza residual a la cual le corresponde un desplazamiento adicional que, sumado a  $u^{(j)}$ , es una primera aproximación al valor buscado de  $u^{(j+1)}$  con el cual se obtiene un nuevo valor para la fuerza residual  $R^{(j+1)}=f-f_s^{(j+1)}$ , al cual, el correspondiente valor del desplazamiento adicional  $\Delta u^{(j+1)}$  se obtiene a partir de 3-26.

$$k_T^{(j+1)} \Delta u^{(j+1)} = R^{(j+1)} \quad 3-26$$

Con el valor calculado del desplazamiento adicional se obtiene un nuevo desplazamiento total como sigue:

$$u^{(j+2)} = u^{(j+1)} + \Delta u^{(j+1)} \quad 3-27$$

Con este nuevo valor para  $u$  se obtiene un nuevo valor de  $R$  y el proceso se repite hasta que la convergencia buscada se cumpla. Dicha convergencia puede ser comprobada mediante la aplicación de la ecuación 3-28:

$$\left| u - u^{(j+1)} \right| \leq c \left| u - u^{(j)} \right|^2 \quad 3-28$$

Siendo  $c$ , una constante que depende de la segunda derivada de la fuerza resistente o bien del cambio en la rigidez tangente. Los criterios de convergencia para el método de Newton-Raphson se describen mediante las expresiones 3-29:

$$\begin{aligned} \left| R^{(j)} \right| &\leq e_R \\ \left| \Delta u^{(j)} \right| &\leq e_u \\ \frac{1}{2} \left| \Delta u^{(j)} R^{(j)} \right| &\leq e_w \end{aligned} \quad 3-29$$

Los valores correspondientes a  $e_R$ ,  $e_u$  y  $e_w$ , son las tolerancias máximas para la aceptación de los cálculos. Estas tolerancias se detallan en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3: Tolerancias para la convergencia del método de Newton Raphson, (fuente: Chopra, 2012)

| Tipo                                    | Tolerancia            |
|---|-----------------------|
| $ R^{(j)}  \leq e_R$                    | $10^{-3} - 10^{-8}$   |
| $ Du^{(j)}  \leq e_u$                   | $10^{-3} - 10^{-8}$   |
| $\frac{1}{2} Du^{(j)}R^{(j)}  \leq e_w$ | Depende del ordenador |

El método de Newmark hace uso del método iterativo de Newton-Raphson para resolver el problema, la ecuación de partida se indica a continuación:

$$(\hat{f}s)_{i+1} = p_{i+1} \quad 3-30$$

En donde la fuerza  $fs$  se obtiene con la siguiente expresión:

$$(\hat{f}s)_{i+1} = m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (fs)_{i+1} \quad 3-31$$

En la expresión 3-31, que es del mismo tipo que la ecuación 3-21,  $\hat{f}s$  es la fuerza dinámica. Esta expresión también puede ser expandida mediante la serie de Taylor como sigue:

$$(\hat{f}s)_{i+1}^{(j+1)} \approx \hat{f}s_{i+1}^{(j)} + \frac{\delta \hat{f}s}{\delta u_{i+1}} \Delta u^{(j)} = f_{i+1} \quad 3-32$$

Donde el desplazamiento adicional  $\Delta u^{(j)}$  se define como:

$$Du^{(j)} = u_{i+1}^{(j+1)} - u_{i+1}^{(j)} \quad 3-33$$

Derivando la ecuación 3-31 obtenemos la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial \hat{f}_s}{\partial u_{i+1}} = m \frac{\partial \ddot{u}}{\partial u_{i+1}} + c \frac{\partial \dot{u}}{\partial u_{i+1}} + \frac{\partial f_s}{\partial u_{i+1}} \quad 3-34$$

El primero y segundo término del miembro de la derecha pueden ser evaluados mediante las siguiente expresiones:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \ddot{u}}{\partial u_{i+1}} &= \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \\ \frac{\partial \dot{u}}{\partial u_{i+1}} &= \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \end{aligned} \quad 3-35$$

Los parámetros  $b$  y  $g$  definen la variación en la aceleración debido al paso de tiempo, determinando así las condiciones de estabilidad y precisión para el método. Los típicos valores para  $b$  están comprendidos entre  $1/6 \leq b \leq 1/4$ , mientras que  $g = 1/2$  (Chopra, 2012). Tomando en cuenta la definición previa de la rigidez tangente de la expresión 3-24 y las expresiones definidas en 3-35 se puede escribir la siguiente expresión en términos de  $b$  y  $g$ .

$$\left(\hat{k}_T\right)_{i+1}^{(j)} \equiv \frac{\partial \hat{f}_s}{\partial u_{i+1}} = \left(\hat{k}_T\right)_{i+1}^{(j)} + \frac{g}{b \Delta t} c + \frac{1}{b(\Delta t)^2} m \quad 3-36$$

En estas condiciones, la expresión 3-32 toma la siguiente forma:

$$\left(\hat{k}_T\right)_{i+1}^{(j)} Du^{(j)} = f_{i+1} - \left(\hat{f}_s\right)_{i+1}^{(j)} \equiv \hat{R}_{i+1}^{(j)} \quad 3-37$$

Para obtener la expresión que define la fuerza residual, es necesario usar dos expresiones correspondientes al análisis de sistemas lineales. Las soluciones se pueden escribir del siguiente modo:

$$\begin{aligned}\ddot{u}_{i+1} &= \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}(u_{i+1}-u_i) - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\beta}-1\right)\ddot{u}_i \\ \dot{u}_{i+1} &= \frac{\gamma}{\beta\Delta t}(u_{i+1}-u_i) + \left(1-\frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{u}_i + \Delta t\left(1-\frac{\gamma}{\beta}\right)\ddot{u}_i\end{aligned}\quad 3-38$$

Finalmente, la expresión que define el valor de la fuerza residual es obtenido reemplazando las ecuaciones 3-38 en la expresión 3-31, para luego combinarla con el lado derecho de la expresión 3-37, con lo que se obtiene la siguiente expresión:

$$\hat{R}_{i+1}^{(j)} = f_{i+1} - (fS)_{i+1}^{(j)} - \left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c \right] (u_{i+1}^{(j)} - u_i) + \left[ \frac{1}{\beta\Delta t}m + \left(\frac{\gamma}{\beta}-1\right)c \right] \dot{u}_i + \left[ \left(\frac{1}{2\beta}-1\right)m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta}-1\right)c \right] \ddot{u}_i \quad 3-39$$

### 3.4 Los estados de daño

El daño estructural no puede ser evaluado sin antes definir estados, o umbrales de daño, que describan la degradación de la rigidez global en una estructura, y su influencia sobre su capacidad para resistir cargas laterales. En varios trabajos (Grüntal, 1998; FEMA/NIBS 2002,2019,2020; Barbat *et al.* 2008; Pujades *et al.* 2012; Vargas-Alzate, 2013) se definen 4 estados de daño no nulo: *leve*, *moderado*, *extensivo* y *completo*. El estado de daño completo se corresponde con los grados 4 y 5 de la Escala Macrosísmica Europea EMS-98 (Barbat *et al.* 2008). Partiendo de los valores correspondientes a los desplazamientos espectrales de cedencia ( $Sd_y$ ,  $Sa_y$ ) y último ( $Sd_u$ ,  $Sa_u$ ), se definen los desplazamientos espectrales correspondientes a los umbrales de los cuatro estados de daño no nulos mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}Sd_1 &= 0.7 \cdot d_y \\ Sd_2 &= d_y \\ Sd_3 &= d_y + 0.25 \cdot (d_{pi} - d_y) \\ Sd_4 &= d_{pi}\end{aligned}\quad 3-40$$

En la Figura 3-11 se sitúan los estados de daño definidos sobre una representación bilineal del espectro de capacidad.

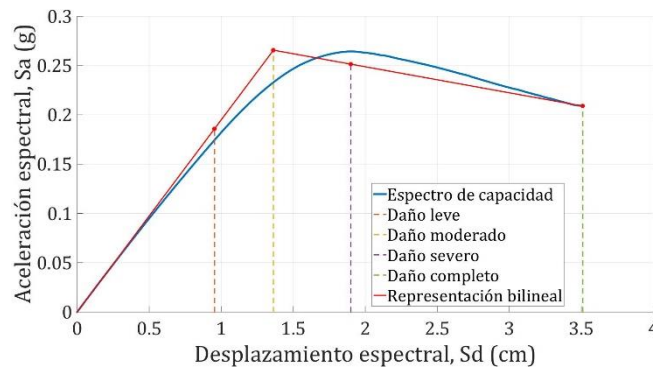


Figura 3-11: Estados de daño definidos sobre la representación bilineal del espectro de capacidad

### 3.5 Curvas de fragilidad

Debido al gran número de incertidumbres relacionadas a la estructura y al proceso de modelación, así como también a la selección de la demanda, se define el grado de daño en términos de probabilidad, y para esto, el uso de distribuciones lognormales se considera adecuado para representar la variación estadística de las propiedades de los materiales, así como de las variables sísmicas (Kennedy *et al.* 1980). Por otra parte, en el documento RISK UE – WP04 (Milutinovic & Trendafiloski, 2003), se describe la vulnerabilidad como el grado de daño o pérdida de un determinado elemento o grupo de elementos en riesgo, ante un evento dado. En términos estructurales, la vulnerabilidad puede ser representada mediante modelos de fragilidad, los cuales representan la probabilidad de excedencia de un determinado umbral de daño, en términos del algún parámetro de interés. Para definir las funciones de fragilidad es común utilizar una función de distribución acumulativa lognormal, esta expresión se presenta a continuación.

$$P[ds_i/Sd] = F\left[\frac{1}{bds} \ln\left(\frac{Sd}{\bar{S}_{d,ds}}\right)\right] \quad 3-41$$

Donde:

$S_d$  : Desplazamiento espectral que depende de la demanda sísmica seleccionada.

$\bar{S}_{d,ds}$  : Valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza cierto umbral de daño  $d_s$ .

$b_{dsi}$  : Desviación estándar del logaritmo natural de  $d_s$ .

F: Distribución de densidad lognormal (Barbat *et al.* 2008; Vargas-Alzate, 2013).

Para definir las curvas de fragilidad en una estructura se considera que la probabilidad de excedencia de un determinado estado de daño es del 50% y que el daño sísmico esperado sigue una distribución binomial. Los valores que definen la distribución de probabilidades se muestran a continuación en la Tabla 3-4.

Tabla 3-4: Tabla de distribución de probabilidades para  $d_{si}$  (fuente: Vargas-Alzate, 2013)

| $P(d_{si})$       | $P(d_{s1})$ | $P(d_{s2})$ | $P(d_{s3})$ | $P(d_{s4})$ |
|-------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $P(d_{s1}) = 0.5$ | 0.5         | 0.119       | 0.012       | 0           |
| $P(d_{s2}) = 0.5$ | 0.896       | 0.5         | 0.135       | 0.008       |
| $P(d_{s3}) = 0.5$ | 0.992       | 0.866       | 0.5         | 0.104       |
| $P(d_{s4}) = 0.5$ | 1           | 0.998       | 0.881       | 0.5         |

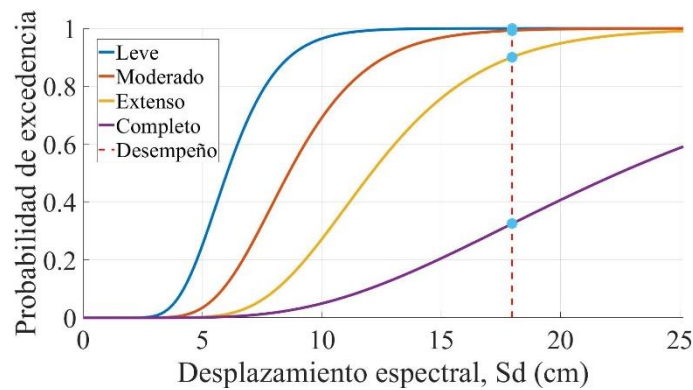


Figura 3-12: Curvas de fragilidad

La desviación estándar es obtenida a través de un ajuste de mínimos cuadrados de la función de fragilidad respecto de las probabilidades de excedencia definiendo así las curvas de fragilidad. Un ejemplo de éstas se presenta en la Figura 3-12, mientras que una explicación detallada del procedimiento para obtener estas curvas se encuentra en (Lantada *et al.* 2009).



### 3.6 Índice de daño

Los índices de daño propuestos por varios autores resultan de la combinación de demandas de energía histerética normalizada en función de su desplazamiento máximo. Otros métodos se fundamentan en la energía histerética respecto de la máxima demanda, o de la consideración explícita del número y amplitud de los ciclos de comportamiento plástico, y representan el estado de daño de un elemento estructural, si es a nivel de elemento, o son indicadores de daño global de la estructura.

Uno de los métodos más utilizados, es el propuesto por Park y Ang (1985), y parte de suponer que el daño puede estimarse a partir de la combinación lineal de la energía de demanda máxima y de la deformación acumulada. Esto lleva a consideraciones sobrevaloradas del daño, sobre todo cuando la energía de demanda es muy baja o muy alta, sin embargo, este índice toma en consideración la degradación estructural, sin considerar la dirección de carga impuesta, (Vargas-Alzate, 2013). La ecuación que define este índice está descrita en 3-42:

$$ID_E = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta \cdot E_h}{F_y \cdot \mu_u \cdot \delta_y} \quad 3-42$$

En donde:

$\mu_m$ : Ductilidad máxima.

$\mu_u$ : Ductilidad última.

$E_h$ : Energía histerética disipada.

$F_y$ : Fuerza de plastificación.

$\delta_y$ : Deformación de plastificación.

$\beta$ : Parámetro no negativo que depende de las características del elemento.

A partir de los resultados obtenidos en las curvas de fragilidad, es posible obtener un índice de daño normalizado que describe el daño global en una estructura. La probabilidad de ocurrencia para cada estado de daño pueden escribirse de la siguiente forma:

$$P(ds_i) = \begin{cases} 1 - CF_i & i = 0 \\ CF_{i+1} - CF_i & 0 < i < 4 \\ CF_i & i = 4 \end{cases} \quad 3-43$$

Donde  $CF_i$  es el valor correspondiente de la curva de fragilidad  $i$ , dado un estado de daño  $ds_i$ , por otra parte,  $i$  representa el estado de daño considerado donde  $i = 0$  corresponde al estado de daño nulo, y los demás estados se corresponden con los 4 estados de daño no nulos definidos previamente. El índice de daño  $ID$ , se calcula a partir de las probabilidades  $P(ds_i)$ , y es también conocido como el valor medio normalizado del daño. Sirve como un indicador del daño global esperado dentro de la estructura, y es también usado para generar escenarios de riesgo en zonas urbanas. Una de las principales características de este índice es su facilidad de evaluación y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$ID = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=0}^n i \cdot P(ds_i) \quad 3-44$$

De acuerdo a esta definición, el índice de daño varía en el rango de 0 a 1, en donde 0 representa la ausencia de daño y 1 estaría asociado al daño completo o colapso. El estado de daño no nulo no se considera para el cálculo del índice de daño, por lo que  $n$  es igual a 4. Un ejemplo de una curva de índice de daño se presenta en la Figura 3-13.

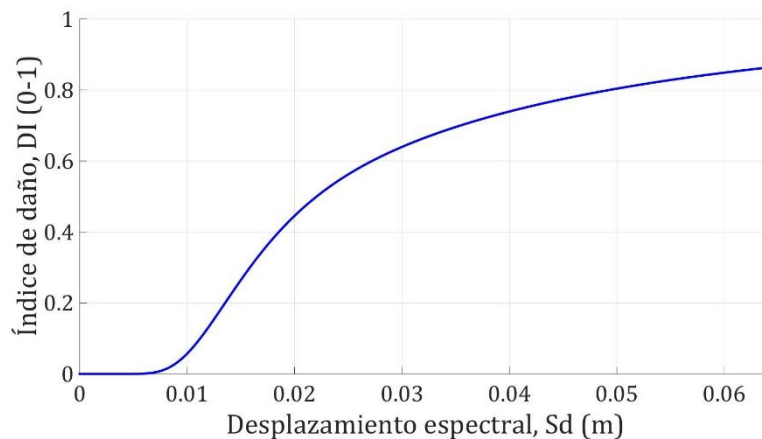


Figura 3-13: Curva de índice de daño

En general, el índice de daño usado para cuantificar el daño acumulado por una estructura depende del procedimiento usado para modelar, y consecuentemente, para evaluar la capacidad del edificio. En este trabajo, los edificios fueron modelados usando elementos tipo frame y tipo shell, y su capacidad fue evaluada en base a un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) en inglés. En estas condiciones, solamente pueden ser obtenidos parámetros relacionados a la respuesta global de la estructura (Kappos, 1997).

### **3.7 La mampostería no reforzada**

Uno de los principales problemas a la hora de modelar la mampostería es caracterizar correctamente su interacción con el pórtico que la confina, además de la necesidad de establecer un criterio para definir su comportamiento no lineal. En trabajos de varios investigadores (Magenes & Calvi, 1997; El-Dakhkhni, *et al.* 2003, 2004, 2006; Galasco, *et al.* 2006; Belmouden & Lestuzzi, 2009; Asteris, *et al.* 2011a; Petrovic & Kilar, 2013), entre otros, se pueden encontrar documentados sus modos de falla, que dependen de varios factores como la calidad y tipo del ladrillo usado, la calidad del mortero de las juntas, así como la rigidez del pórtico que contiene la pared, entre otros aspectos.

Así, debido a la naturaleza propia de un material no homogéneo, compuesto por ladrillo o bloque, y mortero, provoca que el comportamiento de éste sea difícil de predecir, resultando así complicado reproducirlo en condiciones de laboratorio (Magenes & Calvi, 1997); sin embargo, aún cuando la mampostería no reforzada no se considera dentro del diseño estructural como un elemento aportante, aunque es sabido que afecta drásticamente el comportamiento a carga lateral modificando la rigidez, la resistencia y la capacidad para disipar energía de estructura (Tasligedik, *et al.* 2011; Asteris, *et al.* 2011 a y c). Por otra parte, y debido a su comportamiento frágil, podrían inducir modos de falla que no estaban previstos en el proceso de diseño y que pueden presentarse a lo largo del pórtico, y hacia las cabezas y pies de las columnas (Asteris, *et al.* 2011a), lo cual va en contra de la filosofía de diseño de columna fuerte y viga débil. Finalmente, es aceptado que un panel completo de

mampostería no reforzada, es decir, sin aberturas, actúa como una diagonal que une las esquinas opuestas del pórtico que la contiene (Asteris, *et al.* 2011 a y c), no así los elementos con aberturas que tienen otra consideración. A continuación se describen los modos de falla más comunes en estructuras de mampostería no reforzada.

### **3.7.1 Modos de falla de la mampostería no reforzada**

El comportamiento de los paneles completos de mampostería no reforzada ha sido estudiado, por varios autores (Abrams, 1994; Asteris, *et al.* 2011 a, b y c; Sabatino & Rizzano, 2011; Petrovcic & Kilar, 2013), que en general, reconocen 5 modos de falla que se describen a continuación.

- *Falla por compresión en las esquinas del panel (corner crushing):*

Se presenta el aplastamiento del panel en las esquinas que están en contacto con el pórtico. Este tipo de falla está asociado a un pórtico que contiene una mampostería y nudos de encuentro viga – pilar muy débiles, pero con elementos robustos Figura 3-14.

- *Falla por compresión diagonal (diagonal compression):*

La falla por compresión diagonal se da en el centro del panel, y se produce en mayor grado cuando se trata de un panel esbelto Figura 3-14.

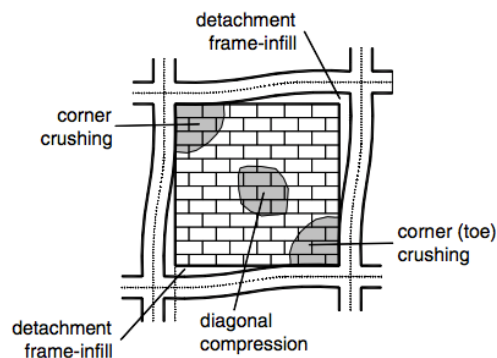


Figura 3-14: Modos de falla en el centro y en las esquinas (Fuente: Asteris, et al. 2001)

- *Falla por deslizamiento (shear slip):*

La falla se produce siguiendo la junta de mortero. Este tipo de falla está asociado a un panel con un mortero de mala calidad, confinado dentro de un pórtico muy resistente Figura 3-15.

- *Falla por agrietamiento diagonal (diagonal tension):*

Se presenta como una grieta diagonal a lo largo de la zona comprimida del panel, y normalmente está asociada al inicio de la falla por deslizamiento. Esta falla está asociada a un sistema pórtico – pared muy fuerte (Figura 3-15).

- *Falla del pórtico (frame failure):*

Este no es un tipo de falla propio de la mampostería no reforzada, sin embargo es uno de los efectos secundarios mas peligrosos. En este tipo de falla se presentan rótulas plásticas en las uniones de las vigas con los pilares, y está asociado a un sistema de pórtico – pared fuerte, pero que contiene uniones débiles y elementos débiles Figura 3-15.

De todos los modos de falla expuestos, los más importantes son el de compresión en las esquinas y la falla por deslizamiento. Dado que, por la geometría común de los paneles, el modo de falla por compresión en el centro del panel no se ve favorecido

(Asteris, *et al.* 2011). Así también, existen datos experimentales sobre el comportamiento de la mampostería no reforzada cuando se incluyen aberturas como puertas o ventanas (Asteris, *et al.* 2011). Estos resultados muestran que cuando el panel posee aberturas trabaja también como diagonales, pero a cada lado de la abertura (si es central), o a uno sólo (si está ubicada hacia uno de los dos costados).

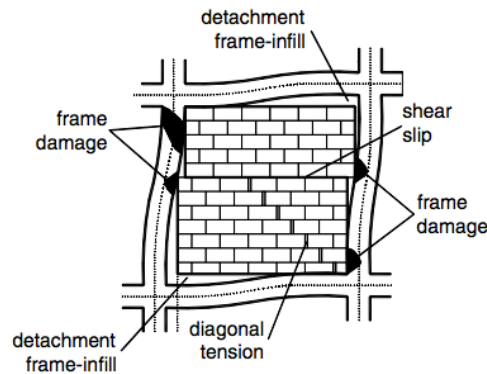


Figura 3-15: Falla por deslizamiento, diagonal y falla del pórtico (Fuente: Asteris, *et al.* 2011)

Cuando el panel es relativamente débil y posee una abertura, el comportamiento está gobernado por la aparición de rótulas plásticas en las columnas, así como el aplastamiento de las zonas que se encuentran a los lados de la abertura, y señales de deslizamiento por cortante en las zonas superior e inferior de la misma. Detalles de estos resultados en un espécimen experimental se muestran en la Figura 3-16.

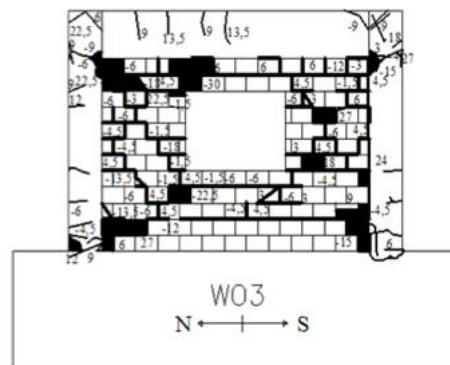


Figura 3-16: Patrón de falla de un panel con ventana (Fuente: Asteris, *et al.* 2011)

Cuando el panel presenta una abertura correspondiente a una puerta, el mecanismo de falla del pórtico se manifiesta con la aparición de rótulas plásticas en los elementos del pórtico, y con aplastamiento de la mampostería en la zona de tensión de las columnas y a cada lado de la abertura. El comportamiento de la parte superior sigue presentando señales de falla por deslizamiento (Figura 3-17).

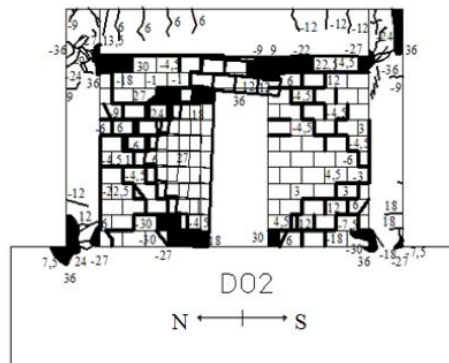


Figura 3-17: Patrón de falla de un panel con puerta (Fuente: Asteris, et al. 2011)

### 3.7.2 Modelos numéricos para el análisis de la mampostería

Con la información sobre los diferentes mecanismos de fallo en paneles de mampostería, varios investigadores han propuesto modelos simplificados para representar el comportamiento de este tipo de elementos. Se pueden destacar dos tipos de modelos simplificados:

- *Modelos de diagonales:* Reemplazan la pared por una diagonal cuyo espesor es el de la pared, y el ancho se define en función de las características mecánicas y geométricas del panel.
- *Modelos de múltiples diagonales:* Usan el criterio descrito para modelos diagonales, pero utilizando varias diagonales. Estos métodos son mejores para describir la interacción entre la pared y el marco.

En general, estos modelos simplificados no son apropiados para describir el comportamiento de las paredes con aberturas.

Otra aproximación a la modelación de las paredes de mampostería no reforzada es el propuesto por Magenes & Calvi (1997), en donde la pared es discretizada en elementos verticales conocidos con el nombre de *piers*, y elementos horizontales conocidos con el nombre de *spandrels*. En este método, los *piers* y *spandrels* se suponen unidos por un vínculo rígido que representa a las condiciones de contorno para ambos elementos. En la Figura 3-18 se muestran los *piers* en color rojo, en verde los *spandrels* y en celeste los vínculos rígidos.

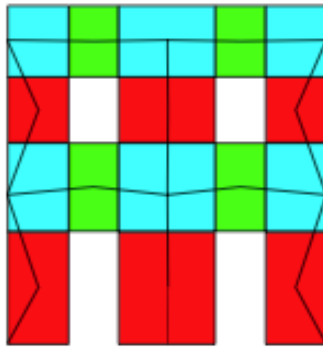


Figura 3-18: *Peers, spandrels y vínculos rígidos* (Fuente: Galasco, et al. 2004)

En el trabajo publicado por Arangio *et al.* (2013) se propone una clasificación de los *spandrels* atendiendo a los refuerzos:

- Spandrel débil si no tiene refuerzo a tensión.
- Spandrel tipo barra si tiene al menos un refuerzo a tensión.
- Spandrel tipo viga si posee dos elementos de refuerzo para trabajar a flexión, uno arriba y otro abajo del mismo.

Así, en el mismo trabajo (Arangio *et al.*, 2013), dependiendo de la configuración de los *spandrels*, los *piers* pueden clasificarse del siguiente modo:

- Tipo viga en voladizo: si se usa spandrel débil.
- Parcialmente ligado: si se usa un spandrel tipo barra.
- De cortante: si se usa un spandrel tipo viga.



Para representar el comportamiento de las paredes usando este método, los elementos se deben definir de manera lineal hasta cierto umbral, luego del cual se activarán mecanismos de rótulas plásticas para obtener la degradación en la rigidez del elemento (Arangio, *et al.* 2013). En este método, ambos elementos pueden ser representados para trabajar a flexión y cortante (Sabatino & Rizzano, 2011).

Otra opción es el modelo descrito por (Brenich, *et al.* 1998), que corrobora los patrones de daños encontrados por otros investigadores, y que propone un modelo para analizar el daño en los paneles de mampostería no reforzada, denominado *macroelemento*, y que está implementado en el programa comercial TREMURI (Lagomarsino, *et al.* 20138). Cada macroelemento tiene 3 componentes, de los cuales, dos de ellos corresponden a la parte superior e inferior del panel, y el tercero corresponde a la parte central. Los elementos descritos pueden verse en la Figura 3-19, en donde  $s$  y  $b$ , representan la sección transversal del panel. Los sub elementos 1 y 2, concentran los efectos debidos a la flexión, mientras que el elemento 3 está gobernado por efectos de cortante, reproduciéndose así lo obtenido experimentalmente por Galasco, *et al.* (2004). Los elementos 1 y 2 se consideran de espesor infinitesimal y, por lo tanto, se puede suponer que los desplazamientos y los giros en los puntos  $i$  y 1, así como  $j$  y 2 son compatibles. De este modo, la cinemática de este elemento queda descrita por un vector de 8 grados de libertad, correspondientes a los desplazamientos  $u$  y  $w$ , y los giros  $\varphi$  de cada uno de los puntos  $i, j$ , respectivamente. Los dos grados de libertad restantes corresponden a  $\delta$  y  $\phi$ , pertenecientes a la sección central.

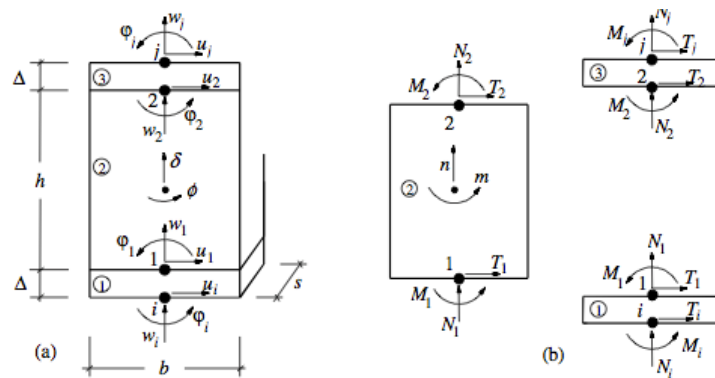


Figura 3-19: Estructura del macroelemento (Fuente: Galasco, *et al.* 2004)

Finalmente, existen programas de elementos finitos como SAP2000 y ETABS (CSI, 2018 a y b) que son capaces de modelar el comportamiento no lineal de la mampostería a través de elementos tipo shell.

### **3.8 Resumen y conclusiones**

En este capítulo se ha hecho un recuento de algunos de los métodos para estimar el desplazamiento máximo esperado para un determinado evento sísmico. Para esto se pueden aplicar técnicas estáticas no lineales y dinámicas no lineales.

Las técnicas estáticas no lineales requieren de la caracterización de la capacidad estructural en términos de la curva de capacidad, que es el resultado de un ensayo monotónico incremental utilizando un patrón de carga lateral que permite a la estructura transitar desde el rango elástico hasta el colapso, mismo que está determinado en función de algún criterio establecido, o bien cuando se ha alcanzado algún límite particular. Para la obtención de esta curva, en este trabajo se ha aplicado un patrón de carga lateral proporcional al primer modo de vibración.

En cuanto a las técnicas estáticas no lineales se han descrito tres métodos: el punto de capacidad por demanda, la aproximación lineal equivalente y el PA-8. Para la aplicación de cualquiera de éstos es importante definir claramente la demanda, que depende del evento a considerar, y la capacidad, que viene dada por la curva de capacidad de la edificación en análisis.

El análisis dinámico plantea otro enfoque para analizar el comportamiento sísmico de edificios y consiste en resolver la ecuación de movimiento para cada punto del registro de aceleración. En este análisis interesa el máximo valor de la respuesta, que puede ser en términos de cortante basal, desplazamiento, o cualquier parámetro de interés. Este procedimiento dio lugar a otro procedimiento llamado análisis dinámico incremental, que consiste en escalar un acelerograma, desde valores de PGA muy bajos hasta valores que provoquen el colapso de la edificación.

El objetivo es obtener una curva que describa, en función del PGA, el comportamiento de la estructura desde su rango lineal hasta lo que se conoce como inestabilidad dinámica global, entendiéndose éste como el estado para el cual, para pequeños incrementos en el PGA, se corresponde con un crecimiento infinito del parámetro de control.

Para medir la respuesta obtenida con cualquiera de los análisis descritos, es necesario definir previamente cuales serán los estados o umbrales de daño que se tomarán para el análisis de daño. En esta tesis se han considerado los límites leve, moderado, extensivo y completo, según lo descrito por varios autores, y recogido en el RISK-UE.

Siguiendo estos mismos límites, la vulnerabilidad de una estructura puede ser expresada mediante modelos de fragilidad, que describen la probabilidad de excedencia de un determinado umbral de daño para un determinado parámetro de control. Estas curvas se definen a partir de una función de distribución acumulativa lognormal bajo la suposición de que la probabilidad de excedencia de un determinado estado es del 50%, y que el daño sísmico responde a una distribución binomial.

En este se ha considerado el efecto de las paredes de mampostería confinada que forma parte de las estructuras modeladas. Según varios autores, cuando se aplica una carga lateral la pared puede funcionar como un puntal que une esquinas opuestas, y por tanto, la variación de la rigidez inicial puede ser muy significativa de tal manera que al ocurrir un evento sísmico, la estructura podría soportar fuerzas para las cuales no está diseñada. Unas de las condiciones más complejas al momento de considerar este elemento son sus distintos tipos de falla que dependen de algunos factores como la calidad del ladrillo, la calidad del mortero, la rigidez del pórtico, las dimensiones del panel, etc, siendo los modos de falla más comunes los asociados a la falla por compresión en las esquinas de la pared o la falla por deslizamiento siguiendo las juntas de mortero. Estos modos de falla se ven favorecidos por la relación de aspecto de las paredes en edificaciones de uso común. Para la modelación de estos elementos pueden usarse algunas técnicas como las

diagonales equivalentes, piers y spandrels o bien el criterio de los macroelementos, siendo este último el incorporado mediante el uso de elementos tipo membranales.



## **4. La tecnología radar**

### **4.1 Introducción**

Los terremotos fuertes afectan severamente las condiciones operativas de los edificios y estructuras civiles. Las estructuras con un grado de daño importante ponen en riesgo las inspecciones de equipos técnicos y la evaluación de expertos que, de forma necesaria, están obligados a acceder al interior de los edificios. Esta situación hace conveniente y aconsejable disponer de medios y tecnologías de detección no invasiva y remota como alternativa para inspeccionar e informar, con seguridad, sobre la salud estructural y las condiciones operativas de los edificios, especialmente en escenarios post-sísmicos.

El monitoreo constante del movimiento libre de edificios y estructuras sometidos a vibraciones ambientales se ha convertido en una herramienta útil para que los ingenieros evalúen las condiciones operativas de una estructura, con el objetivo de verificar la evolución de sus condiciones operativas y de seguridad. El principio básico es obtener las propiedades dinámicas de una estructura sometida a ruido ambiental (Farrar *et al.* 2001; Farrar and Worden, 2007; Zingoni, 2005). Las variables cinemáticas monitoreadas permiten obtener información modal completa del comportamiento vibratorio de la estructura y, por lo tanto, inferir sus condiciones operativas. Los parámetros modales, principalmente períodos y formas modales, son funciones de las propiedades mecánicas de la estructura o edificio (distribución de masa, matriz de rigidez y amortiguación). En consecuencia, se espera que los cambios en las propiedades mecánicas debido a solicitaciones externas, en este caso por un terremoto, causen cambios medibles en la respuesta modal que, a su vez, se puede relacionar con diferentes estados de daño (Vidal *et al.*, 2014; Luzi *et al.*, 2012, 2014a; Pieraccini *et al.* 2013 a y b).

En el contexto de este trabajo de investigación, el daño estructural debe entenderse como cambios introducidos en las propiedades mecánicas de un edificio, que afectan negativamente su futuro desempeño. En este sentido, la definición de daño se limitará a los cambios que afecten las propiedades materiales, mecánicas y/o geométricas. Los cambios en la geometría significan modificaciones en las condiciones de contorno y en la conectividad estructural interna. Claramente, aplicar esta definición no es factible sin una comparación entre la configuración dañada del edificio, *i.e.* después de un terremoto, con una condición o configuración básica que se supone representa el estado inicial del edificio sin daños. En este estudio, se admite que estos estados iniciales y seguros provienen de un modelo numérico preciso. Este modelo numérico se realiza en base a información obtenida consultando códigos constructivos contemporáneos a la fecha de edificación y la documentación disponible (proyectos y planos) sobre el edificio estudiado.

Las campañas de monitorización con radar interferométrico realizadas en edificios dañados tras el terremoto (Mw 5,1) ocurrido en la ciudad de Lorca (Murcia, España) el 11 de mayo de 2011, confirmaron el potencial de esta tecnología no invasiva y de

monitorización remota y la posibilidad de concurrir con resultados de otros estudios basados en técnicas invasivas (*i.e.* array de acelerómetros) con objeto de mejorar las estimaciones de daño en escenarios post-sísmicos.

En este trabajo de investigación, los datos experimentales que serán comparados con los resultados modales calculados a partir de las simulaciones numéricas, han sido obtenidos mediante tecnología de radar interferométrico de apertura real (RAR, *Real Aperture Radar*, en inglés). Esta tecnología novedosa, no destructiva y no invasiva, es capaz de medir vibraciones de pequeñas amplitudes y determinar el comportamiento dinámico de las estructuras en estudio bajo excitación por ruido ambiente (Gentile, 2010; Gentile & Bernardini, 2010; Pieraccini *et al.* 2000; Tarchi *et al.* 2000 a y b; Pieraccini *et al.* 2004 a y b; Kuras *et al.* 2009; Grazzini *et al.* 2009).

El uso del RAR para monitorear las características dinámicas de construcciones y estructuras civiles sometidas a vibraciones por ruido ambiental, se ha investigado desde la década de 1990 (Farrar *et al.*, 1999) y se consolidó durante la década siguiente (Pieraccini *et al.*, 2000 a y b; Pieraccini *et al.* 2005; Gentile & Bernardini, 2008), hasta que finalmente, un sistema de medición se hizo comercial (Coppi *et al.* 2010). Varios trabajos han sido publicados acerca del monitoreo de puentes (Pieraccini *et al.* 2006; Pieraccini *et al.* 2007; Gentile & Bernardini, 2008; Dei *et al.* 2009; Gentile, 2010; Stabile *et al.* 2013; Beben, 2013), torres para turbinas de viento (Pieraccini *et al.* 2008, Ruediger *et al.*, 2012; Chen & He, 2013), edificios y patrimonio (Tarchi *et al.*, 2000; Fratini *et al.* 2011; Luzi *et al.* 2012; Negulescu *et al.* 2013; Luzi *et al.* 2014 a y b, Owerko *et al.* 2012), torres antiguas y chimeneas industriales (Nakamura *et al.*, 1999; Atzeni *et al.* 2010; Kuras *et al.* 2010; Gikas, 2012; Gentile & Saisi, 2011; Gentile & Ubertini, 2012; Pieraccini *et al.* 2013 a y b) presas (Tarchi *et al.*, 1999; Luzi *et al.*, 2010; Jenkins *et al.* 2012). En los últimos años, nuevos sistemas han sido propuestos por diferentes grupos de investigadores (Grazzini *et al.* 2009; Cunlong *et al.* 2015; Giunta *et al.* 2015, Luzi *et al.*, 2014a). Entre las principales ventajas de esta técnica, basada en la interferencia de microondas, está la capacidad de medir desplazamientos con una precisión del orden de decenas de micras y operar a una distancia segura de la estructura sin depender de las condiciones climáticas. En la siguiente sección, se discute brevemente el principio



de funcionamiento y las características básicas del equipo de medición utilizado en este trabajo de investigación.

## **4.2 La tecnología radar**

### **4.2.1 Principio de funcionamiento**

De acuerdo al significado de su acrónimo (RADAR), *RA*dio *D*etection *A*nd *R*anging, en inglés, un radar es capaz de detectar y mapear objetos. El equipo registra el tiempo transcurrido entre la transmisión y la recepción de un pulso electromagnético que se refleja sobre los diferentes objetivos situados dentro del campo de visión de su antena (FOV, *Field of view*, en inglés), es decir, entre el equipo y el volumen iluminado por la antena emisora y común a la receptora. El área iluminada refleja el pulso con diferentes intensidades debido a la contribución que proviene de las diferentes partes de la estructura observada por el equipo (Luzi *et al.*, 2012). La señal recibida en el tiempo por un radar interferométrico también lleva un valor de diferencia de fase que está relacionada con la distancia entre el radar y el objetivo.

Considerando casos de estudio en los que el radar ilumina un objeto extendido como un edificio o un puente, la resolución del alcance determina la capacidad de muestrear partes inequívocamente diferentes de la estructura monitoreada como elementos separados. Se obtiene un muestreo regular de la estructura monitoreada mediante la adquisición de lo que denominaremos, un perfil de alcances (*range profile*, en inglés), y la unidad (intervalo) espacial elemental de medida correspondiente se denomina radar bin (Rbin). Se trata de una unidad de volumen de muestreo alrededor de objetivos (*targets*) situados a diferentes distancias del radar (Figura 4-1). La intersección entre estas unidades elementales de ángulo sólido y la superficie de la estructura monitoreada, contra la cual las ondas transmitidas se retrodispersan, determina la capacidad de muestrear, sin ambigüedad, la estructura monitoreada.

La amplitud de la onda electromagnética que registra el equipo, se traduce en una señal, el perfil de alcances (*range profile*), en la que son característicos unos 'picos', en realidad extremos locales de la señal, de diferente amplitud. Estos extremos, o 'picos', corresponden a la intensidad de los ecos de los puntos reflectantes de la estructura monitoreada, es decir, estos extremos se corresponden con partes reflectoras del edificio monitoreado ubicados a diferentes distancias de la antena emisora. Por tanto, un perfil de alcances (*range profile*) es el gráfico de la amplitud de la señal de radar recibida en función de la distancia, que puede expresarse en radar bins o distancia equivalente multiplicando el rango del Rbin y la resolución del alcance. Los extremos más destacados del perfil de alcances, indican las zonas o partes de la estructura con mejor reflectividad. Se trata de ecos del radar que contienen una elevada razón señal/ruido. La Figura 4-1 muestra el ejemplo de la ubicación de un Rbin genérico de orden 'm'. Los valores extremos en el perfil de alcances se corresponden con elementos contenidos en el área iluminada por el radar que retrodispersan muy bien la energía incidente del radar. Elementos lisos y desprovistos de una rugosidad mínima dispersarán la energía del radar por simple reflexión de las ondas incidentes. En cambio, elementos o zonas con irregularidades geométricas, como pueden ser salientes de terrazas o balcones y aperturas para ventanas en las fachadas, entre otros, suelen ser geometrías que devuelven al sensor del RAR una parte importante de la energía incidente. En general, las propiedades reflectantes de una superficie, relacionadas con sus componentes, geometría y condiciones dieléctricas, son las que determinan una buena relación señal-ruido en el registro. En este sentido, el análisis de la información radar contenida en el perfil de alcances (*range profile*) comienza seleccionando los Rbins de mayor relación señal-ruido (Negulescu, *et al.* 2013).

El radar, en general, ilumina una parte extensa del edificio o estructura objetivo. No obstante, es posible obtener la historia individual de desplazamientos de elementos, o partes del edificio objetivo, considerados de forma separada (ver esquema en Figura 4-1). Los pasos necesarios para recuperar estas historias temporales se describen a continuación y han sido numerados en la Figura 4-1: i) El primero es recopilar un perfil de alcances (*range profile*), muestreado en intervalos espaciales regulares. Para obtener este perfil, el radar envía una señal alineada con su línea de

visión (*Line Of Sight* - LOS) y recibe la energía retrodispersada de diferentes partes de la estructura, lo que permite recopilar un perfil de amplitudes; ii) En segundo lugar, cuando la intensidad del eco del radar proveniente de diferentes partes de la estructura muestreada asegura una adecuada relación señal/ruido (*Signal to Noise Ratio* - SNR), entonces la parte correspondiente de la estructura puede asociarse con la fase interferométrica del eco; iii) Finalmente, se recupera una historia de desplazamientos transformando las variaciones temporales de la fase interferométrica de un radar bin específico utilizando la siguiente ecuación:

$$d_{LOS}(t) = \frac{\lambda}{4\rho} \cdot Dj(t) \quad 4-1$$

En donde:

$Dj(t)$ : Diferencia de fase medida en dos mediciones sucesivas.

$\lambda$ : Longitud de onda transmitida.

$d_{LOS}(t)$ : Variación de la distancia sobre la línea de visión (LOS) entre el aparato y un blanco objetivo.

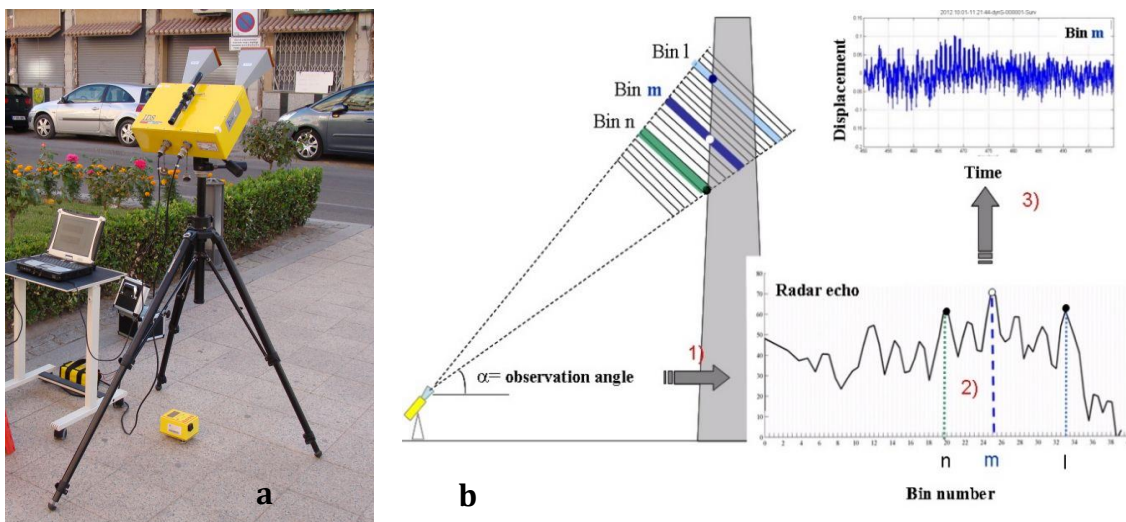


Figura 4-1: (a) El equipo de radar interferométrico de apertura real RAR utilizado en este estudio; (b) Esquema de recuperación de series temporales de desplazamiento de una estructura a partir de una adquisición de radar interferométrico (Explicación en el texto)

La recuperación de los desplazamientos,  $d_{LOS}$ , a partir de la diferencia de fase de la señal de radar recibida, con una precisión sub-milimétrica, es posible porque un radar coherente, como el caso del equipo usado, proporciona también el valor de fase de la señal reflejada. Esto permite, a través de la interferometría, evaluar las variaciones de distancia en términos de fracciones de longitud de onda del radar. Cuando el desplazamiento varía dentro del rango  $\pm \lambda/4$ , el cambio de fase se relaciona linealmente con la variación de la distancia,  $d_{LOS}(t)$ , ocurrida entre dos adquisiciones de radar sucesivas, tal como se indica en la ecuación 4-1. Considerando que en este estudio  $\lambda/4$  es mayor que 4mm y que los desplazamientos esperados de la estructura están en el rango de milímetros a decenas de micras, esta hipótesis o aproximación sobre la linealidad generalmente funciona (Xing. *et al*, 2014). Según la ecuación 4-1, cuanto más corta es la longitud de onda, mayor es la sensibilidad de la medición en términos de desplazamiento. Para un radar en la banda frecuencial Ku, con una longitud de onda  $\lambda=1.74$  cm (frecuencia de operación = 17.2 GHz), una variación de fase de  $1^\circ$ , que generalmente se puede lograr con un sensor de última generación, corresponde a un desplazamiento de aproximadamente 20 micras: el desplazamiento esperado. La precisión, en las mejores condiciones de medición (SNR alta), es del orden de decenas de micras. Una limitación que tiene este procedimiento es que puede medir los desplazamientos paralelos a su línea de visión, por lo que, en términos generales, sólo es posible medir la proyección del desplazamiento sobre la línea de visión (*Line Of Sight* - LOS) del radar.

La alta precisión, la detección remota, la portabilidad y autonomía y la repetitividad, son ventajas destacadas de la tecnología basada en estos sensores, si es comparada con tecnologías que utilizan sensores acelerométricos convencionales. Adicionalmente, el uso de sensores de contacto a veces requiere configuraciones complicadas, costosas y de lenta implementación. En este sentido, los tiempos estimados para una campaña de monitoreo, tal como se describe a continuación, son razonables. El transporte del equipo se suele resolver con un vehículo ligero, y el desplazamiento, montaje y mediciones requiere de un mínimo de dos técnicos. La etapa de preparación y montaje de equipos es relativamente rápida y se suele completar en, aproximadamente, una hora. Esta etapa requiere del montaje y

ensamblado de trípode, antenas, cables y baterías. Algunos ajustes y mediciones previas de distancias y ángulos iniciales respecto del objetivo, son necesarios para finalizar esta primera etapa. En la segunda etapa, dedicada al monitoreo, *i.e.* las mediciones, los tiempos dependen de la propia ventana temporal necesaria para la medida de la historia temporal. En condiciones normales, el tiempo mínimo necesario para una historia completa se puede estimar en 30 minutos, aproximadamente. El número de historias dependerá de la cantidad de información necesaria para evaluar el comportamiento de cada edificio. Un edificio, medido desde dos orientaciones distintas, puede requerir entre 2 y 4 horas de monitoreo.

Por otra parte, aunque la resolución del equipo y su campo de visión no permita obtener detalles, tal como sucede con otros sistemas como, por ejemplo, los sistemas ópticos, esta metodología permite obtener, simultáneamente, la historia temporal de desplazamientos de diferentes partes de una estructura, sin necesidad de contacto ni de disponer de sensores en el interior de la misma. Sólo se registra la respuesta característica propia de la superficie en estudio y no son necesarios blancos artificiales, como sucede en el caso de sistemas ópticos con la disposición de prismas.

Todas estas características, hacen de la tecnología RAR una opción interesante y a tener en cuenta para monitorear, casi en tiempo real, una estructura dañada por un terremoto, desde una distancia segura, en un tiempo razonable y sin necesidad de acceder al interior de la misma.

#### **4.2.2 El instrumento de medición**

El Centro de Tecnológico de Telecomunicaciones de Cataluña (CTTC) posee un radar comercial con capacidad de interferometría: el modelo IBIS-S, fabricado y distribuido por IDS (*Ingegneria dei Sistemi*, SpA). El sistema consiste en un módulo sensor, un ordenador de control con software de procesamiento, y una fuente de energía (una batería). El sensor transmite una señal electromagnética con una frecuencia central de 17.2 GHz (Banda Ku) con un ancho de banda máximo de 300

MHz, lo que en términos de resolución en la dirección de rango representa 0.5 m. La resolución debe entenderse como la distancia mínima necesaria entre dos blancos para ser diferenciados, dicho de otro modo, a ser reconocidos como dos Rbins distintos. El radar se coloca sobre un trípode equipado con un cabezal rotatorio para ajustar el ángulo del objetivo hacia la estructura en estudio. Las principales características del sensor se indican en la Tabla 4-1.

La tasa máxima de muestreo (*Maximum sampling/acquisition rate*) es de 200 Hz, y depende del máximo rango seleccionado, decreciendo a medida que aumenta la distancia de operación del aparato. Detalles sobre el funcionamiento del equipo pueden consultarse en (Coppi, *et al.* 2010). La ubicación y dimensión de los Rbins registrados por el radar dependen también del campo de visión de las antenas y del rango de resolución. Para este trabajo se usaron dos antenas piramidales con una ganancia máxima de 23,5dB para mejorar la relación señal-ruido de la medida radar. Una alta ganancia de las antenas, por un lado, reduce el volumen elemental del muestreo (radar bin) y, por otro lado, mejora la relación señal ruido de la medida. El sensor está controlado por un ordenador al cual se conecta mediante un puerto USB. El software permite configurar los parámetros de toma de datos, grabar la información registrada y mostrar los desplazamientos en tiempo real. La batería tiene una autonomía de 5 horas y el equipo, en general, es de fácil y rápida instalación y puede ser usado en cualquier momento del día y en casi cualquier tipo de condición climática.

Tabla 4-1: Principales características del equipo radar RAR IBIS-S (Ingegneria dei Sistemi, SpA)

| <b>Característica</b>     | <b>Valor</b> |
|---------------------------|--------------|
| Frecuencia de operación   | 17.2 GHz     |
| Distancia máxima          | 1000 m       |
| Resolución máxima (range) | 0.5 m        |
| Tasa de muestreo          | 200 Hz       |
| Precisión nominal         | $10^{-5}$ m  |

### **4.3 Las campañas de monitoreo. Registros y post procesado**

Las mediciones y el resumen de resultados que se presentan en esta sección forman parte de dos campañas de reconocimiento de edificios utilizando monitoreo RAR. La primera campaña, realizada durante el mes de septiembre 2012, consistió en el monitoreo RAR de dos edificios situados en la ciudad de Lorca (Murcia) y dañados por el sismo de Lorca de mayo de 2011. En la segunda campaña, realizada en septiembre de 2013, el objeto de estudio fue un edificio exento de daño y situado en el Campus Nord de la Universidad Politécnica de Catalunya (Barcelona). En ambas campañas, se utilizó un radar interferométrico RAR operado por personal técnico y académico del Centro Tecnológico de Telecomunicaciones de Cataluña (CTTC) y de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC). Entre todos los casos se monitorizaron las respuestas cinemáticas en desplazamientos de estos tres edificios habitacionales urbanos sometidos únicamente a la acción de ruido ambiental, con el objetivo de estimar, con la mejor precisión posible, sus parámetros modales. Las mediciones fueron realizadas sin contacto con los edificios. Las distancias a las que se situó la antena del RAR respecto de las fachadas de los edificios están comprendidas en el intervalo [10-200m], de modo que pueden considerarse mediciones remotas (*remote sensing*).

#### **4.3.1 Edificio San Fernando**

En este apartado se sintetizan los resultados obtenidos a partir del monitoreo, realizado del 14 de septiembre de 2012, de uno de los edificios dañados situados en el barrio de San Fernando de Lorca (Figura 4-2). La ubicación del radar, la distancia al edificio y el ángulo de observación se estableció para maximizar la relación señal-ruido de los registros del radar. Esto permitió obtener una componente de movimiento detectable en la dirección de la línea de visión del equipo RAR. El radar se situó a 17,1 m de distancia de la fachada del edificio, con un ángulo de elevación promedio de 37°. El desplazamiento del edificio,  $\Delta s$ , viene determinado por la ecuación:

$$DS = d_{LOS} / \cos(\theta)$$

4-2

Donde  $d_{LOS}$  es el valor del desplazamiento medido a lo largo de la línea de visión y  $\theta$  es el ángulo de elevación entre la horizontal y la línea de visión, lo que es equivalente al arco tangente de la relación altura del Rbin y la distancia del radar respecto del edificio. Las Figura 4-3 muestra el perfil de alcances (*range profile*) obtenido para los 17 Rbins con mejor SNR.



Figura 4-2: Monitoreo RAR del edificio San Fernando. a) Vista del edificio y orientación del equipo; b) Equipo técnico y c) Detalle de daños en las columnas de la planta inferior



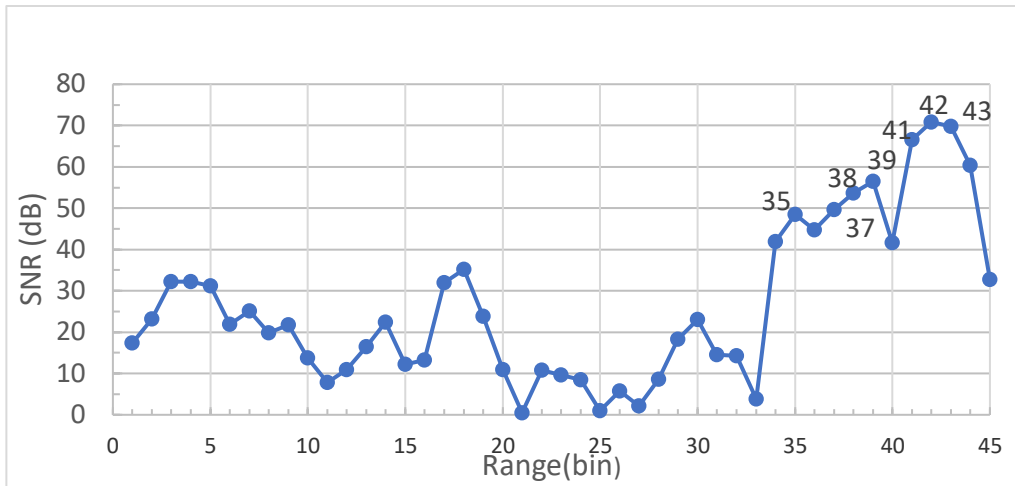


Figura 4-3: Perfil de alcances obtenido para el monitoreo del edificio San Fernando según su eje de menor inercia. En el gráfico se indican la numeración de los Rbins analizados

Por otra parte, en la Tabla 4-2, se indican los puntos con mayor SNR, esto implica una mejor precisión en los resultados.

Tabla 4-2: Relación señal-ruido (SNR) y altura de los Rbins correspondientes

| <b>Rbin</b> | <b>SNR</b> | <b>Altura (m)</b> |
|-------------|------------|-------------------|
| 35          | 49         | 5.6               |
| 37          | 50         | 8.7               |
| 38          | 54         | 9.9               |
| 39          | 56         | 11                |
| 41          | 67         | 12.9              |
| 42          | 71         | 13.8              |
| 43          | 70         | 14.6              |

En el monitoreo del edificio San Fernando, el radar identifica diferentes partes del edificio con una precisión de 0.5 m, en caso de incidencia normal. Con la variación de la altura, el factor  $\cos(\theta)$  disminuye este valor mínimo. Las diferencias de fases registradas mediante una frecuencia de muestreo de 144 Hz, son luego filtradas mediante un filtro pasa banda Butterworth de tercer orden (0.1Hz-6Hz) y transformadas a desplazamiento en el sentido de la línea de visión. La Figura 4-4 recoge los desplazamientos obtenidos, en función del tiempo, para todos los Rbins seleccionados en la Tabla 4-2.

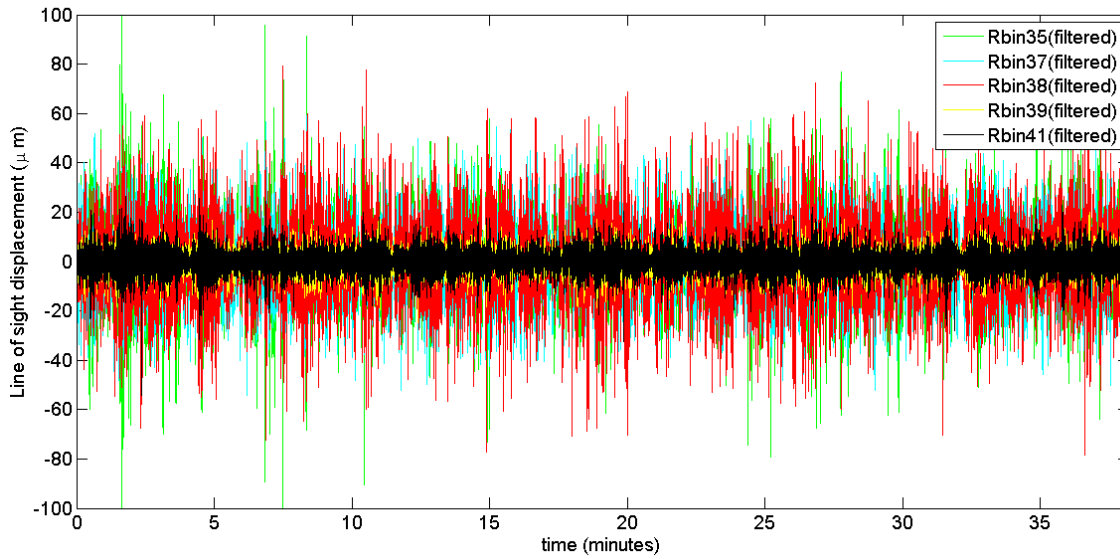


Figura 4-4: Historias temporales de desplazamientos obtenidas a partir de la información registrada por el radar. La imagen muestra, aproximadamente, 40s de registro (el registro completo tiene una duración de 38 minutos)

Las muestras son procesadas para estimar la frecuencia fundamental de vibración bajo la excitación producida por el ruido ambiental. En la Figura 4-5 se muestra la densidad espectral de potencia (PSD) calculada mediante el método de Welch (Welch, 1967), y en la Figura 4-6 se destacan, dentro del rango de períodos de interés, los períodos asociados al edificio San Fernando.

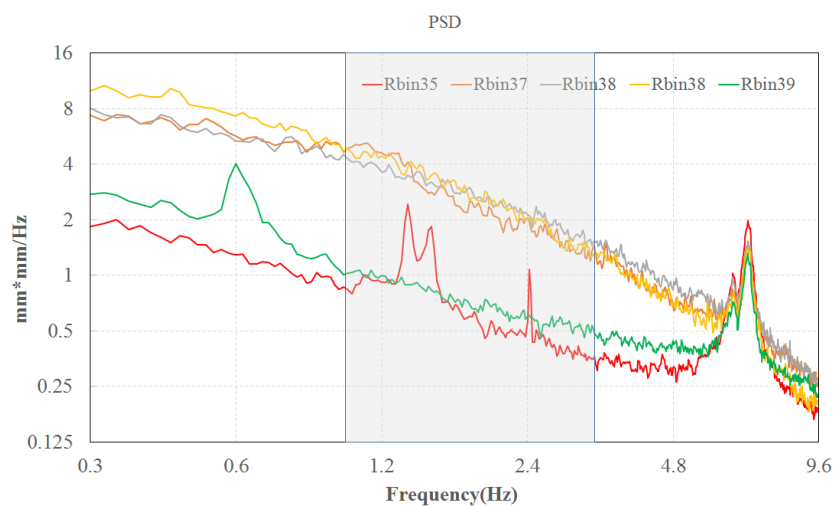


Figura 4-5: Densidad espectral de potencia calculada para los Rbins seleccionados

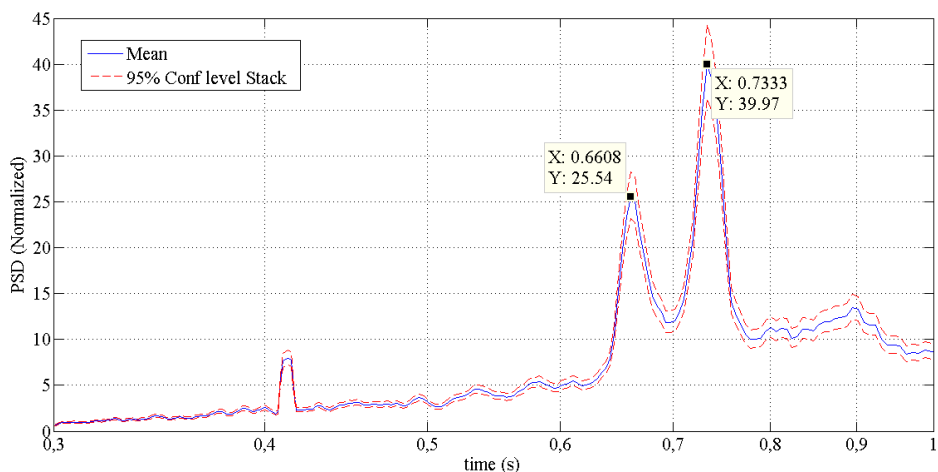


Figura 4-6: Rango de períodos de interés, se resaltan los correspondientes a 0.661 s y 0.733 s

### 4.3.2 Edificio La Viña

En esta sección se exponen, de forma sintética, los resultados de las mediciones realizadas sobre el edificio que denominaremos, en adelante, "Edificio la Viña". Este edificio, se sitúa en la Plaza del Trabajo del barrio de la Viña de la ciudad de Lorca (Murcia). La Figura 4-7 recoge fotografías de diferentes vistas del edificio y algunos detalles sobre el daño causado por el terremoto. Las principales características del edificio de la Viña, y su localización geográfica, se describen en la Tabla 4-3. A modo de ejemplo, en relación a las monitorizaciones RAR realizadas durante los trabajos de campo de la campaña de medidas de 2012, los parámetros geométricos utilizados para la medición número 6 del edificio de la Viña se han recogido en la Tabla 4-4 junto a otras observaciones.





Figura 4-7: Edificio La Viña tras el terremoto de 11 de mayo de 2011 en Lorca (Murcia). a) Fachada orientada hacia el Este y posición del radar RAR durante las monitorizaciones del edificio; b) Fachada orientada hacia el Norte. Se aprecia ausencia, por caída, del parapeto a nivel de cubierta; c) Planta baja en su orientación Este. Se aprecian daños en los cerramientos; d) Planta baja orientación Norte. Daños en los cerramientos y detalle de soporte

Tabla 4-3: Características constructivas y arquitectónicas del edificio la Viña y localización geográfica

| Características        | Detalle  |
|------------------------|--|
| Tipología (estructura) | Estructura de hormigón armado                  |
| Forjados               | Forjados unidireccionales (vigueta pretensada) |
| Cerramientos           | Muro de fábrica de ladrillo cerámico hueco     |
| Distribución en planta | 8 viviendas y 2 bajos comerciales              |
| Niveles                | 4 plantas + bajos                              |
| Altura niveles         | 5 niveles                                      |
| Altura total           | 14.40 m  |
| Localización Latitud   | 37.6611557006835938                            |
| Localización Longitud  | -1.7070089578628540                            |
| Altitud emplazamiento  | 344 m  |

Tabla 4-4: Parámetros geométricos utilizados para la medición RAR número 6 del edificio la Viña

| Descripción                            | Parámetro: Valores y unidades                             |
|--|---|
| Medición                               | número 6  |
| Angulo de orientación del RAR          | $\alpha = 41^\circ$                                       |
| Altura equipo RAR (trípode y sensores) | $h = 1.44$ m  |
| Distancia horizontal RAR-Edificio      | $R_0 = 15.74$ m   |
| Distancia sobre la LOS                 | $d = 19.1$ m  |
| Duración medida                        | $\Delta t = 36m25s$                                       |
| Observaciones                          | Golpe simultáneo al RAR (220 s) y al acelerómetro Tromino |

La Figura 4-8 muestra el detalle de un perfil de alcances (Range profile) de la señal RAR obtenido en las monitorizaciones del edificio de la Viña. Atendiendo el esquema de adquisición y procesamiento de datos explicado en la Figura 4-1, se utiliza este perfil para seleccionar aquellos Rbins con una mejor calidad de la razón señal/ruido.

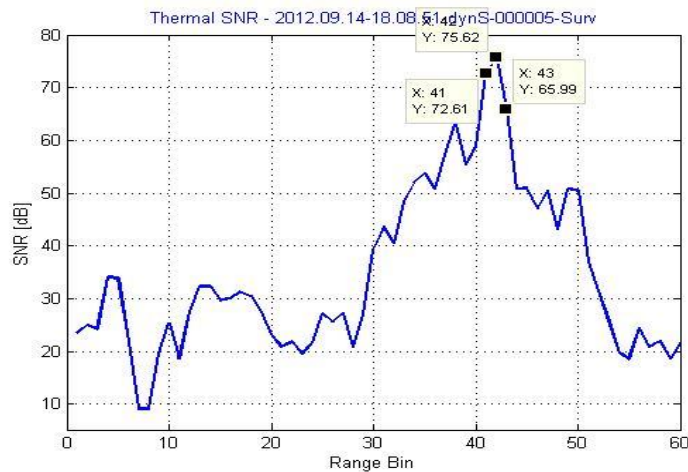


Figura 4-8: Perfil de alcances (range profile) de la señal radar obtenido durante la medición 6 realizada sobre el edificio de La Viña. Se destacan las coordenadas de los Rbins 41, 42 y 43

Dada la elevada razón señal/ruido de los Rbin 41, 42 y 43, de la medición 6 (Figura 4-9a), estos tres Rbin han sido seleccionados para analizar los desplazamientos del edificio. Se han registrado los desplazamientos de estos tres Rbin sobre una ventana de adquisición de 2150s y con una frecuencia de muestreo de 149.18 Hz. El detalle de esta adquisición se muestra en la Figura 4-9a. Un análisis en el dominio de la frecuencia de estas historias temporales revela frecuencias de vibración destacables en la ventana [0.1-10Hz]. El método de Welch, implementado en código Matlab (The Mathworks Inc., 2022), ha sido aplicado para obtener la densidad espectral de potencia de los tres Rbin seleccionados (Figura 4-9b). Para aplicar el método de Welch se ha utilizado una ventana de Hamming con un 70% de solape y una longitud de ventana de registro de 100s.

La densidad espectral de potencia para los tres Rbins seleccionados (Figura 4-9b), destacan unos extremos que se corresponden con las frecuencias de 7Hz y 7.8Hz. Estos extremos, comunes para las tres señales, recogen la vibración del conjunto trípode-antenas RAR. Son valores reconocibles y que suelen aparecer en todas las campañas de monitoreo que han utilizado el mismo equipo empleado en esta campaña. El test del golpe al RAR, confirma que en el intervalo 6-8Hz se encuentra la frecuencia natural del sistema trípode-antenas RAR. Para frecuencias inferiores es necesario analizar aquellos valores extremos que aparecen simultáneamente en

todos los Rbin, ya que esto indica que corresponden al movimiento del edificio como conjunto.

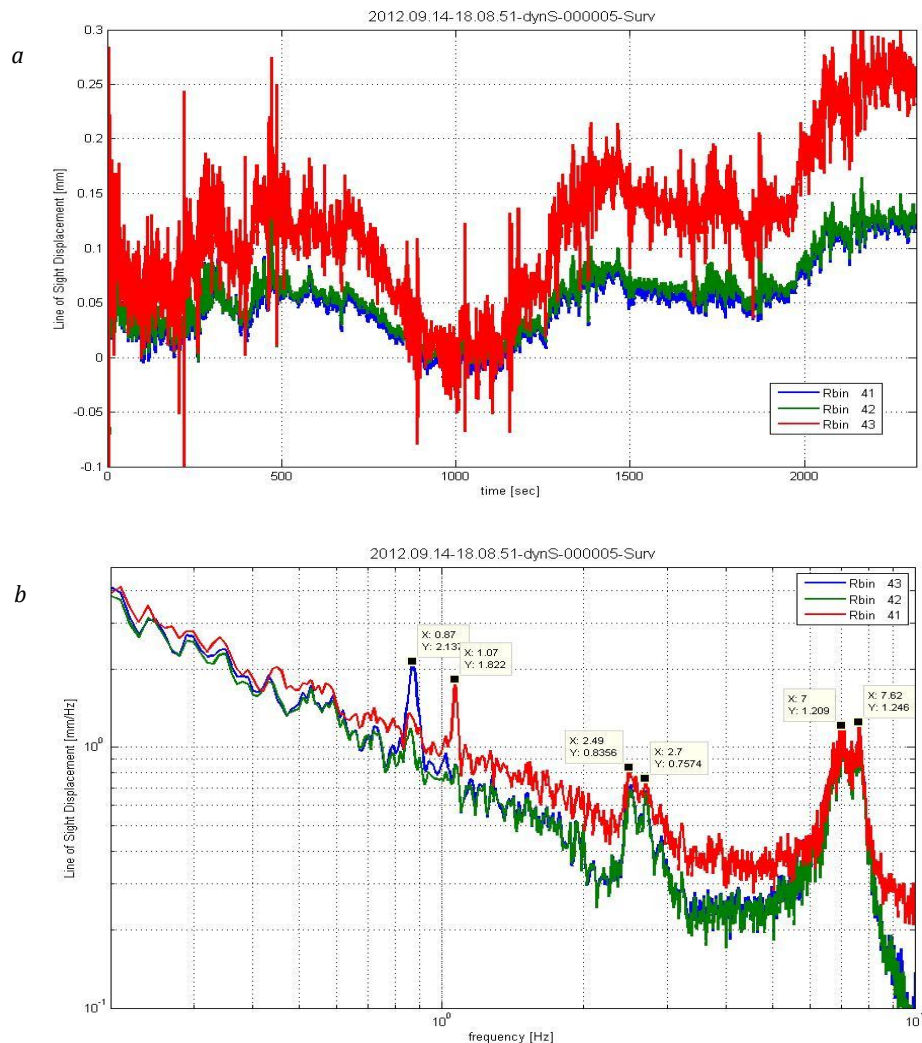


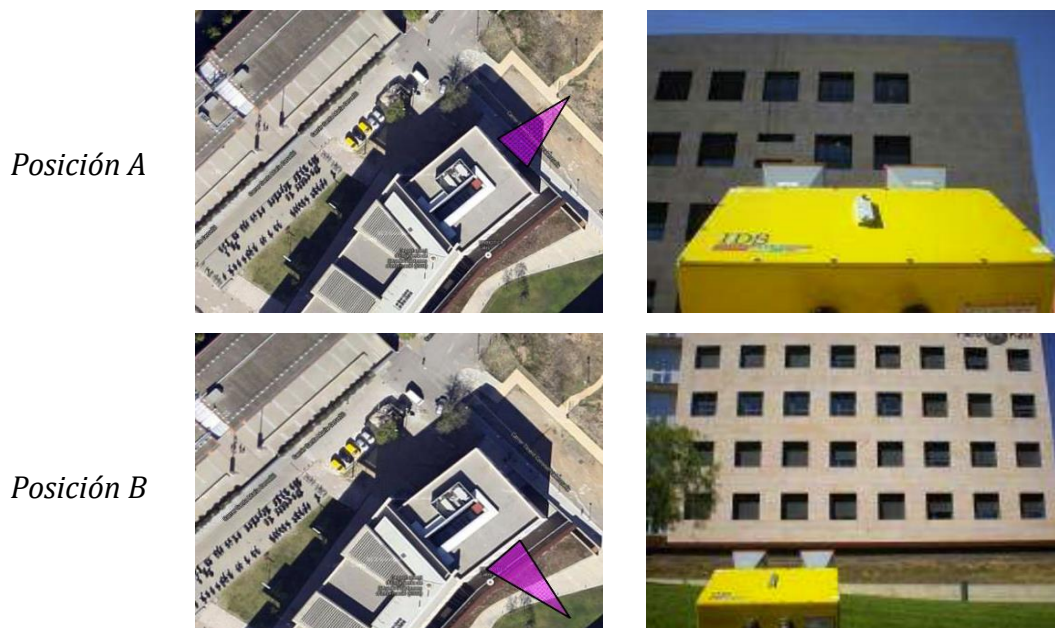
Figura 4-9: (a) Desplazamientos de los Rbin 41, 42 y 43 durante la medición 6. La duración del monitoreo fue de 2150s y la frecuencia de muestreo fue de 149.18Hz. (b) Densidad espectral de potencia en la banda frecuencial [0.1-10Hz] obtenida con el método Welch pa

En la Figura 4-9b se aprecia un extremo en la frecuencia 0.87Hz para el Rbin 43 (color azul) que no queda destacado en los Rbin 41 y 42. También aparece otro extremo para 1.07Hz en el Rbin 41(color rojo), que no destaca en los Rbin 42 y 43. En ambos casos aparece un extremo en un único Rbin. Esto significa que en los volúmenes de muestreo existen elementos que no abarcan todo el volumen y que vibran localmente o independientemente. Estos elementos quedan revelados en uno o unos pocos Rbin, de modo que no todos los Rbin participan de su movimiento. Esto

puede suceder con ventanas, persianas, barandillas ligeras u otros elementos añadidos a las fachadas, como pueden ser, intercambiadores de equipos de climatización y antenas parabólicas, entre otros, y que vibran independientemente del edificio. En consecuencia, es necesario observar frecuencias destacadas, comunes a todos los Rbin y compatibles con valores teóricos de períodos de vibración de edificios. En este caso, se observan dos frecuencias comunes a los tres Rbin y compatibles con valores teóricos de períodos de vibración de edificios. En este caso, se observan dos frecuencias comunes a los tres Rbin y compatibles con frecuencias de vibración de edificios de características similares al Edificio La Viña. Estas dos frecuencias son 2.49Hz y 2.7Hz. Son frecuencias que reportan unos períodos de 0.40s y 0.37s, respectivamente, y que, atendiendo a los objetivos de este estudio, se considerarán como medidas de referencia de períodos de vibración del edificio La Viña dañado tras el terremoto.

#### 4.3.3 Edificio OMEGA

Este edificio, dedicado a educación superior y situado en el Campus Nord de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) en Barcelona, fue objeto, en septiembre de 2013, de una campaña de mediciones RAR realizadas desde tres posiciones distintas (posiciones que denominaremos A, B, y C, y que se pueden observar en la Figura 4-10).



Posición C



Figura 4-10: Monitoreo RAR del Edificio Omega situado en el Campus Nord de la Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona). Detalle de las tres orientaciones RAR-Edificio, durante la campaña de mediciones

### Edificio Omega. Posición A

Para esta orientación se realizaron dos mediciones. En la primera medición, se captaron elementos locales cuyos movimientos eran independientes de la vibración del edificio. Por esta razón, los registros de esta primera medición no fueron considerados para el análisis. Por el contrario, el monitoreo correspondiente a la segunda medición muestra un registro más estable. Por tanto, estos registros pueden ser considerados como más confiables y representativos del movimiento de la fachada, *i.e.* del edificio. En la Figura 4-11 se puede apreciar esta estabilidad en las señales de los Rbins 48 y 49, mientras que los demás Rbins tienen un comportamiento más inestable.

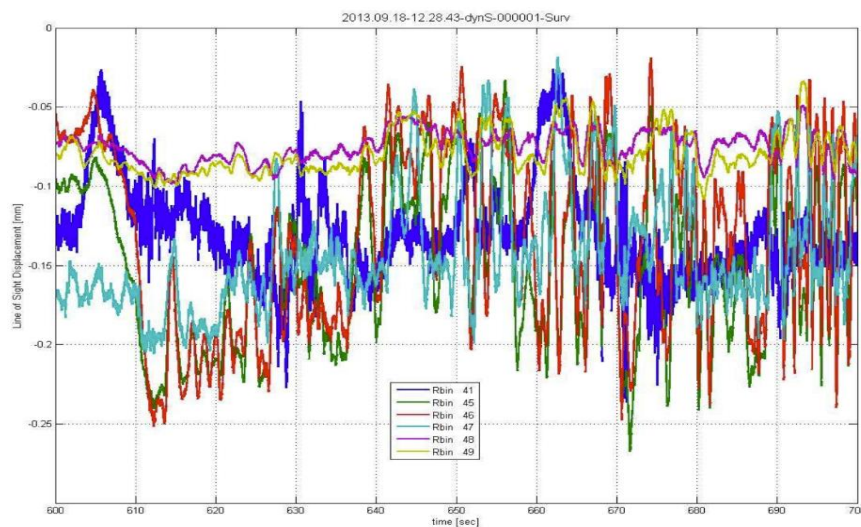


Figura 4-11: Edificio Omega. Posición A. Señales registradas para distintos Rbins en un intervalo de registro de 100s de duración



En el cálculo de la densidad espectral de potencia de las señales asociadas a los Rbins 47, 48 y 49 (ver Figura 4-12), se pueden apreciar algunos extremos, poco definidos, en el rango de frecuencias muy bajas, inferiores a 0.4 Hz. En cambio, destaca un extremo centrado, aproximadamente, alrededor de 3.9 Hz para los Rbins 48 y 49.

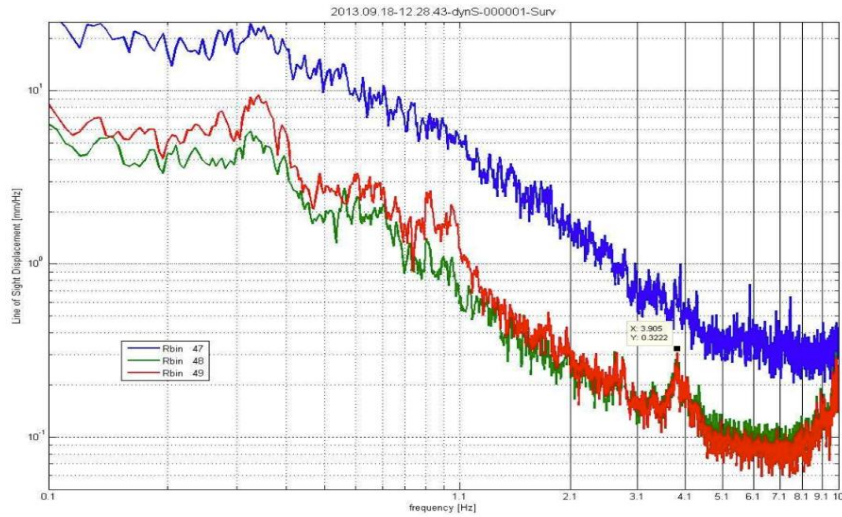


Figura 4-12: Edificio Omega. Posición A. PSD calculada para los Rbins 47 48 y 49 con una ventana de tiempo de 200s

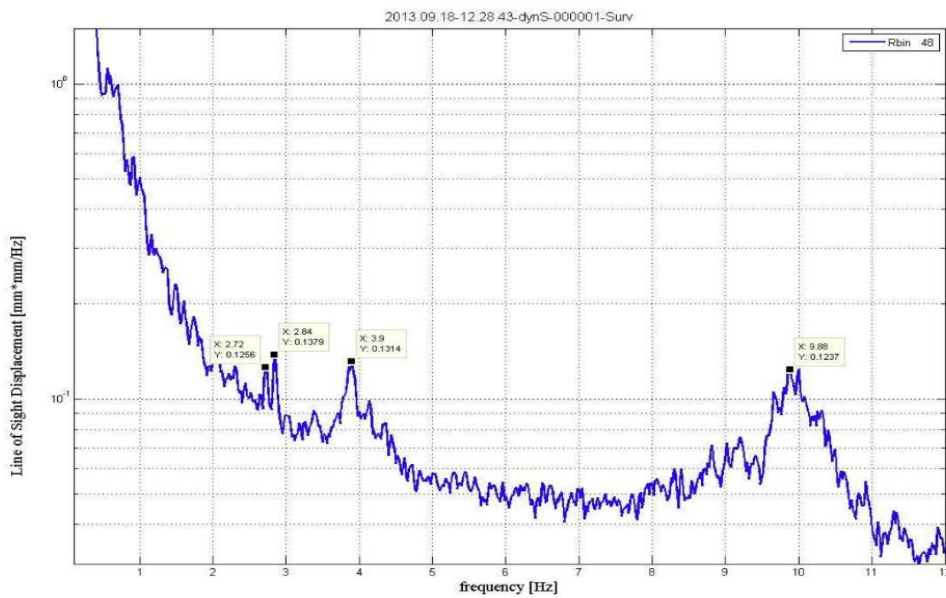
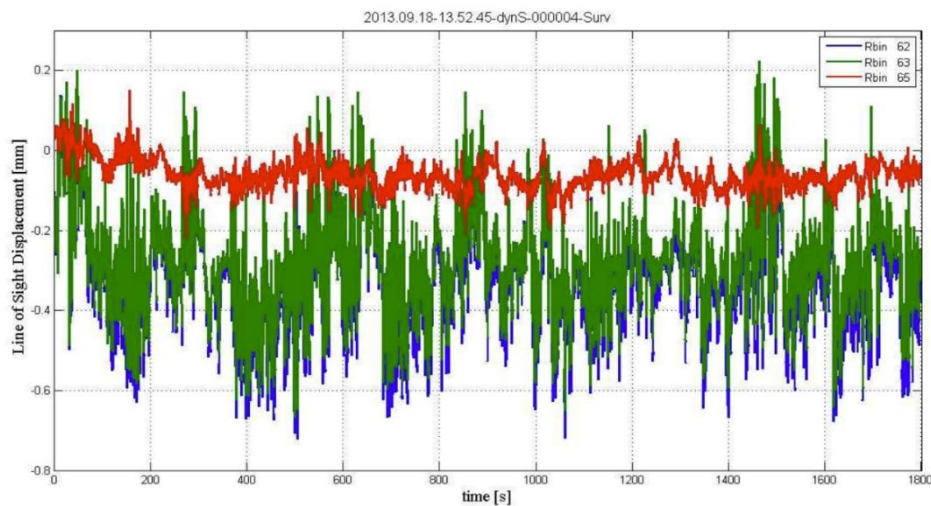


Figura 4-13: Edificio Omega. Posición A. PSD para el Rbin 48 calculada con una ventana de 50s

En la Figura 4-13 se presenta el PSD correspondiente al Rbin 48, en el que destacan tres extremos situados en las frecuencias 2.72 Hz, 2.84 Hz, y 3.9 Hz. El extremo que se observa alrededor de 9.8 Hz, corresponde a la vibración propia del conjunto trípode-antenas.

#### *Edificio Omega. Posición B*

Para esta posición diferentes problemas imposibilitaron obtener resultados. Para esta orientación se instaló el radar en terreno blando y debido a la presencia de elementos en la fachada del edificio, los registros resultaron no ser determinantes. En la Figura 4-14 se aprecia la historia temporal de los desplazamientos de tres Rbins.



*Figura 4-14: Edificio Omega. Posición B. Desplazamiento de los Rbins 62, 63 y 65*

Por otra parte, en la Figura 4-15 se puede apreciar, para frecuencias cercanas a 1 Hz, la respuesta de objetos situados, probablemente, en el interior del edificio. En los demás casos, los registros de los Rbins carecen de estabilidad y, por tanto, no serán considerados en este estudio.

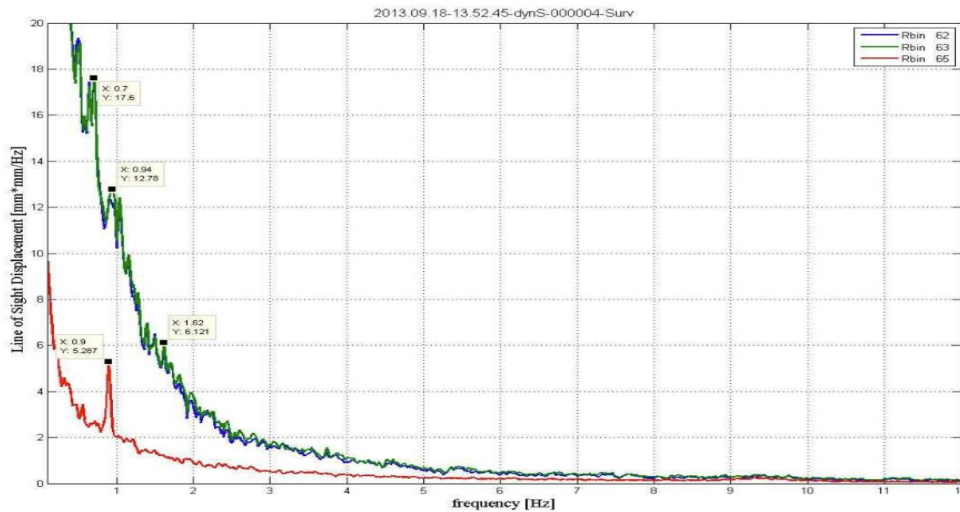


Figura 4-15: Edificio Omega Posición B. PSD calculada para los Rbins 62, 63 y 65

### Edificio Omega. Posición C

Para el monitoreo desde la posición C, el equipo RAR se situó sobre una terraza abierta. El suelo de esta terraza es un forjado reticular elevado 4m sobre la rasante. Las mediciones no resultaron útiles para obtener resultados sobre vibraciones del edificio debido a que el emplazamiento contribuyó, probablemente, a contaminar la identificación de períodos del edificio. Se estima que el acoplamiento entre el movimiento propio de la terraza y el movimiento del conjunto trípode-antena, pudo ser la causa de los problemas con la identificación de frecuencias en los registros. En la Figura 4-16 se muestra la historia de desplazamientos y la PSD para un solo Rbin en la que se aprecian extremos que no se corresponden con las frecuencias captadas para el edificio en monitoreos anteriores (ver monitoreo desde la posición A).

A modo de conclusión, para el caso de la medición del edificio Omega se estima que el monitoreo desde la posición A es el que permite identificar, con claridad, los primeros modos de vibración del edificio. Estos valores se recogen en la Tabla 4-5.

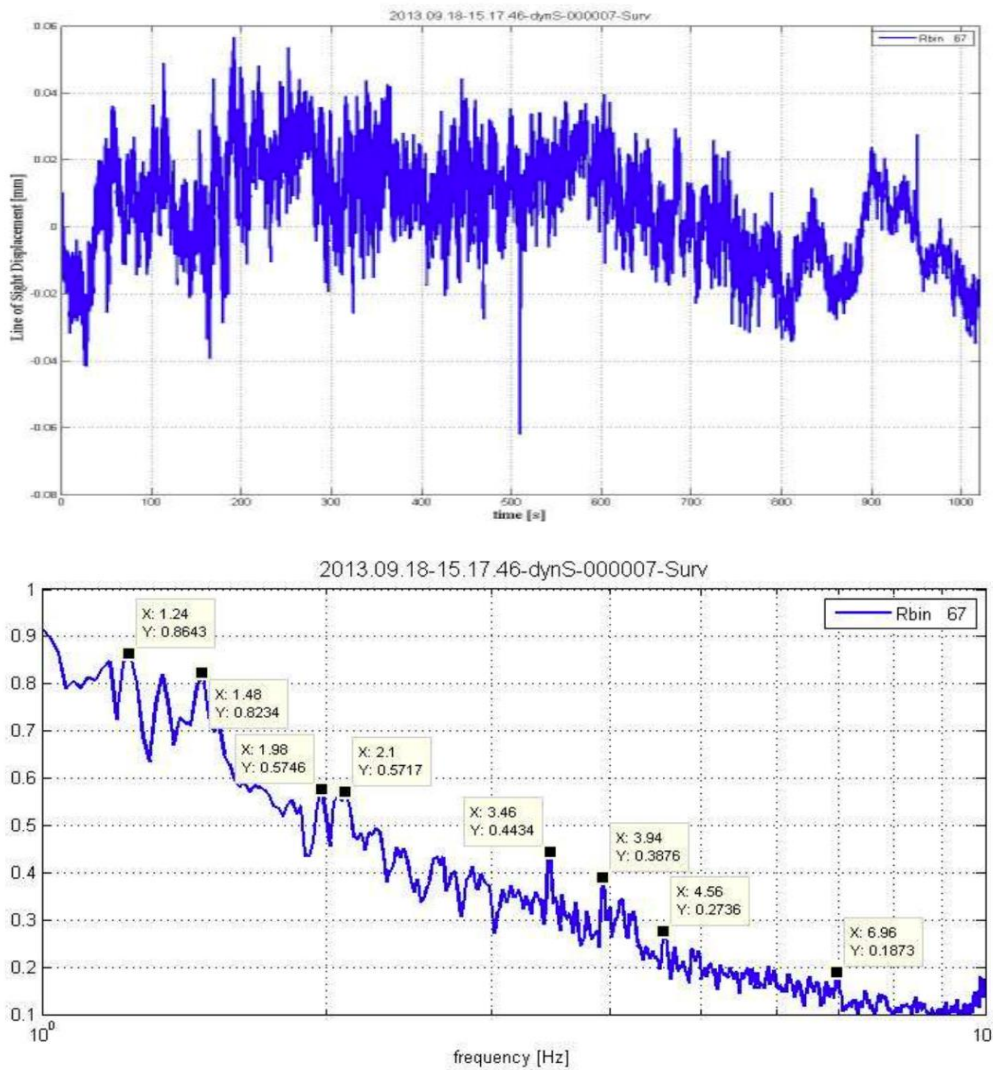


Figura 4-16: Edificio Omega. Posición C. a) Historia de desplazamientos para el Rbin 67; b) PSD para el Rbin

67

Tabla 4-5: Frecuencias de los primeros modos de vibración identificados en el monitoreo RAR del edificio OMEGA

| <b>Frecuencia</b> | <b>Valor (Hz)</b> |
|-------------------|-------------------|
| $f_1$             | 2.72              |
| $f_2$             | 2.84              |
| $f_3$             | 3.9               |

#### 4.4 Resumen y conclusiones

Un objetivo destacable de este trabajo de tesis es investigar la viabilidad de utilizar vibraciones naturales para detectar el estado de salud estructural de los edificios, con el objeto de distinguir estados estructuralmente inseguros o inestables de

configuraciones seguras. La base teórica que sustenta la investigación es que las propiedades modales de los edificios cambian con el aumento del daño. La ventaja de esta propuesta es que el período fundamental de edificios afectados por diferentes configuraciones de daño, es una propiedad fácilmente medible (Vidal *et al*, 2014).

Para abordar este objetivo, dos campañas de monitoreo fueron propuestas. Una primera campaña de monitoreo de dos edificios dañados tras el sismo (Mw 5,1) ocurrido en Lorca el 11 de mayo de 2011, y una segunda campaña realizada sobre un edificio sano situado en el campus norte de la UPC en Barcelona. Un aspecto original y novedoso fue la utilización de tecnologías no invasivas y a distancia para el monitoreo. En este sentido, un propósito destacable de la campaña ha sido determinar la capacidad del equipo para registrar, de forma no invasiva, propiedades modales cuyo procesado permita evaluar estados de daño de edificios afectados por el sismo. De este modo, en la campaña se utilizó un equipo de interferometría RAR cuyas características principales son; i) Dispositivo dotado de sensor remoto (*Remote Sensing Device*); ii) Carácter no invasivo. Distancia operativa al objetivo [4-1000m]; iii) Banda frecuencial central Ku 17,2GHz; iv) Precisión de decenas de micras (en las mejores condiciones); v) Portabilidad y fácil manejo (manejo y transporte =>2 personas). Equipo ligero (peso total < 50kg); vi) Rápida instalación y medición (tiempo instalación y puesta en marcha  $\approx$  1 hora).

Aplicación a tres edificios. Dos edificios situados en distritos urbanos de Lorca, edificio de San Fernando y edificio La Viña, y afectados por el sismo de 11 de mayo de 2011, y un tercer edificio sin daño y localizado en el campus norte de la UPC en Barcelona, edificio Omega.

En el caso de los edificios situados en Lorca, el primer edificio (edificio de San Fernando) fue monitoreado con el radar interferométrico y no se pudieron tomar medidas adicionales en el interior del edificio porque las autoridades locales prohibieron el acceso al interior del edificio por razones de seguridad. En este edificio se trataron amplitudes extremadamente bajas que, prácticamente, coincidían con los límites de precisión del equipo de registro. La amplitud cuadrática

media (RMS) del Rbin35 filtrado es de 0,004 mm (4 $\mu$ m) y la del Rbin36 es de 0,025 mm (25 $\mu$ m); por lo tanto, se trata de señales débiles que requieren cuidado y esfuerzo en su procesado. No obstante, el alto rendimiento de los dispositivos RAR de última generación junto con técnicas interferométricas de alta resolución y métodos de análisis de señales permitieron obtener resultados plenamente satisfactorios. Se identifican, de forma clara, dos periodos: 0.77s y 0.66s, que se suponen ligados a los periodos, de la estructura no dañada, del primer modo, en la dirección Y, 0.570s, y al rotacional alrededor del eje Z, 0.567 s. El hecho de que los períodos obtenidos de las mediciones RAR sean más largos se atribuye al daño. Sin embargo, en este tipo de estudios, una cuestión importante es cómo conocer las propiedades vibratorias del edificio no dañado/seguro y cómo evoluciona el período con el daño. No hubo edificios de esta tipología sin daños después del terremoto. Por ello, se centró un importante esfuerzo en la modelización numérica del edificio. A pesar de que se conocían bien las propiedades mecánicas y geométricas del edificio, debido a que se disponía de informes técnicos post-sismo precisos (Artés –Carril, 2011), los parámetros de resistencia del modelo mecánico también se calibraron de tal manera que el período esperado de vibración del edificio la construcción en el punto de desempeño coincidió bien con la obtenida de las mediciones RAR; Se obtuvo un período de 0,75 s, que es muy cercano al período más largo encontrado en las historias de tiempo de desplazamiento RAR.

En el segundo edificio monitoreado en Lorca (edificio la Viña), se registraron historias de tiempo de desplazamiento obtenidas con el dispositivo RAR (Negulescu *et al.* 2013). El procedimiento seguido para evaluar el daño en este edificio es paralelo al desarrollado para el edificio de San Fernando. A partir de los registros RAR y acelerométricos se calibró y diseño un modelo numérico avanzado del edificio. Para los detalles geométricos y las propiedades materiales, fue imprescindible la información recogida en el informe sobre la estructura y arquitectura del edificio y sobre los daños estructurales hallados en el edificio tras el sismo de Lorca. Las frecuencias registradas con el equipo RAR, de valores 2.49Hz y 2.7Hz, reportan unos períodos de 0.40s y 0.37s, respectivamente, y que, atendiendo a los objetivos de este estudio, se considerarán como medidas de referencia de períodos de vibración del edificio La Viña dañado tras el terremoto.

En el monitoreo del edificio Omega, exento de daño y situado en el campus norte de la UPC en Barcelona, se estima que el monitoreo desde una de las tres posiciones y orientaciones de las antenas (posición A) es el que permite identificar, con claridad, los primeros modos de vibración del edificio. Las frecuencias de estos modos son 2,72 Hz, 2,84Hz y 3,9 Hz.

Los resultados de las monitorizaciones, han sido la base para calibrar los modelos numéricos de los edificios y para aplicar los métodos basados en el espectro de capacidad (Milutinovic & Trendafiloski, 2003; Lagomarsino *et al.* 2006; Lantada *et al.* 2009; Barbat *et al.* 2008; Pujades *et al.* 2012; Gonzalez-Drigo *et al.* 2015; Avila-Haro *et al.* 2013) que han permitido obtener curvas de fragilidad, estados medios de daño y matrices de probabilidad de daño. Cabe destacar que, para los edificios afectados por el sismo de Lorca (edificios de San Fernando y la Viña) las distribuciones de daños obtenidas están de acuerdo con los daños observados y comunicados tras el terremoto de Lorca de 2011 (Santamaría *et al.* 2012).

Por lo que refiere a las conclusiones de este trabajo se pueden destacar las siguientes. Con respecto a los dispositivos y métodos basados en interferometría RAR, estos pueden convertirse en excelentes herramientas que permiten mediciones rápidas y sencillas de las características de vibración de los edificios reales. Estas herramientas y métodos pueden ser especialmente útiles en evaluaciones post-sismo de edificios porque, cuando se calibran adecuadamente, los resultados obtenidos permiten estimar el estado de daño de la estructura a partir de mediciones de sensores remotos que no requieren ingresar a los edificios dañados. Esto evita el riesgo asociado a los controles y evaluaciones dentro de este tipo de edificios, éstos pueden colapsar durante los trabajos de inspección.

Sin embargo, también es cierto que, para el éxito del diagnóstico de daños, es muy importante conocer la configuración inicial del edificio no dañado. En el caso del edificio de San Fernando, dañado por el sismo de Lorca, un estudio detallado basado en planos y en detalles de la construcción original reveló insuficiencia de acero de refuerzo en estribos y en refuerzos longitudinales en pilares. El análisis de las derivas entre plantas apuntaba hacia el comportamiento de piso blando en el primer

piso como la principal fuente de daño. Este efecto se vio incrementado por el cambio abrupto en la rigidez debido a la ausencia de muros interiores en el primer piso.

En el caso del edificio de la Viña, quedó evidente un diseño heterodoxo y fuera de norma en la armadura longitudinal de las vigas, con una inadecuada distribución de refuerzo longitudinal y una ausencia, prácticamente completa, del recubrimiento en las armaduras.

Por lo tanto, se concluye directamente que los edificios evaluados en Lorca fueron diseñados sin tener en cuenta el riesgo sísmico en la región y fueron construidos aplicando reglas de construcción que conducen a un refuerzo deficiente en los elementos de hormigón de los pórticos y a un desempeño sísmico débil. Estos hechos resaltan la importancia de las regulaciones sísmicas, incluso en regiones de riesgo sísmico bajo y moderado.

En el futuro, se podrían instrumentar edificios residenciales, edificios esenciales y, en general, estructuras y construcciones civiles de alto valor, especiales y residenciales, de modo que se pudieran monitorear sus características de vibración en tiempo real. De esta forma, se podría detectar cualquier cambio en sus propiedades modales y se podría investigar la causa de dichas modificaciones. De hecho, el coste económico de los acelerómetros y otros dispositivos que permiten medir las vibraciones de los edificios sujetos al ruido ambiental está disminuyendo y el coste adicional de implementar dichos instrumentos y métodos en nuevos edificios y estructuras podría ser insignificante en comparación con el coste total de la edificación. Las investigaciones en curso y futuras sobre este tema pueden conducir a procedimientos simplificados que permitan detectar daños e, incluso, si la distribución de sensores es adecuada, debería ser posible desarrollar algoritmos con la capacidad de detectar la localización y el instante en el que se ha producido el daño.

En este sentido, una consideración final de esta investigación sería la recomendación a las autoridades, administraciones y servicios de protección civil para que impulsen el diseño e implementación de un expediente técnico de la



edificación que incluya, entre otros parámetros, el comportamiento modal de las nuevas estructuras, que podrían medirse al final de su construcción. Esta información debería ser crucial para la evaluación de daños que pueden desarrollarse debido a eventos extremos, incluidos los sismos, durante la vida útil de las edificaciones.

## **5. Los edificios**

### **5.1 Introducción**

Los edificios estudiados en este trabajo de tesis pertenecen a las tipologías constructivas más comunes en España que son los edificios de mampostería no reforzada y los de hormigón armado con forjados reticulares. Estos edificios fueron objeto de dos campañas de reconocimiento basado en la monitorización, utilizando un equipo de radar interferométrico de apertura real (RAR), en inglés, del desplazamiento de los edificios por acción de ruido ambiente. La primera campaña, realizada durante el mes de septiembre 2012, consistió en el monitoreo de dos edificios situados en la ciudad de Lorca (Murcia) y dañados por el sismo de mayo de

2011. El primer edificio monitoreado estaba emplazado en el complejo de edificios del barrio de San Fernando y, por ello, lo denominaremos “Edificio San Fernando”. El segundo edificio que denominaremos, en adelante, “Edificio la Viña”, se sitúa en la Plaza del Trabajo del barrio de la Viña de la ciudad de Lorca (Murcia). En 2013, la administración pública decidió demoler ambos edificios debido al daño acumulado durante el sismo. Sobre estos edificios se tienen registros de monitoreo posteriores al evento sísmico.

En la segunda campaña, realizada en septiembre de 2013, el objeto de estudio fue un edificio exento de daño y situado en el Campus Nord de la Universidad Politécnica de Catalunya (Barcelona). Este edificio, que denominaremos “Edificio Omega”, es una construcción dedicada a educación superior y situada en el Campus Nord de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) en Barcelona. Sobre este edificio se tienen medidas en estado de servicio.

Un resumen de las características constructivas y tipología de estos edificios se presenta en la Tabla 5-1.

*Tabla 5-1: Edificios evaluados. En esta tabla: HA (Hormigón Armado), MNR (Mampostería No Reforzada)*

| <b>Edificio</b> | <b>Tipología<br/>Risk-UE</b> | <b>Niveles</b> | <b>Material<br/>(Estructura)</b> | <b>Material<br/>(No estructural)</b> | <b>Observaciones</b>  |
|-----------------|------------------------------|----------------|----------------------------------|--------------------------------------|---|
| San Fernando    | <b>RC31M</b>                 | <b>5</b>       | HA                               | MNR                                  | Cerramientos de MNR con distribución regular en planta y en altura.   |
| La Viña         | <b>RC31M</b>                 | <b>5</b>       | HA                               | MNR                                  | Cerramientos de MNR con distribución regular en planta y en altura.   |
| Omega           | <b>RC32M</b>                 | <b>7</b>       | HA                               | MNR                                  | Cerramientos de MNR con distribución irregular en planta y en altura. |

La descripción de cada edificio, será presentada más adelante. En la Figura 5-1 se presentan dos imágenes del edificio San Fernando, en las que se observa que toda la planta baja fue severamente dañada por el terremoto. Este edificio fue demolido en 2013. En la Figura 5-2 se aprecia una vista aérea, así como una vista lateral del edificio La Viña. Este edificio también fue demolido debido al daño acumulado en su estructura resistente. Finalmente, la Figura 5-3, presenta algunas imágenes del edificio Omega.



*Figura 5-1: Imágenes del edificio San Fernando (Lorca). Vistas a) frontal, b) posterior (fuente: Google Maps)*



*Figura 5-2: Imágenes del edificio La Viña (Lorca). Vistas a) aérea, b) lateral (fuente: Google Maps)*



Figura 5-3: Imágenes del edificio Omega (Barcelona). Vistas a) frontal, b) lateral, c) posterior, d) acceso

## 5.2 El bloque 11 del barrio San Fernando

El barrio San Fernando se ubica al sur de la ciudad de Lorca, al final de la Alameda de Cervantes. La edificación habitacional constaba, en 2011, de 15 bloques de 13.4 m de altura y con 5 plantas de vivienda pública. Cada departamento, con superficies de 70 o 80 m<sup>2</sup>, incluían 3 o 4 dormitorios, respectivamente. La primera planta era diáfana en 13 de los 15 bloques, y las demás incluían 4 viviendas cada una. El conjunto de edificios sumaban 232 viviendas, repartidas en un área total de 5690 m<sup>2</sup>. Su primera planta tenía una altura de 2.6 metros, mientras que las plantas superiores alcanzaban 2.7 metros de altura. En todos los niveles, el espesor de los forjados era de 20 cm. La Figura 5-4 a) muestra la ubicación del edificio específico, bloque 11, estudiado en esta tesis, y b) muestra un detalle de la zona de gradas en el que se puede apreciar las alturas de pisos.

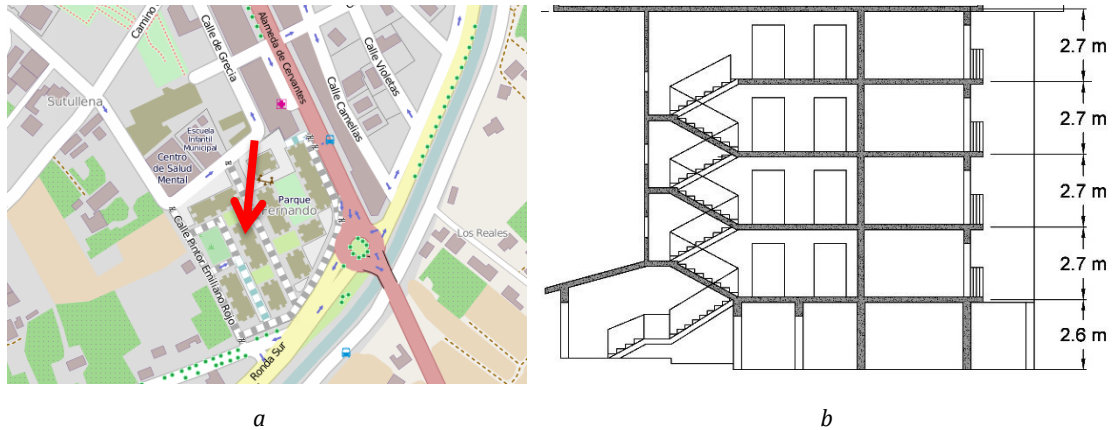


Figura 5-4: Edificio bloque 11 del barrio de San Fernando (Lorca). a) Ubicación del bloque 11, b) Sección lateral del alzado con detalle de la zona de gradas y áreas comunes (fuente: Ayuntamiento de Lorca).

Como se puede observar en la Figura 5-4 no todos los edificios tienen sus ejes orientados de la misma manera. También destaca que dos bloques (los bloques 4 y 8), orientados ortogonalmente respecto del resto de edificios y cuya planta baja no era diáfana, prácticamente no sufrieron daños, en comparación con los demás edificios. Un efecto combinado de direccionalidad y piso blando pueden explicar la diferencia en el daño acumulado. La Figura 5-5 muestra a) el reporte de daños realizado por el departamento técnico del Instituto de Vivienda y Suelo (IVS) (Artés Carril, 2011); b) el reporte de daños del ayuntamiento de Lorca.



Figura 5-5: Reporte de daños: a) Instituto de vivienda y suelo (IVS), b) Ayuntamiento de Lorca

Los códigos de colores usados en ambos casos definen el estado de la estructura luego de la inspección. En el caso del IVS los códigos empleados fueron:

(edificio sin daño), amarillo (edificio con riesgos estructurales y sin riesgo de colapso), naranja (edificio con daños estructurales y con riesgo de colapso puntual).

Los daños descritos para estos edificios hacen referencia a los cerramientos de mampostería, y las columnas de la primera planta diáfana. Para el caso específico del bloque 11 del barrio San Fernando, los daños descritos hacen referencia a la rotura de las paredes de mampostería de la primera planta (F), desconchamiento del hormigón y pandeo del acero longitudinal en cabezas de varios pilares (B,b), así como el aplastamiento y pandeo de los aceros de refuerzo longitudinales en los pies de algunos elementos (D,d). La Figura 5-6 muestra una reproducción de la ficha técnica para el bloque 11 en la que se indica la distribución del daño registrado en este edificio.

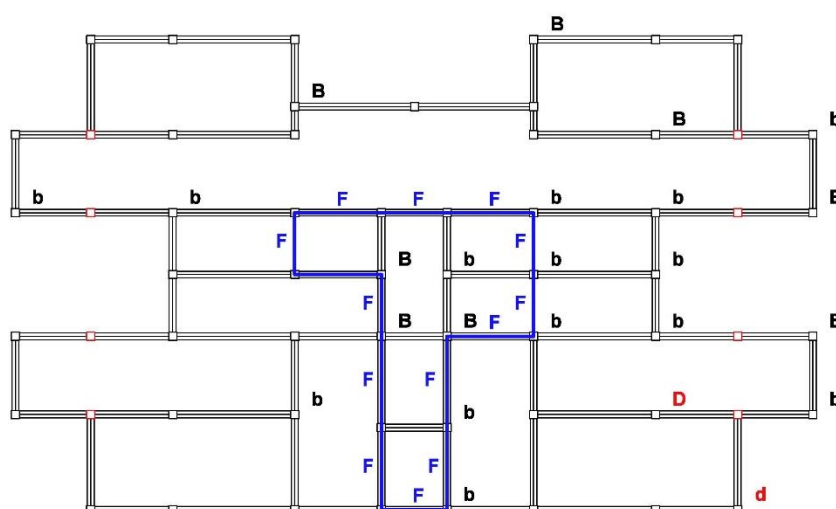


Figura 5-6: Reproducción de los daños en la planta baja del bloque 11. Los códigos quedan descritos en el texto de la memoria. (Artés Carril, 2011)

La mayoría de columnas dañadas son del tipo b, representando un 58.33 % del total afectado, mientras que el grupo B cubre un 33.33%. Los daños más graves D y d, corresponden a un 4.17% del total. La razón de la concentración de daño en la primera planta de este edificio se produce, principalmente, debido a un efecto de piso blando. Este mecanismo será discutido más adelante en el apartado dedicado a los cálculos efectuados sobre el modelo numérico.

## 5.2.1 Descripción estructural

La estructura principal del edificio es de hormigón armado cuya resistencia característica, según los registros de compra durante el proceso de construcción del edificio, consta como  $f_c = 2.06 \text{ kN/cm}^2$ . Complementariamente, el acero de las armaduras utilizado en la época fue el AE 42N, cuya tensión de fluencia es  $f_y = 41.18 \text{ kN/cm}^2$ . A continuación se sintetiza una descripción de las características mecánicas de los elementos que conforman la estructura.

### - Cimentación

Está formada por vigas de atado y encepados para pilotes, un esquema se indica en la Figura 5-7, mientras que la

Tabla 5-2 muestra las dimensiones y armado del refuerzo correspondiente.

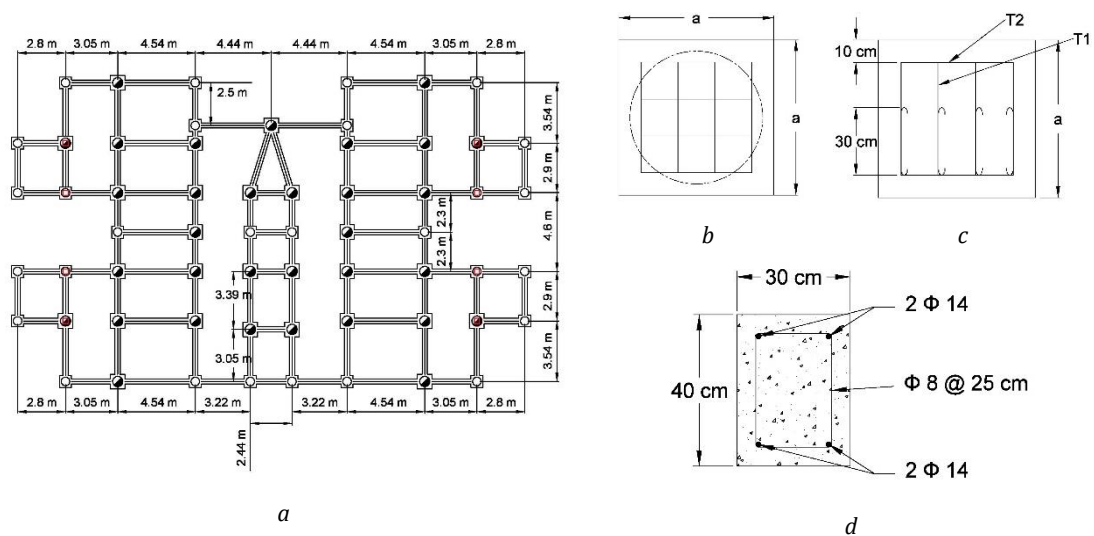


Figura 5-7: Detalles estructurales del edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). a) detalle de cimentación, b) planta de pilote, c) detalle lateral de pilote, d) detalle de vigas de atado.

Tabla 5-2: Detalle sobre dimensiones y armado para encepados del edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). (Cotas en figura 5-7 b,c)

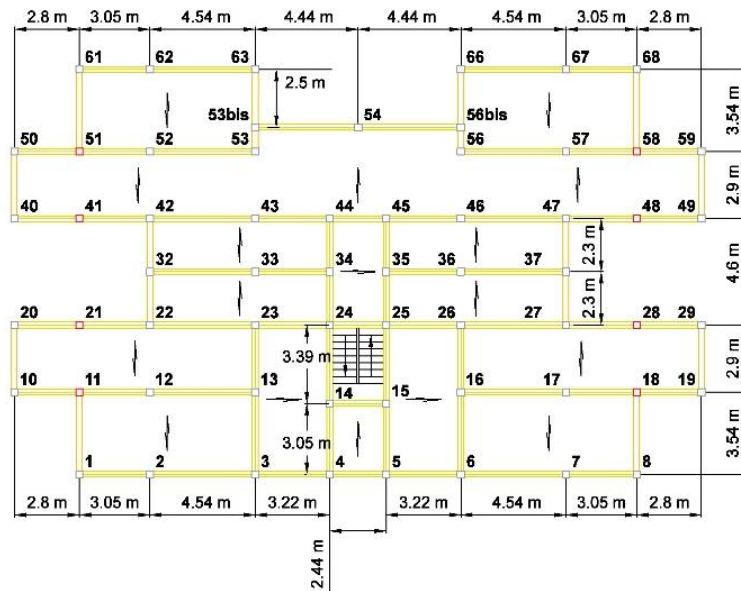
| $\phi$ pilote (mm) | a (m) | T1         | T2         |
|--------------------|-------|------------|------------|
| 500 / 550          | 0.7   | 4 $\phi$ 6 | 4 $\phi$ 8 |
| 600 / 650          | 0.85  | 5 $\phi$ 6 | 5 $\phi$ 8 |



- *Sistema estructural*

La estructura consiste en un sistema aporticado de nudos rígidos y forjados de hormigón armado unidireccionales con viguetas de hormigón pretensadas.

Del plano de distribución de columnas con el que se cuenta, en el bloque en estudio no están presentes las columnas 11, 17, 21, 28, 41, 48, 51, 58, todas las demás se consideran igualmente dispuestas en la estructura. La Figura 5-8 presenta la disposición de vigas y columnas por planta en un edificio tipo, salvo las marcadas en rojo que corresponden a las columnas mencionadas previamente. Así también, se indica la direccionalidad del forjado en función de su disposición en la estructura.



*Figura 5-8: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Planta tipo de vigas y columnas. Las vigas principales se ven en amarillo mientras que las correas en naranja y las columnas en gris. Las flechas indican la orientación de los forjados*

En el caso de los forjados, una sección típica que aparece en códigos de la época de construcción del edificio se muestra en la Figura 5-9. De los planos arquitectónicos se pudo constatar que el peralte del forjado es de 20 cm, con una capa de compresión correspondiente de 5 cm.

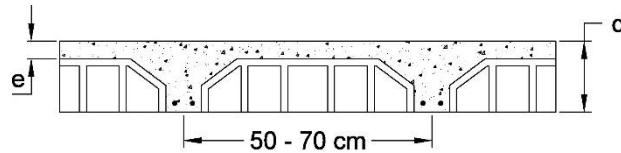


Figura 5-9: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Sección tipo de forjado unidireccional en base a las normas aplicables al tiempo de construcción del edificio (fuente: MV 101 Acciones en la edificación, 1962 )

Para el caso de las vigas, existen dos tipos: vigas principales y vigas secundarias, y su disposición es homogénea en todos los pisos. El detalle de dimensiones y armado se detalla en la Figura 5-10.



Figura 5-10: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Dimensiones y detalle de refuerzo para a) vigas principales, b) vigas secundarias

Los planos no indican el recubrimiento, ni tampoco la posición del acero longitudinal; sin embargo, según las observaciones en campo, se pudo apreciar que el recubrimiento no superaba 3 cm en ningún caso. Así mismo, la sección del refuerzo longitudinal de las vigas secundarias y la sección y el espaciado de los estribos, no cumplen las prescripciones de los códigos actuales.

La Tabla 5-3 muestra el detalle de geometría y armado en las columnas. Los números indicados en la primera fila se corresponden con los indicados en la Figura 5-8, y corresponden a la posición de la columna en la estructura. Como se puede ver, la sección típica para todas las columnas es cuadrada, variando su dimensión y armado a medida que el edificio gana altura, por otra parte se puede ver también que la cuantía y disposición de los refuerzos transversales tampoco están acorde a lo estipulado hoy en día en los códigos sísmicos. Sobre los cercos, no se respetó el espaciamiento indicado en los planos estructurales, como se ve en la Figura 5-11.

Así entonces, el efecto de forjados unidireccionales sumado a vigas descolgadas con deficiencia en refuerzo, complementado con unas columnas muy delgadas y débiles, habría llevado al fallo generalizado de las cabezas y pies de pilares de primera planta en este bloque.

Tabla 5-3: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Detalle de armado y secciones para las columnas. Los números indican la posición de la columna según las referencias recogidas en la Figura 5-8

| Nivel<br>Columnas | 10-50-<br>19-20-<br>29-59-<br>40-49 | 53-56-63-<br>66-1-8-61-<br>68-4-5 | 32-37-<br>21-28-<br>41-48 | 2-6-23-<br>26-<br>53bis-<br>56bis | 11-18-51-<br>58-2-7-62-<br>67-22-27-<br>34--35-33-<br>-36-42-47 | 12-17-<br>52-57-<br>13-16-<br>14-15-<br>24-25 | 43-46-<br>44-45         | 54                      |
|-------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|-----------------------------------|---|---|-------------------------|-------------------------|
|                   | Piso 4                              | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15           | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15   | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15           | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15   | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15                       | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15 | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15 |
| Piso 3            | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15             | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15           | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15   | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15           | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15   | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15                       | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15 | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15 |
| Piso 2            | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15             | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15           | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15   | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15           | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15   | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15                       | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15 | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15 |
| Piso 1            | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15             | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15           | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15   | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15           | 25x25<br>4φ12<br>1φ6a15   | 25x25<br>4φ14<br>1φ6a18                       | 25x25<br>4φ14<br>1φ6a18 | 25x25<br>4φ16<br>1φ6a18 |
| Piso Bajo         | 30x30<br>4φ12<br>1φ6a15             | 30x30<br>4φ12<br>1φ6a15           | 30x30<br>4φ12<br>1φ6a15   | 30x30<br>4φ12<br>1φ6a15           | 30x30<br>4φ12<br>1φ6a15   | 30x30<br>4φ14<br>1φ6a15                       | 30x30<br>4φ14<br>1φ6a20 | 30x30<br>4φ16<br>1φ6a22 |



Figura 5-11: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Falla por aplastamiento y pandeo del acero longitudinal

- Paredes de mampostería no reforzada

Los cerramientos son de ladrillo cerámico hueco (Figura 5-11) y pueden reconocerse dos tipos de paredes (Figura 5-12): paredes perimetrales del edificio y de división entre viviendas, ambas con un espesor de 15 cm, y paredes de división interna de viviendas con un espesor de 8 cm.

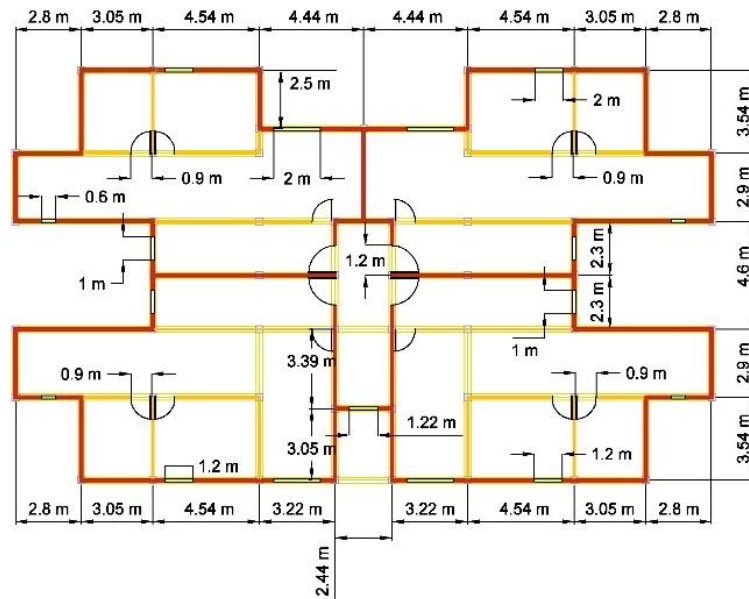


Figura 5-12: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Distribución de cerramientos para una planta tipo

La ubicación de puertas y ventanas se realizó en base al esquema mostrado en la ficha técnica del bloque 11 del informe del IVS (Artés Carril, 2011). Las puertas y ventanas son simétricas respecto de ambos ejes principales y, en todos los casos, la altura es de 2.2 m salvo para las ventanas ubicadas sobre el eje vertical, que tienen una altura de 1m.

## 5.2.2 Descripción del modelo numérico

El programa utilizado para la modelación estructural y posterior análisis no lineal es el código comercial SAP2000 (CSI, 2018a). El postproceso de los datos se ha realizado en código MATLAB (The Mathworks Inc, 2022) editado específicamente para este trabajo de tesis. Respecto de las características de los materiales y las

hipótesis de carga, los valores para éstos últimos pueden ser verificados en las normas MV-101-1962 (Ministerio de la Vivienda,1963) o bien en el código EH - 73 (EH - 73, 1973). Para el caso del hormigón, el peso específico es de  $g= 23.5 \text{ kN/m}^3$ , y su resistencia característica,  $f'_c = 2.06 \text{ kN/cm}^2$ . El módulo de elasticidad considerado  $E_c = 1961.33 \text{ kN/cm}^2$ . La curva constitutiva de este material se muestra a continuación en la Figura 5-13 conjuntamente con la del acero usado A42.

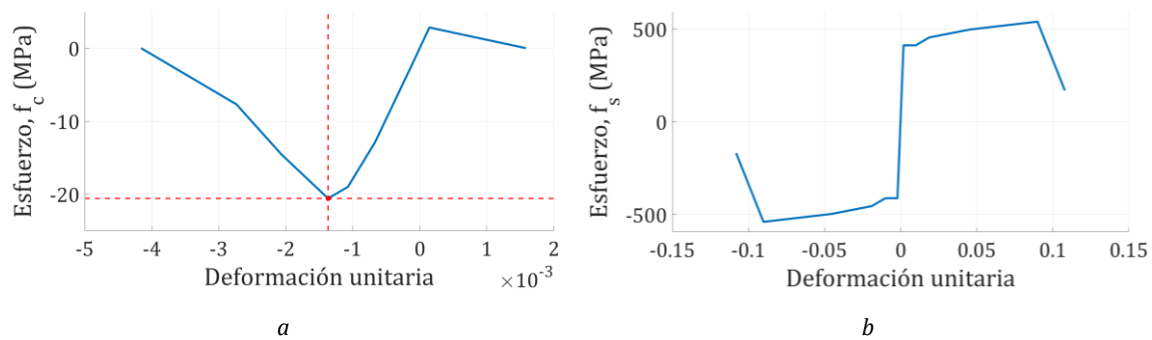


Figura 5-13: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). a) Curva constitutiva del hormigón usado para el modelo numérico, b) curva constitutiva del acero de refuerzo

Por su parte, la curva de esfuerzo-deformación para la mampostería fue obtenida mediante la ecuación descrita por (Kaushik *et al*, 2007), definida mediante el ajuste de una curva para varias configuraciones de mortero y ladrillo. La ecuación se define mediante 6 puntos de control, los mismos que se definen a partir de  $f'_m$ , definido por la resistencia a compresión de un prisma de mampostería. Los puntos de control se describen a continuación:

$0.33 \cdot f'_m$ : Este punto representa el último límite lineal de la curva de esfuerzo deformación.

$0.75 \cdot f'_m$ : Para este punto se han formado ya varias grietas verticales, sin embargo la mampostería es aún capaz de resistir algún grado de carga adicional.

$0.9 \cdot f'_m$ : Este punto representa el esfuerzo límite antes de la rotura, aquí las grietas se han expandido hacia todo el elemento.

$f'_m$ : Máximo esfuerzo de compresión admisible en la mampostería, a partir de este punto el elemento comienza a perder capacidad de carga.

$0.5 \cdot f'_m$ : Este punto se encuentra en la parte descendente de la curva esfuerzo deformación.

$0.2 \cdot f'_m$ : Este punto es la máxima fuerza residual considerada para la mampostería y a partir del cual se observa la falla.

Para obtener  $f'_m$  se aplica la siguiente expresión:

$$f'_m = 0.63 \cdot f_b^{0.49} \cdot f_j^{0.32} \quad 5-1$$

En donde  $f_b$  y  $f_j$ , representan la resistencia a compresión del ladrillo y del mortero, respectivamente. Las expresiones que definen la curva esfuerzo – deformación para la mampostería se obtienen a partir de:

$$\begin{aligned} \frac{f_m}{f'_m} &= 2 \cdot \left( \frac{e_m}{e'_m} \right) - \left( \frac{e_m}{e'_m} \right)^2 \\ e'_m &= C_j \cdot \frac{f'_m}{E_m^{0.7}} \\ C_j &= \frac{0.27}{f_j^{0.25}} \end{aligned} \quad 5-2$$

En estas expresiones:

$f_m$  : Esfuerzo de compresión en la mampostería

$e_m$  : Deformación unitaria debida a  $f_m$

$e'_m$  : Deformación unitaria debida a  $f'_m$

$C_j$ : Factor que toma en cuenta la resistencia del mortero

$E_m$ : Módulo de elasticidad de la mampostería

Para obtener el valor de  $E_m$ , los estudios sugieren que puede tomarse valores de entre 250 y 1100 veces el valor de  $f'_m$  (Kaushik *et al*, 2007). En la Figura 5-14 se

muestra varias curvas obtenidas para distintos valores de  $E_m$ , para los dos casos considerados A y B.

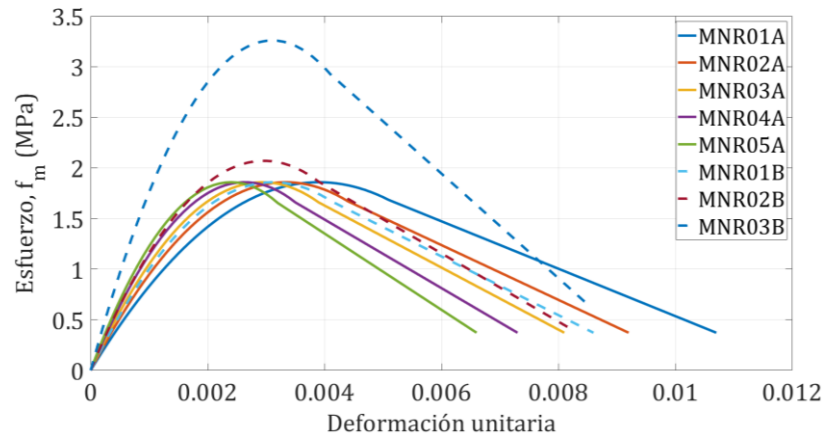


Figura 5-14: Curvas de esfuerzo deformación para distintos valores de  $E_m$  (caso A) y combinaciones de  $f_j$  y  $f_b$  (caso B)

En la Figura 5-14, para los casos finalizados en A las curvas constitutivas para la mampostería se obtienen usando valores de  $f_b = 5$  MPa y  $f_j = 2.5$  MPa, mientras que los valores para  $E_m$  se obtuvieron a partir de  $E_m = 400f_m$  en variaciones incrementales de 100 hasta  $1000f_m$ , y para los casos terminados en B, manteniéndose constante  $E_m = 550f_m$ , se varió  $f_b$  y  $f_j$ .

Los casos están definidos claramente en la Tabla 5-4 y Tabla 5-5. Los valores obtenidos para las combinaciones de  $f_b$  y  $f_j$  están calculados a partir de los valores de la Tabla 4.4 del documento DB-SE-F (Ministerio de Fomento, 2019).

Tabla 5-4: Parámetros para definir las curvas del caso A

| <b>Caso</b> | <b><math>E_m</math></b> | <b>Valor (MPa)</b> |
|-------------|-------------------------|--------------------|
| MNR01A      | $400f_m$                | 743.42             |
| MNR02A      | $500f_m$                | 929.28             |
| MNR03A      | $600f_m$                | 1115.14            |
| MNR04A      | $700f_m$                | 1300.99            |
| MNR05A      | $800f_m$                | 1486.84            |

Las hipótesis de cargas consideradas son las prescritas en la normativa MV-101-1962 (Ministerio de la Vivienda,1963) y se resumen en la Tabla 5-6. La carga muerta generada por la estructura es calculada por el programa de cálculo en base a los pesos específicos de los materiales usados y que están resumidos en la Tabla 5-7.

Tabla 5-5: Parámetros para definir las curvas del caso B

| <b>Caso</b> | <b><math>f_j</math> (MPa)</b> | <b><math>f_b</math> (MPa)</b> | <b><math>E_m</math> (MPa)</b> |
|-------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| MNR01B      | 2.5                           | 5                             | 1013.12                       |
| MNR02B      | 3.5                           | 5                             | 1265.3                        |
| MNR03B      | 5                             | 10                            | 1629.2                        |

Tabla 5-6: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Hipótesis de cargas

| <b>Tipo</b>  | <b>Viviendas (kN/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Azotea (kN/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Comunes (kN/m<sup>2</sup>)</b> |
|--------------|-------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Carga de uso | 1.96                                | 0.196                            | 2.95                              |
| Carga muerta | 0.79                                | 0.98                             | 2.84                              |

Tabla 5-7: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Pesos específicos de los materiales

| <b>Material</b> | <b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b> |
|-----------------|---|
| Concreto        | 23.54   |
| Acero           | 76.98   |
| Mampostería     | 11.77   |

Los elementos usados para modelar cada estructural son:

- *Elementos tipo frame*: Para vigas y columnas.
- *Elementos tipo shell*: Para forjados y muros de mampostería.

Con los elementos tipo frame, se pueden modelar efectos de torsión, corte biaxial, fuerza axial y flexión biaxial. Cada uno de los dos nodos que define un elemento de este tipo reconoce los 6 grados de libertad (3 giros y 3 desplazamientos). Para cada frame es posible definir sus características propias de material, geometría y condiciones de refuerzo.



Por otra parte, los elementos tipo shell combinan una formulación membranal con un comportamiento tipo plate. La precisión del cálculo mediante el uso de este tipo de elementos está relacionada al detalle del proceso de discretizado, el mismo que depende principalmente del objetivo del análisis. Sin embargo, un elevado número de elementos en la discretización provocará el incremento del tiempo de procesamiento. En términos de geometría, para discretizar un shell es importante evitar usar figuras irregulares, se recomienda usar cuadriláteros cuya relación de aspecto no sobrepase 10. La relación de aspecto está definida por el cociente entre las distancias de las rectas trazadas desde los puntos medios de dos lados opuestos. El forjado unidireccional está modelado como un forjado de espesor equivalente uniforme, y se ha optado por un elemento tipo membrana puesto que éste no transmite momentos a las vigas, siendo estas últimas, las encargadas de soportar todo el efecto de la flexión debida a las cargas actuantes. Así mismo en el caso de las paredes, también se ha optado por elementos tipo membrana debido a que la respuesta principal de este tipo de elementos se encuentra en el plano que contiene el panel.

Para considerar los efectos no lineales en los elementos estructurales, se han definido rótulas plásticas en ambos extremos de cada elemento tipo frame. Para el caso de vigas, las rótulas usadas fueron de tipo M3, y para el caso de columnas, se han utilizado rótulas de tipo P – M2 – M3, cuya respuesta corresponde a fallo debido a flexo-compresión biaxial. La definición de estas rótulas se recogen en ASCE 41-17. (ASCE/SEI, 2017). Por otra parte, la no linealidad geométrica está considerada mediante la incorporación en el análisis del efecto  $P-\Delta$ . La Figura 5-15 presenta el modelo obtenido.

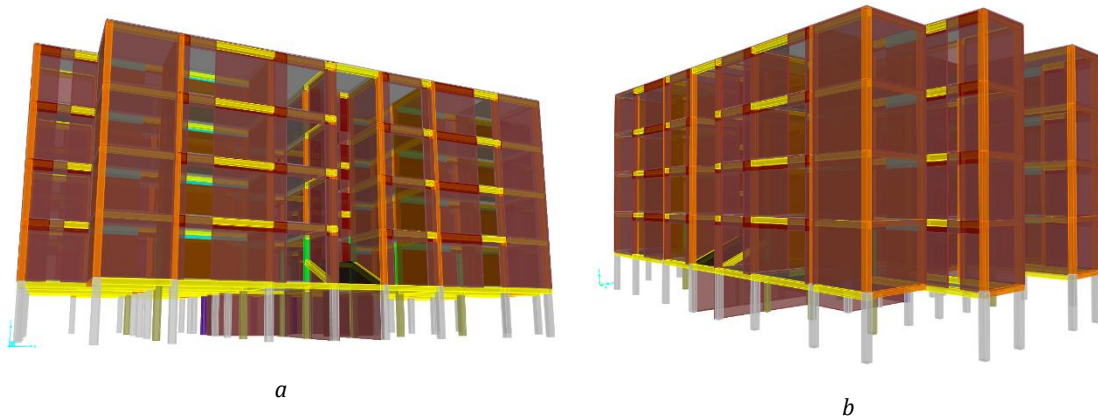


Figura 5-15: Modelo numérico generado con SAP2000 y correspondiente al edificio San Fernando -bloque 11- del barrio San Fernando (Lorca) a) vista frontal, b) vista lateral

Como se ha mencionado previamente, en varios estudios se discute el efecto de la mampostería sobre el desempeño sísmico de una estructura. Por tanto, se hará un análisis de dicho efecto usando los distintos casos definidos previamente, obteniendo la curva de capacidad para cada uno.

### 5.2.3 Las curvas de capacidad del bloque 11

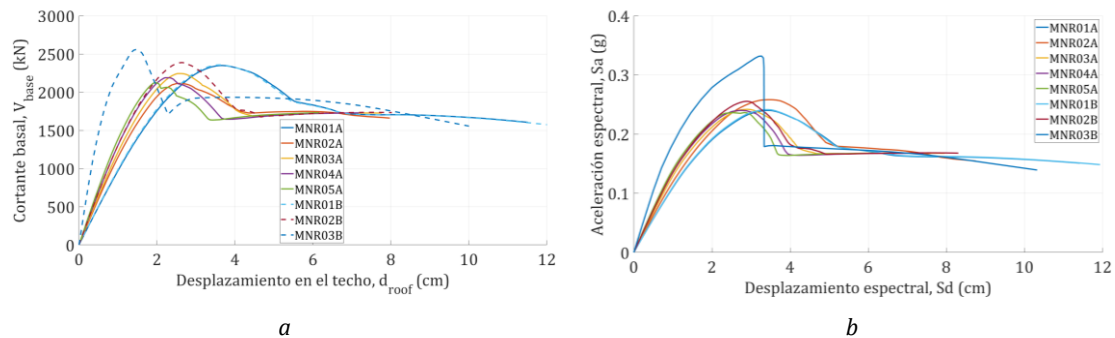


Figura 5-16: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Análisis de capacidad en la dirección Y para los diferentes casos de mampostería. a) Curvas de capacidad, b) Espectros de capacidad

En la Figura 5-16 se presentan las curvas de capacidad obtenidas para el bloque 11 del barrio San Fernando, para los distintos casos de mampostería indicados en la Tabla 5-4 y Tabla 5-5. Como se puede ver en estas gráficas, el efecto del aumento de la rigidez en la mampostería se traduce en un incremento de la rigidez global

tangente del edificio, evidenciado por el aumento en la pendiente de salida de la curva de capacidad. El eje Y hace referencia al eje más corto del edificio.

La Tabla 5-8 indica los valores obtenidos para los periodos de vibración correspondientes a cada uno de los casos analizados.

*Tabla 5-8: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Periodos de vibración para cada caso de análisis indicado y correspondientes a diferentes propiedades de la mampostería. Los ejes indican las orientaciones con mayor contribución de masa*

| <i>Caso</i> | <i>T<sub>1</sub> (s)</i> | <i>Eje</i> | <i>T<sub>2</sub> (s)</i> | <i>Eje</i> | <i>T<sub>3</sub> (s)</i> | <i>Eje</i> |
|-------------|--------------------------|------------|--------------------------|------------|--------------------------|------------|
| MNR01A      | 0.59                     | Y          | 0.57                     | Z          | 0.47                     | X          |
| MNR02A      | 0.56                     | Y          | 0.56                     | Z          | 0.45                     | X          |
| MNR03A      | 0.55                     | Z          | 0.54                     | Y          | 0.43                     | X          |
| MNR04A      | 0.54                     | Z          | 0.53                     | Y          | 0.42                     | X          |
| MNR05A      | 0.53                     | Z          | 0.52                     | Y          | 0.41                     | X          |
| MNR01B      | 0.59                     | Y          | 0.58                     | Z          | 0.47                     | X          |
| MNR02B      | 0.54                     | Z          | 0.53                     | Y          | 0.42                     | X          |
| MNR03B      | 0.47                     | Z          | 0.43                     | Y          | 0.32                     | X          |

Como se puede observar, a medida que los paneles de mampostería se consideran más rígidos, el valor de los períodos de vibración disminuye. Esto se debe a que estos paneles contribuyen, significativamente, a la matriz de rigidez global del edificio. Este resultado insiste en la necesidad de estudiar la contribución de los elementos no estructurales en el comportamiento global de las estructuras. En este caso, los cerramientos interiores y perimetrales contribuyen a la respuesta modal del edificio y, por tanto, debe realizarse un esfuerzo en su modelado e inclusión en los modelos numéricos de los edificios.

#### **5.2.4 Análisis modal y resultados de interferometría radar RAR**

En el capítulo 4 se describen las campañas de monitoreo con radar interferométrico sobre los edificios objeto de estudio. Para el edificio de San Fernando –bloque 11- los extremos de frecuencias mostrados en la Figura 4-6 corresponden a los resultados obtenidos para los periodos de este edificio. Estos valores se detallan en

la Tabla 5-9. Es importante mencionar que estos periodos están registrados sobre la estructura dañada una vez ocurrido el terremoto de Lorca de mayo de 2011. Por otra parte, en la Tabla 5-10 se presentan los valores obtenidos a partir del análisis modal del modelo numérico del edificio. En este segundo caso, los valores corresponden al modelo numérico de edificio exento de daño.

*Tabla 5-9: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Periodos obtenidos durante la campaña experimental de monitoreo RAR de 2012. Dirección Y*

| <b>Modo</b>       | <b>Periodo T (s)</b> |
|-------------------|----------------------|
| T <sub>RAR1</sub> | 0.733                |
| T <sub>RAR2</sub> | 0.661                |

*Tabla 5-10: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Periodos obtenidos mediante el análisis modal sobre el modelo numérico generado con SAP2000*

| <b>Modo</b> | <b>Periodo T (s)</b> | <b>% Masa</b> | <b>Eje</b> |
|-------------|----------------------|---------------|------------|
| Modo 1      | 0.5704               | 84.1          | Y          |
| Modo 2      | 0.5675               | 84            | Z          |
| Modo 3      | 0.4545               | 73            | X          |

Los valores presentados en la Tabla 5-10 son razonables si consideramos que el periodo de este tipo de estructuras se encuentra comprendido entre  $0.08n$  y  $0.13n$ , siendo  $n$  el número de niveles de la estructura. Para este caso en particular, edificio de 5 niveles, el periodo fundamental debería estar comprendido entre 0.4 s y 0.65 s.

Por otra parte, la tecnología radar nos permite determinar el valor para los periodos de vibración de una estructura, midiendo durante un intervalo de tiempo determinado los desplazamientos sobre la visual entre el equipo y la estructura en estudio, por lo tanto, para el siguiente análisis se utilizará la curva de capacidad correspondiente al eje Y sobre el cual se realizó la medición.

En la Figura 5-17 se presentan a) la curva de capacidad y b) el espectro de capacidad correspondientes al eje Y del modelo de edificio de San Fernando - bloque 11- con

sus respectivas representaciones bilineales. Las características más importantes están resumidas en la Tabla 5-11.

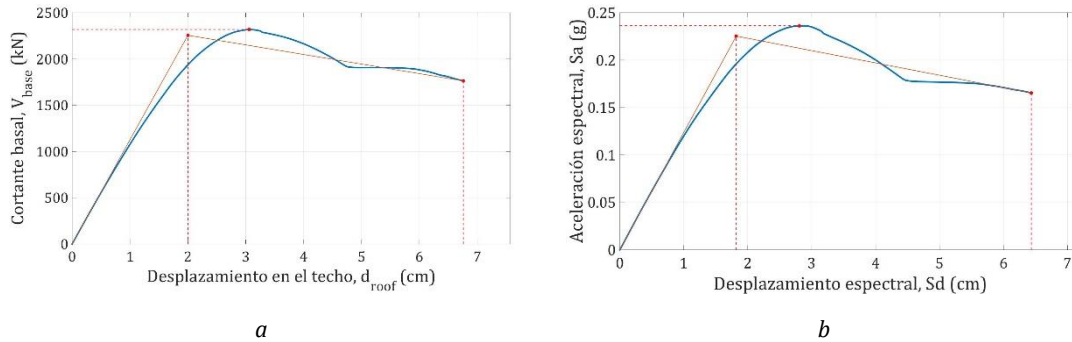


Figura 5-17: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). a) curva de capacidad según el eje Y, b) espectro de capacidad correspondiente

Tabla 5-11: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Características principales de la curva y del espectro de capacidad en la dirección Y

|                   | <b>Curva de capacidad</b>         |                                   | <b>Espectro de capacidad</b> |                            |
|-------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|----------------------------|
|                   | <b><math>d_{roof}</math> (cm)</b> | <b><math>V_{base}</math> (kN)</b> | <b><math>Sd</math> (cm)</b>  | <b><math>Sa</math> (g)</b> |
| Punto de fluencia | 2.00                              | 2256.2                            | 1.82                         | 0.20                       |
| Valor máximo      | 3.05                              | 2319.0                            | 2.81                         | 0.24                       |
| Punto último      | 6.76                              | 1763.5                            | 6.43                         | 0.17                       |

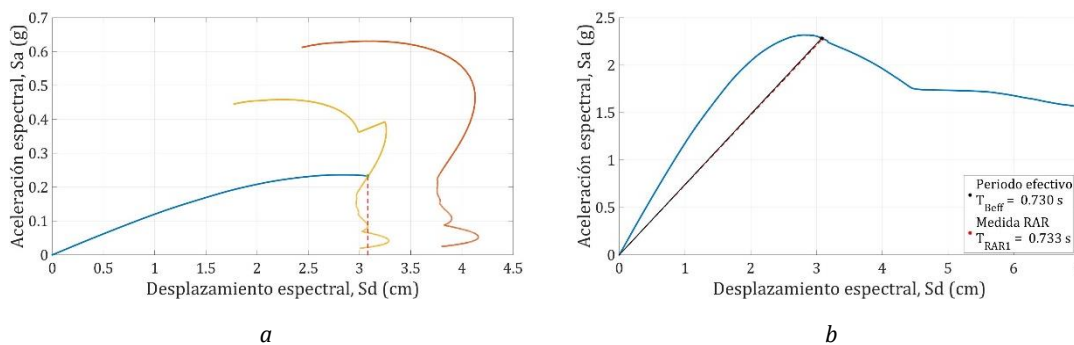


Figura 5-18: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Punto de desempeño (a), periodo efectivo correspondiente al punto calculado (b)

Para este caso el método del espectro de capacidad (ATC-40, 1996) ha sido aplicado para encontrar el punto de desempeño. En la Figura 5-18a se puede apreciar gráficamente el punto obtenido, y también proyectado sobre el espectro de

capacidad, Figura 5-18b, donde se muestran el periodo efectivo y el periodo definido por las mediciones RAR.

Como se puede observar, el periodo efectivo, que es el correspondiente al punto de desempeño para la demanda sísmica definida por el espectro de respuesta de la componente horizontal de aceleración que le corresponde según la orientación respecto del epicentro, prácticamente coincide con el correspondiente al registro RAR. En la Tabla 5-12 se pueden consultar ambos valores.

Por otra parte, y debido a que el equipo sólo registra el movimiento entre la antena emisora-receptora y el objetivo, no es posible inferir, a partir de estos resultados, a qué corresponde el periodo de 0.661 s, por lo que, su análisis, será abordado más adelante.

*Tabla 5-12: Periodos obtenidos mediante monitoreo experimental RAR y el método del espectro de capacidad*

| <b>Modo</b>       | <b>Periodo T (s)</b> |
|-------------------|----------------------|
| T <sub>RAR1</sub> | 0.729                |
| Modo 1            | 0.733                |

A continuación se presenta el cálculo de las curvas de fragilidad basados en el criterio establecido en el documento RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003). Las curvas se definen en base a una distribución lognormal acumulativa. Los estados de daño fueron descritos previamente. La Figura 5-19 presenta las curvas de fragilidad obtenidas para el presente caso de estudio.

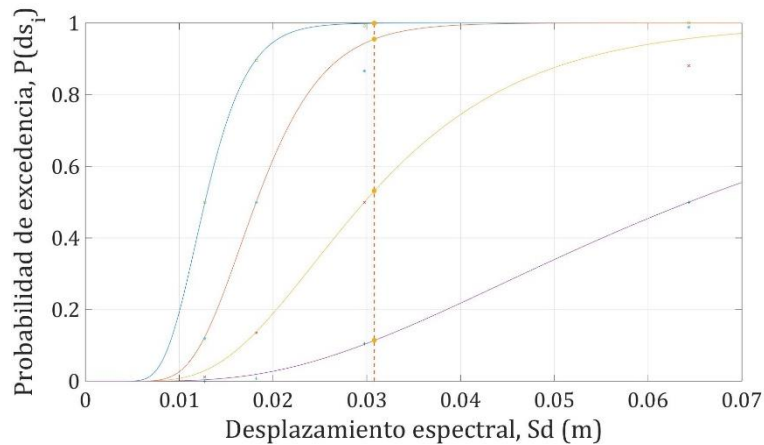


Figura 5-19: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Curvas de fragilidad

La información contenida en las curvas de fragilidad es valiosa y nos permite definir, con algún grado de probabilidad, el estado de una estructura en términos de daño estructural. A continuación, la Figura 5-20 presenta los histogramas e índice de daño obtenidos para el caso analizado.

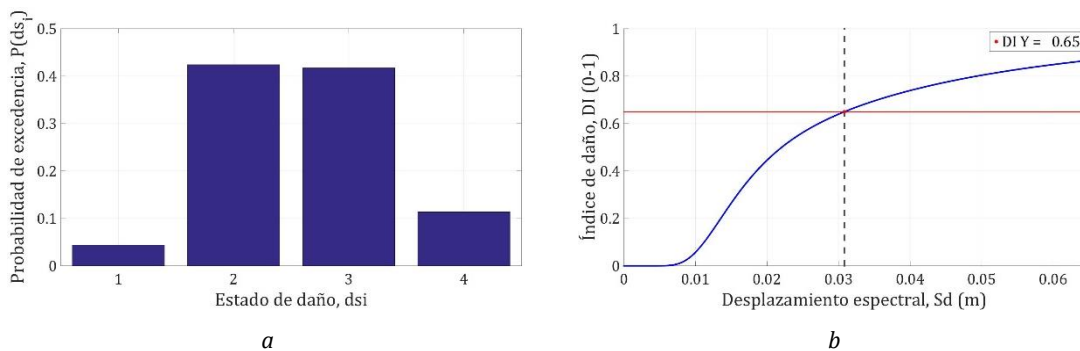


Figura 5-20: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). a) Histogramas de distribución de daño, b) índice de daño global

El histograma de distribución de daño mostrado en la Figura 5-20a se obtiene a partir de curvas de fragilidad, y representa la probabilidad de exceder cada uno de los estados de daño, mientras que el índice de la Figura 5-20b puede obtenerse fácilmente mediante la aplicación de la ecuación 3-44.

La discusión para este caso lleva al planteamiento sobre el nivel de daño en la estructura. Para esto hay que considerar dos detalles fundamentales: el nivel de la

demanda sísmica debida al terremoto, y las características estructurales propias de la edificación.

La Figura 5-21 muestra el efecto del piso blando sobre el desempeño estructural en dos estados distintos, en el punto de desempeño y en el punto de capacidad última. La Figura 5-21a indica el desplazamiento lateral de cada planta, la Figura 5-21b indica el nivel de deriva de entrepiso.

Para el caso de las derivas en el punto de desempeño, se puede observar que el primer nivel abarca casi un 38 % del total del desplazamiento lateral total, y disminuye progresivamente para los pisos superiores hasta llegar a un 7 % en el último nivel. El caso del desplazamiento último no es distinto, puesto que el primer nivel llega a tomar un 71 % del desplazamiento total. Esta situación podría explicar porqué la primera planta de este grupo de edificios fue la más afectada por el terremoto ocurrido en Lorca el 11 de mayo del 2011.

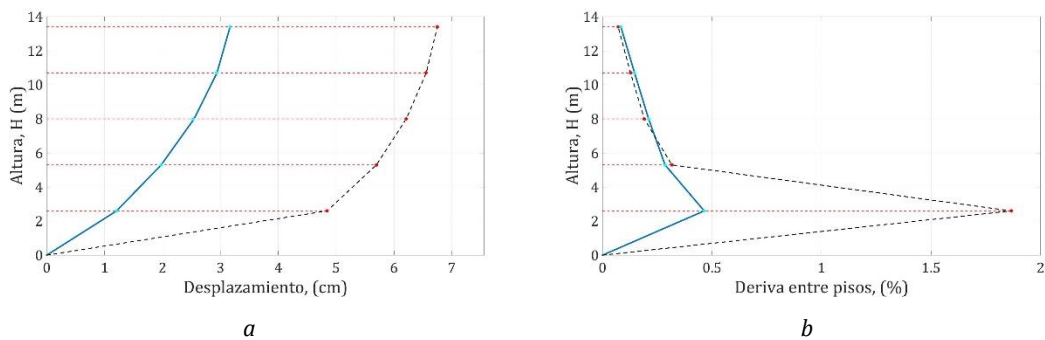


Figura 5-21: Para cada estado; punto de desempeño (azul) y punto de capacidad última (negro): a) desplazamiento lateral, b) derivas entre piso

La Tabla 5-13 presenta los valores correspondientes a las derivas de entrepiso, para los dos estados analizados previamente.



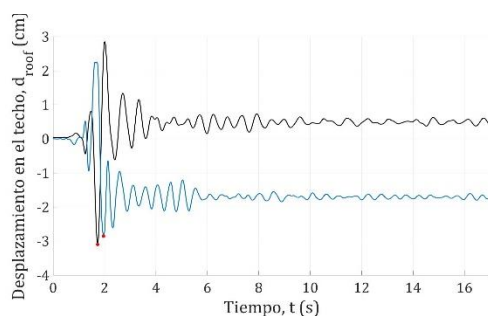
Tabla 5-13: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Derivas correspondientes al punto de desempeño y al punto de capacidad última

| Nivel | Punto de desempeño |            |                  | Punto de capacidad última |            |                  |
|-------|--------------------|------------|------------------|---------------------------|------------|------------------|
|       | Deriva (cm)        | Deriva (%) | Contribución (%) | Deriva (cm)               | Deriva (%) | Contribución (%) |
| 1     | 1.21               | 0.46       | 38               | 4.85                      | 1.87       | 71               |
| 2     | 0.77               | 0.29       | 24               | 0.86                      | 0.32       | 13               |
| 3     | 0.56               | 0.21       | 18               | 0.52                      | 0.19       | 8                |
| 4     | 0.41               | 0.15       | 13               | 0.35                      | 0.13       | 5                |
| 5     | 0.23               | 0.08       | 7                | 0.19                      | 0.07       | 3                |

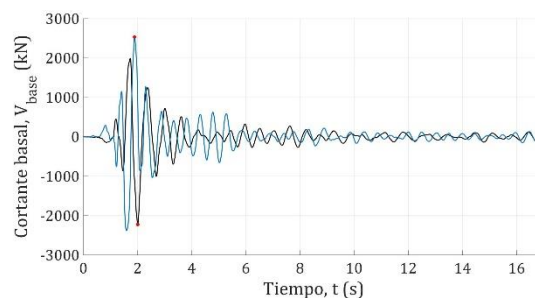
### 5.2.5 Análisis dinámico

El análisis dinámico se ha realizado usando los registros de aceleración correspondientes al terremoto de Lorca, y colocandolos sobre ambos ejes ortogonales puesto que el programa de análisis permite el ingreso de ambas componentes horizontales, y una vertical si hubiere. Para este caso de estudio se alinearán las señales N45W y E45N según los ejes X (azul) e Y (negro), respectivamente.

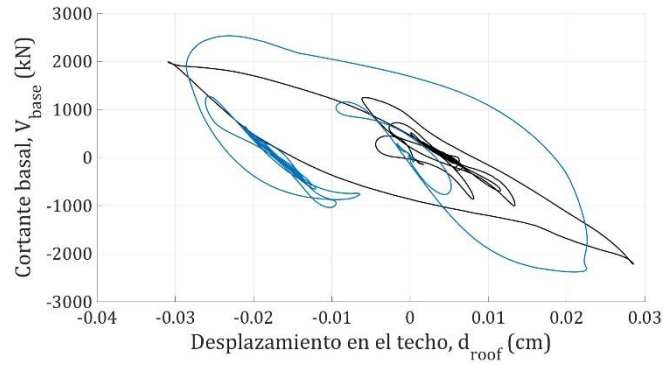
Los resultados de la historia temporal para desplazamiento en el techo y cortante en la base se muestra a continuación en la Figura 5-22 a, b y c.



a



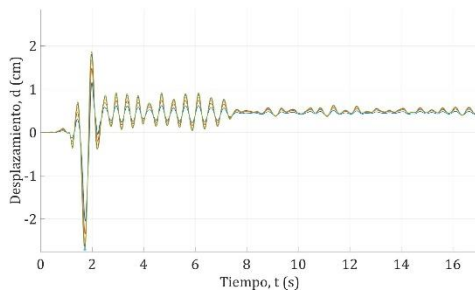
b



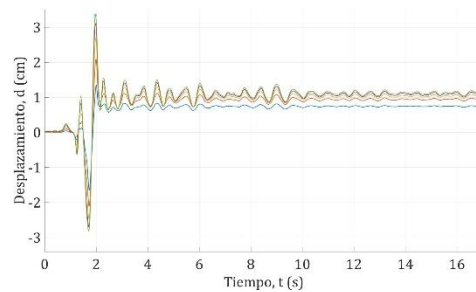
c

Figura 5-22: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Análisis dinámico para ambos ejes X (azul) Y (negro).

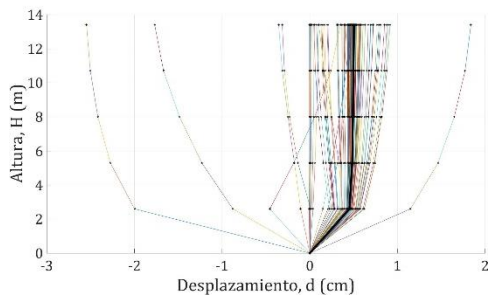
a) Historia de desplazamientos, b) Historia de cortante basal, c) Diagramas de fuerza desplazamiento



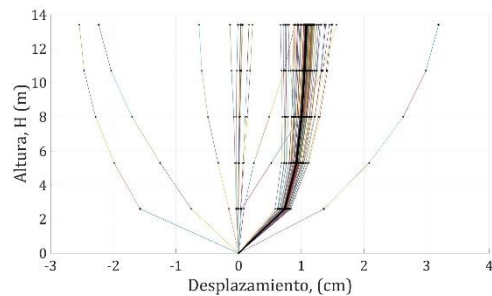
a



b



c



d

Figura 5-23: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). a) Respuesta en desplazamientos según eje principal X,

b) Respuesta en desplazamientos según eje principal Y, c) perfil de desplazamientos laterales sobre eje

principal X, d) perfil de desplazamientos lateral

Los valores máximos sobre la Figura 5-22 a y b, se presentan en la Tabla 5-14.

Tabla 5-14: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Valores máximos obtenidos en el análisis dinámico

| Dirección | $V_{baseMAX}$ (kN) | $d_{roofMAX}$ (cm) |
|-----------|--------------------|--------------------|
| Eje X     | 2535.63            | 2.86               |
| Eje Y     | 2222.49            | 3.10               |

En la Figura 5-23 a y b se puede observar que el momento de la sacudida más fuerte ocurre alrededor de los 2 s, luego de lo cual la estructura acumula suficiente daño para mantenerse con una deformación permanente sobre ambos ejes. Así mismo, se presentan los perfiles de desplazamiento laterales para ambos ejes principales, es importante notar aquí el efecto de piso blando, que, tal y como se discutió en secciones precedentes, concentra la mayor parte del desplazamiento sobre este nivel.

### 5.2.6 Análisis dinámico incremental

Para este caso, en el análisis dinámico incremental se usarán únicamente las señales del terremoto de Lorca puesto que, lo que se busca es validar el modelo y comparar los resultados con las medidas radar. Se escalarán ambos acelerogramas desde valores muy bajos como 0.02 g, y se irá incrementando en intervalos de 0.02 g, hasta llegar a 0.4 g. Los resultados obtenidos, para ambos ejes principales, pueden verse en la Figura 5-24.

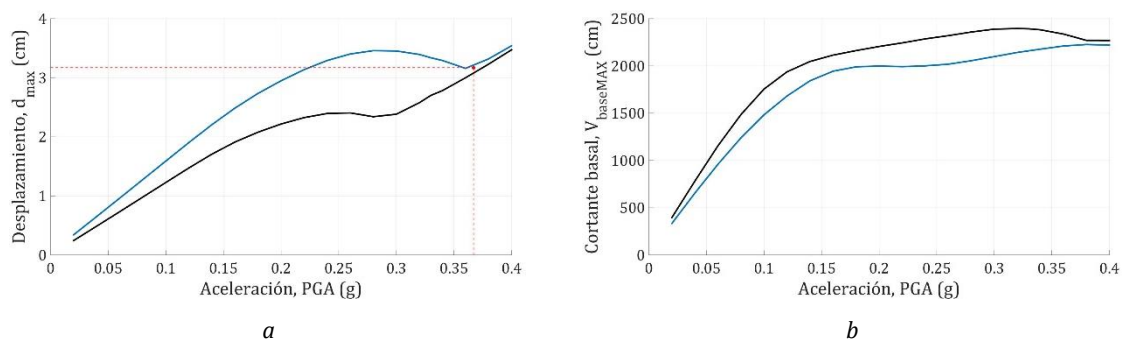


Figura 5-24: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Análisis dinámico incremental. Desplazamiento máximo (a) y cortante máximo en la base (b) versus PGA; los colores de las gráficas indican el eje X (azul), Y (negro)

La Figura 5-24a presenta la aceleración versus el desplazamiento máximo. Por otra parte, la Figura 5-24b indica la aceleración versus el cortante máximo en la base. En la Figura 5-24a, el punto de intersección de las rectas indica el punto de desempeño obtenido mediante el método del espectro de capacidad. Como puede comprobarse, existe una buena correlación entre los datos experimentales y los resultados numéricos obtenidos tanto por la curva de capacidad, cuanto por el análisis dinámico incremental simplificado utilizando las señales específicas de este terremoto. Un análisis dinámico incremental que complementa el expuesto en esta sección será presentado más adelante.

Usando la ecuación 3-2 es posible obtener, para cada punto del espectro de capacidad, los periodos efectivos correspondientes, y así obtener una gráfica que relacione la variación del periodo con el desplazamiento espectral. Así mismo, es posible ubicar los desplazamientos máximos obtenidos para cada PGA del análisis dinámico incremental sobre el espectro de capacidad y también sobre la curva de variación de periodo Figura 5-25 a y b. Las líneas rojas sitúan los umbrales de los estados de daño descritos previamente: leve, moderado, extensivo y completo. De esta manera es posible apreciar cómo, al incrementar el PGA, conlleva un aumento en el desplazamiento lateral, lo que, a su vez se traduce en un tránsito del edificio a estados de daño superiores.

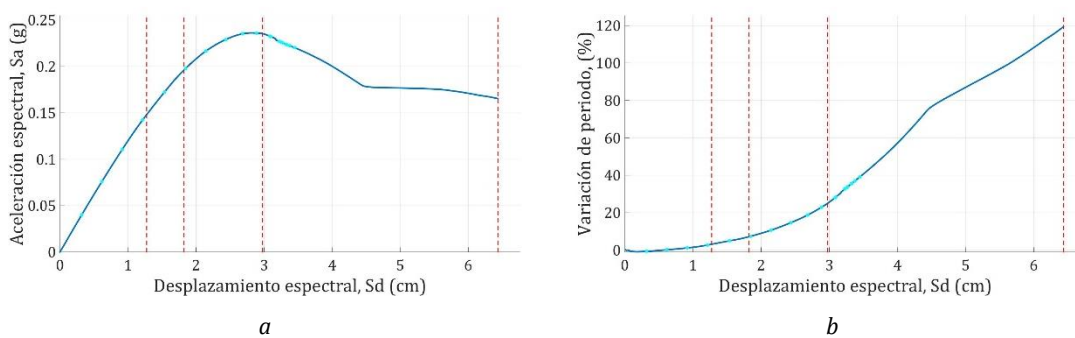
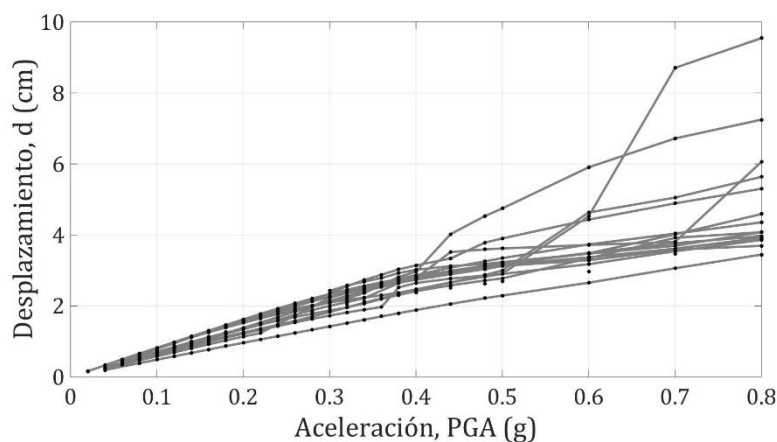


Figura 5-25: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Resultados del IDA sobre: a) el espectro de capacidad, b) la curva de variación de periodos

Por otra parte, los estados de daño también definen umbrales de variación de periodo, es así que, por ejemplo, para este caso en estudio, el estado de daño leve se

alcanza con una variación del periodo de 3%, el estado de daño moderado con una variación del 7%, el estado de daño extensivo con 25 % y el estado de daño completo con una variación del 120%, todos respecto del periodo original del modelo. Así mismo, podría inferirse que el terremoto habría llevado al edificio a la zona de daño extensivo, lo cual es razonable en función del índice de daño calculado, así como por la información contenida en el informe de daños. Por otra parte, los resultados obtenidos para los periodos relacionados al punto de desempeño están muy cercanos a los valores obtenidos por las mediciones RAR. Con lo cual se puede concluir que el modelo reproduce bien las condiciones posteriores al terremoto.

A continuación, se presentan los resultados de un análisis dinámico incremental usando 15 señales compatibles con el espectro tipo II definido por el Eurocódigo 8 para Lorca. Las señales y sus espectros se presentaron previamente en la Figura 2-14. La Figura 5-26 muestra los resultados del análisis dinámico incremental realizado según el eje Y para el edificio de San Fernando -bloque 11-.

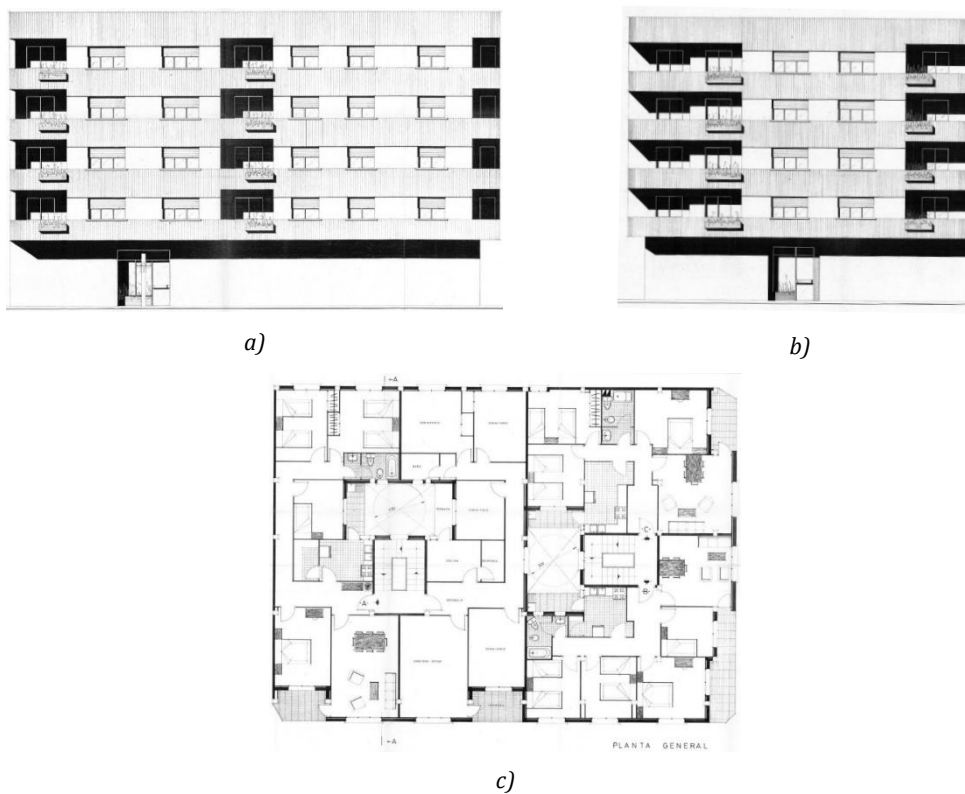


*Figura 5-26: Edificio San Fernando -bloque 11- (Lorca). Resultados del análisis dinámico incremental utilizando 15 señales compatibles con el espectro tipo II definido por el Eurocódigo 8 para Lorca*

Como se puede apreciar en la gráfica, los resultados son más uniformes para PGA bajos, a medida que aumentan, la dispersión entre estos datos también aumenta. Por otra parte, para valores de PGA cercanos a 0.20 g, en algunas curvas puede apreciarse un cambio brusco de pendiente, lo cual podría indicar procesos de plastificación en la estructura.

El espectro objetivo para la selección de las señales estuvo definido en función del espectro tipo II del eurocódigo 8, el mismo que está por debajo de los espectros de respuesta de cualquiera de las componentes de aceleración del sismo de Lorca.

### 5.3 Edificio La Viña



*Figura 5-27: Detalles arquitectónicos del edificio La Viña (Lorca): a) Vista frontal, b) vista lateral, c) planta tipo de viviendas (fuente: Ratzlaff, 2011)*

El edificio La Viña fue severamente dañado en el terremoto ocurrido en Lorca en mayo de 2011, y de esta edificación se tienen registros de mediciones RAR, obtenidas durante una campaña de monitoreo en 2012, que permiten estimar el periodo de la edificación después de ocurrido el evento sísmico. Para evaluar el daño estructural se generará un modelo numérico utilizando el código ETABS (CSI, 2018 a y b) que represente a la estructura en estudio, y que permita establecer un índice de daño, apoyado en los registros del RAR como método de calibración del modelo. En la Figura 5-27 se presentan algunas imágenes recogidas de los planos de la

edificación, que están contenidas en el informe del Colegio de Arquitectos de Murcia (Ratzlaff, 2011).

### **5.3.1 Descripción estructural**

El edificio fue construido en 1971 y su estructura se podría describir como de pórticos de hormigón armado y forjados planos unidireccionales con bovedilla de hormigón. Las vigas principales tienen una configuración compuesta debido a que su núcleo consiste en un armado de acero y pletinas, recubierto con un encamisado de hormigón. El detalle del armado de estas vigas será tratado más adelante, sin embargo, en base al informe del Colegio de Arquitectos de Murcia, la estructura del edificio no coincide con el proyecto inicial en algunos aspectos estructurales tanto de cimentación, cuanto en el armado de las vigas. El edificio tenía 5 plantas, de las cuales la planta baja tenía una altura libre de 3.5 m y estaba destinada para uso comercial; mientras que las 4 plantas superiores tenían una altura libre de 2.5 m, destinadas para uso residencial. En todos los casos se tiene un forjado de 20 cm.

El edificio estuvo ubicado entre las calles Ctra. Granada (calle Curtidores) y Plaza del Trabajo (Av. De la Vendimia), según coordenadas  $37^{\circ}39'40''$  N y  $1^{\circ}42.25'$  O (Google Earth, 2021). La posición relativa de este edificio, y del epicentro, respecto de la estación de registro se muestra en la Figura 5-28a, mientras la Figura 5-28b muestra la orientación relativa de los ejes del edificio, respecto de los ejes de la estación de registro.

Las distancias estación–epicentro, y estación–edificio, son aproximadamente 2.75 km y 1.85 km, respectivamente. Ubicando el epicentro, la estación de registro y el edificio en un plano se ha podido determinar, de forma relativamente sencilla, el ángulo que forman los ejes principales del edificio, respecto de los ejes de registro de la estación de registro. El ángulo ha podido estimarse en 19 grados y será utilizado para realizar una corrección por direccionalidad de la acción sísmica.



Figura 5-28: Edificio La Viña (lorca). a) Posición relativa del edificio respecto de la estación de registro y el epicentro del terremoto; b) posición de los ejes de la estación de registro respecto de los ejes del edificio, (fuente: Google Earth, 2021)

- *Cimentación*

De acuerdo a los planos, la cimentación estaba compuesta de 40 zapatas aisladas de tamaños variables, que transmitían la carga de la estructura a un suelo con una capacidad portante de  $1\text{kgf}/\text{cm}^2$ . En la Figura 5-29 se presenta una vista en planta de la estructura de cimentación, así como una imagen de la calicata hecha en una columna y que evidencia la falta de la viga de atado que si consta en el plano original.

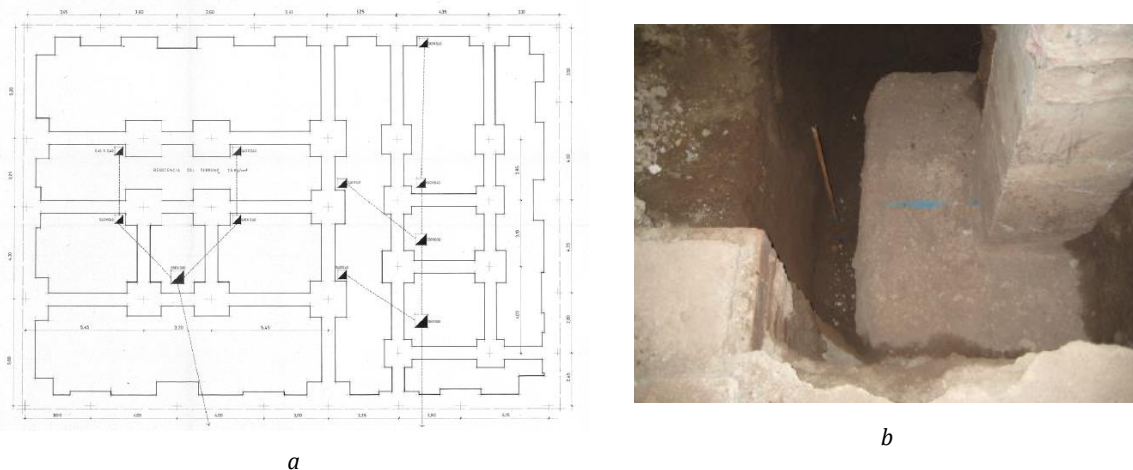


Figura 5-29: Edificio La Viña (lorca). Planta de la cimentación del edificio y detalle de las calicatas en la cimentación (fuente: Ratzlaff, 2011)



- *Sistema estructural*

Las columnas tienen sección variable en las primeras tres plantas y homogénea en las últimas dos. Así, la sección de la columna más robusta en primera planta es de 35 cm x 40 cm, mientras que en las columnas de las últimas dos plantas tienen una sección de 25 cm x 25 cm. En cuanto a su armado, presentan varillas de refuerzo con diámetros que varían entre 14 mm y 18 mm lo que, en conjunto, da un total de 8 tipos de columnas cuyos cercos, según el informe del Colegio de Arquitectos de Murcia, tenían un espaciamiento de 25 cm, como se muestra en la Figura 5-30. Esta condición no garantiza un correcto desempeño cuando se somete a carga lateral, ni tampoco garantiza que el núcleo de hormigón se mantenga confinado debido al posible pandeo de las varillas longitudinales.



a



b

*Figura 5-30: Edificio La Viña (Iorca). Detalle de espaciamiento entre cercos en las columnas (fuente: Ratzlaff, 2011)*

Así mismo, se puede comprobar fácilmente que un grupo importante de columnas tiene una cuantía de refuerzo inferior al 1%. La Tabla 5-15 presenta las características más importantes de las columnas de este edificio, como geometría y condiciones de refuerzo, y cómo se encuentran distribuidas en altura, así también la cuantía descrita previamente para cada tipo de sección.

Tabla 5-15: Edificio La Viña (lorca). Detalle del refuerzo de columnas del edificio, y su distribución en altura

| Planta    | Sección Tipo   | Sección (cm) | Refuerzo (mm) | $\rho$ (%)  |
|-----------|----------------|--------------|---------------|-------------|
| <b>PB</b> | C <sub>A</sub> | 30 x 30      | 4 $\phi$ 16   | <i>0.89</i> |
|           | C <sub>B</sub> | 30 x 30      | 4 $\phi$ 18   | 1.13        |
|           | C <sub>C</sub> | 30 x 35      | 4 $\phi$ 18   | <i>0.97</i> |
|           | C <sub>D</sub> | 35 x 35      | 4 $\phi$ 18   | <i>0.83</i> |
|           | C <sub>E</sub> | 35 x 35      | 6 $\phi$ 18   | 1.25        |
|           | C <sub>F</sub> | 35 x 40      | 6 $\phi$ 18   | 1.09        |
| <b>P1</b> | C <sub>G</sub> | 25 x 25      | 4 $\phi$ 16   | 1.29        |
|           | C <sub>A</sub> | 30 x 30      | 4 $\phi$ 16   | <i>0.89</i> |
|           | C <sub>C</sub> | 30 x 35      | 4 $\phi$ 18   | <i>0.97</i> |
|           | C <sub>D</sub> | 35 x 35      | 4 $\phi$ 18   | <i>0.83</i> |
| <b>P2</b> | C <sub>G</sub> | 25 x 25      | 4 $\phi$ 16   | 1.29        |
|           | C <sub>A</sub> | 30 x 30      | 4 $\phi$ 16   | <i>0.89</i> |
| <b>P3</b> | C <sub>H</sub> | 25 x 25      | 4 $\phi$ 14   | <i>0.98</i> |
|           | C <sub>G</sub> | 25 x 25      | 4 $\phi$ 16   | 1.29        |
| <b>P4</b> | C <sub>H</sub> | 25 x 25      | 4 $\phi$ 14   | <i>0.98</i> |

Las vigas tienen una configuración muy distinta a la descrita en el proyecto original, que incluye armado de acero en una sección de viga de 20 cm x 50 cm. En las vigas encontradas, el armado longitudinal superior está resuelto por una varilla longitudinal de 17 mm de diámetro, mientras que el refuerzo longitudinal inferior está representado por una pletina de 8 mm de espesor y 15 cm de ancho en la primera planta y 20 cm en las plantas superiores. Este detalle puede verse en la Figura 5-31. Finalmente, el refuerzo de cortante está definido por un perfil L 40 mm x 40 mm x 4 mm, soldado tanto a la varilla superior como a la pletina inferior. En realidad, estos perfiles en L prácticamente no absorben el esfuerzo cortante dado su espaciado de 35 cm y su función se reduce a mantener en su posición el armado longitudinal superior. Dado que esta solución de armado es completamente heterodoxa, para el modelado de la viga ha sido necesario definir una sección equivalente en función del área de acero encontrado en cada nivel, las hipótesis para esta conversión son las siguientes:

- El acero superior está representado por una varilla de 17 mm de diámetro, lo que corresponde a un área de acero de 2.27 cm<sup>2</sup>.
- El área de la sección transversal de la pletina inferior es de 12 cm<sup>2</sup> para el primer piso y 16 cm<sup>2</sup>, para los pisos superiores.
- Para la modelación se considera la misma calidad de acero superior que inferior.

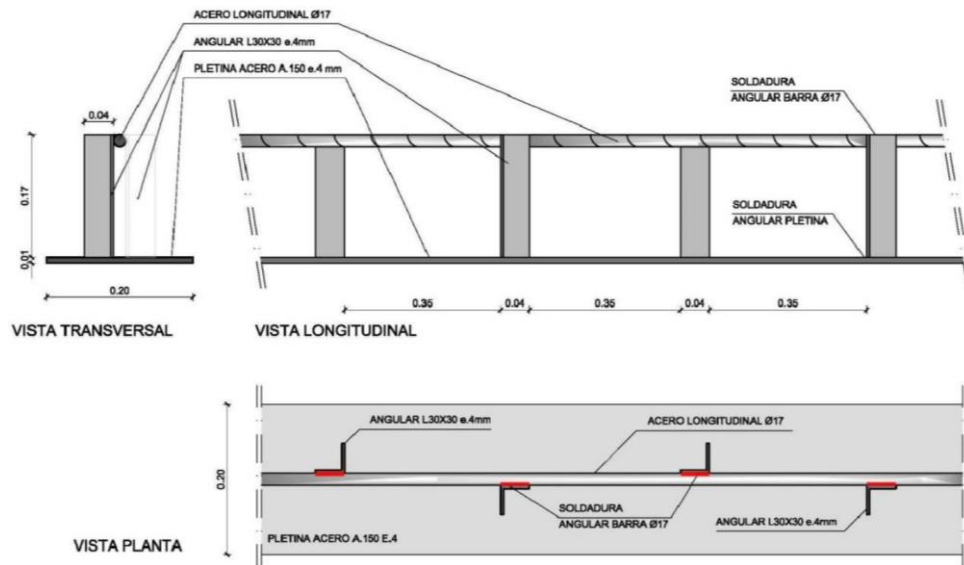


Figura 5-31: Edificio La Viña (lorca). Detalle del refuerzo encontrado en las vigas del edificio (Ratzlaff, 2011)

La Tabla 5-16 muestra las características de las vigas que serán consideradas más adelante para la modelación del edificio.

Tabla 5-16: Edificio La Viña (lorca). Características del armado de las vigas del edificio

| Tipo                  | Sección       |               | Refuerzo superior             |             | Refuerzo inferior            |            |
|-----------------------|---------------|---------------|-------------------------------|-------------|------------------------------|------------|
|                       | <i>b</i> (cm) | <i>h</i> (cm) | <i>As'</i> (cm <sup>2</sup> ) | $\rho'$ (%) | <i>As</i> (cm <sup>2</sup> ) | $\rho$ (%) |
| <i>V</i> <sub>1</sub> | 15            | 20            | 2.27                          | 0.76        | 12                           | 4          |
| <i>V</i> <sub>2</sub> | 20            | 20            | 2.27                          | 0.57        | 16                           | 4          |

En esta estructura no se puede hablar de nudos rígidos, ni de zona protegida alrededor de ellos.

Por otra parte, el sistema de piso está conformado por un forjado unidireccional de 20 cm de espesor, y viguetas de hormigón pretensado cuya separación aproximada entre ejes es de 70 cm. El alivianamiento se llevó a cabo mediante bloque de mortero hueco que da lugar a una capa de compresión de 5 cm.

- *Cerramientos de mampostería no reforzada*

Los cerramientos de mampostería exteriores (perimetrales del edificio) estuvieron contruidos con ladrillo cerámico hueco, de un espesor de 15 cm, mientras que en los cerramientos interiores los espesores fueron de 10 cm (perimetral de departamento interior) y 5 cm (divisiones internas de los departamentos).

### 5.3.2 Descripción del modelo

El modelado de este edificio se realizó utilizando el programa ETABS (CSI, 2018 b), usando elementos tipo frame para las vigas y columnas, y elementos tipo membrana para el forjado y los cerramientos.

En el modelado numérico se utilizaron tres tipos de materiales: hormigón, acero y mampostería. En el caso del hormigón, la resistencia media considerada coincide con la contenida en el informe técnico de daños del edificio, esto es  $f'_c=1.85 \text{ kN/cm}^2$ . El módulo de Poisson se toma igual a 0.2 y el valor del módulo de elasticidad se obtiene a partir de la siguiente expresión definida en el ACI 318 – 19 (ACI, 2019) (en  $\text{kN/cm}^2$ ):

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$$
$$E_c = 15100\sqrt{1.85} = 205382.20 \text{ kg/cm}^2 \approx 2014.11 \text{ kN/cm}^2$$

Por tanto, los parámetros para la modelación del hormigón son los siguientes:  $g = 23.536 \text{ kN/m}^3$ ,  $f'_c = 1.85 \text{ kN/cm}^2$ ,  $E_c = 2014.11 \text{ kN/cm}^2$ . El acero considerado en la modelación es de calidad A42 según la normativa contemporánea MV-101-1962

(Ministerio de la Vivienda, 1963). Las curvas constitutivas de ambos materiales se muestran en la Figura 5-32.

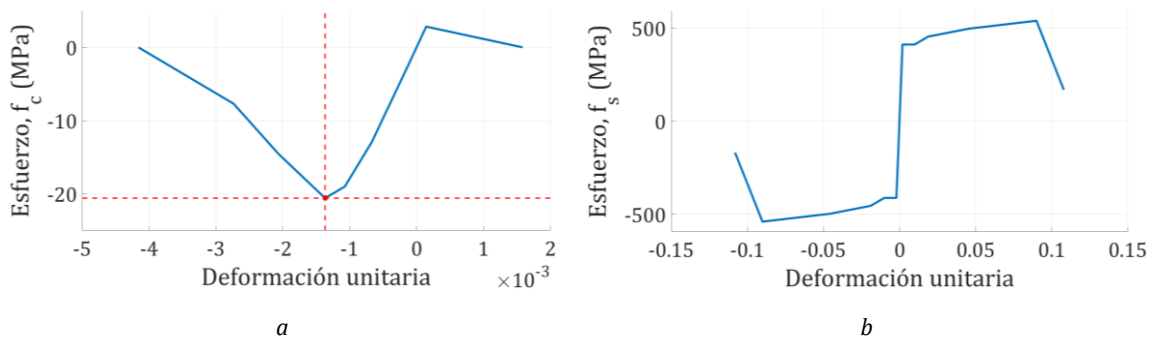


Figura 5-32: Edificio La Viña (lorca). Materiales y curvas constitutivas a) Curva constitutiva del hormigón, b) curva constitutiva del acero de refuerzo

Como se ha discutido previamente, la resistencia de la mampostería es el resultado de la interacción entre la resistencia del ladrillo y la resistencia del mortero de las juntas. El documento DB-SE-F propone que, para una combinación de ladrillo/mortero de 10 y 5 MPa, respectivamente, la resistencia del conjunto mampostería, *i.e.* ladrillo-mortero, debería estar alrededor de 3 MPa. Mediante el procedimiento descrito en (Kaushik *et. al*, 2007), y haciendo uso de los parámetros de resistencia descritos previamente, se ha conseguido definir la curva de esfuerzo deformación mostrada en la Figura 5-33. El módulo de elasticidad se asumirá igual a 450 veces  $f'_m$ .

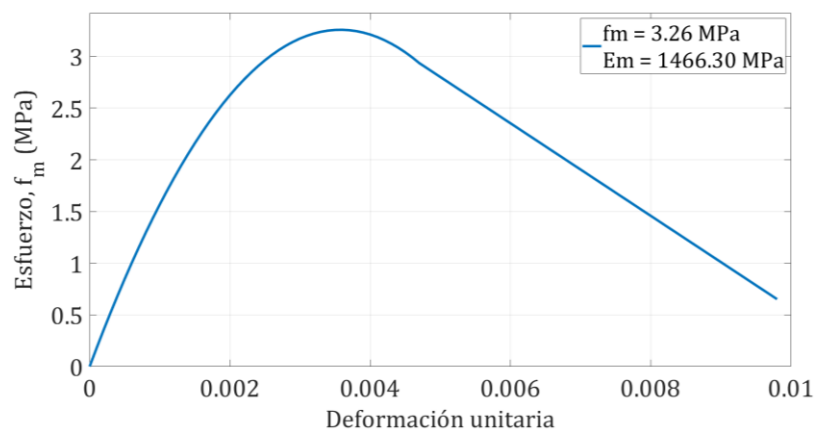


Figura 5-33: Edificio La Viña (lorca). Curva constitutiva para la mampostería

El modelo estará empotrado en la base y, por tanto, no se considerará la interacción suelo-estructura. Las características de las columnas se definen según lo indicado en la Tabla 5-15, y las vigas mediante la Tabla 5-16. Finalmente, el forjado será modelado como una membrana equivalente de 10 cm de espesor.

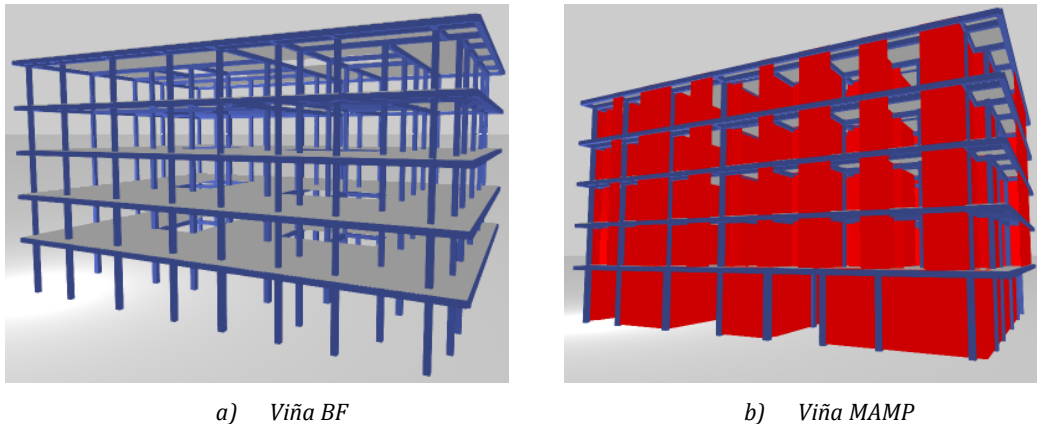


Figura 5-34: Edificio La Viña (lorca). Detalles de los modelos numéricos utilizados para el estudio del edificio. a) modelo de edificio sin cerramientos, b) modelo de edificio con cerramientos

La Figura 5-34 muestra las dos variantes que se consideran en este caso: la primera sin el aporte de los cerramientos de mampostería (Viña BF) y la segunda incorporando estos elementos (Viña MAMP) mediante el uso de membranas no lineales, ubicadas en los tramos de pared donde no existen aberturas.

Para ambas configuraciones se obtendrán las curvas de capacidad, los niveles de desempeño, las curvas de fragilidad, y, finalmente, se determinarán los índices de daño evaluados teniendo en consideración la direccionalidad de la acción sísmica. Este último aspecto se abordará variando los ángulos de incidencia, medidos respecto de la estación de registro, entre 0 y 180 grados. A continuación, se llevará a cabo un análisis dinámico con todas las señales obtenidas para los ángulos descritos previamente, y se determinará el desplazamiento máximo para compararlo respecto del punto de desempeño obtenido para las dos variantes del modelo.

Finalmente, la carga muerta es calculada de forma automática en base a la geometría de las secciones y las condiciones definidas para los materiales que componen la

estructura. Los valores adicionales utilizados para la carga muerta relacionada a los terminados, y la correspondiente carga de uso se presentan en la Tabla 5-17.

Tabla 5-17: Edificio La Viña (lorca). Hipótesis de cargas adicionales para el edificio

| <b>Tipo</b>  | <b>Viviendas (kN/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Azotea (kN/m<sup>2</sup>)</b> |
|--------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| Carga de uso | 2                                   | 0.2                              |
| Carga muerta | 0.8                                 | 0.1                              |

### 5.3.3 Modelos numéricos del edificio La Viña. Análisis modal y capacidad

Para determinar la capacidad sísmica del edificio La Viña (Lorca), se llevó a cabo un análisis estático no lineal (pushover) para las dos variantes del modelo numérico editado para el edificio: i) modelo BF sin cerramientos y ii) modelo MAMP con cerramientos. La Figura 5-35 muestra las curvas de capacidad obtenidas.

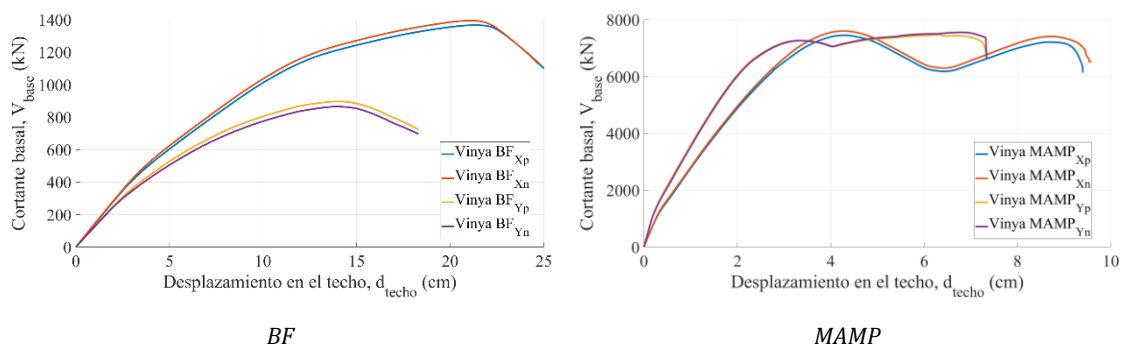


Figura 5-35: Edificio La Viña (lorca). Curvas de capacidad para las variantes del modelo de edificio

Como se puede ver, para el caso BF éstas presentan un comportamiento frágil, el mismo que se corresponde con la descripción dada anteriormente en base a su condición de refuerzo, así como para sus condiciones geométricas. Adicionalmente se puede ver que la capacidad, en términos de su cortante basal máximo, es muy baja para un edificio de estas condiciones. Debido a que la capacidad para cada eje principal, tanto en el sentido positivo como negativo, es similar, se usarán para el presente análisis únicamente los sentidos positivos XP e YP. Por otra parte, las curvas de capacidad obtenidas para la variante MAMP muestran la gran aportación

a la capacidad global que tiene la adición de los paneles de mampostería en la modelación. Esta aportación es importante no solamente en lo que refiere al cortante máximo, sino también a la rigidez global.

Según la NCSE-02 (NCSE-02, 2009), el periodo fundamental para una estructura con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras, es de aproximadamente 0.09 segundos por piso. En estas condiciones, el periodo estimado para la estructura debería ser, aproximadamente,  $T_{\text{edificio}} = 0.45$  s, muy distinto de los valores obtenidos para el análisis modal que se muestran a continuación, lo cual es una consecuencia de las deficiencias estructurales descritas previamente. Por otra parte, los valores obtenidos para el modelo Viña MAMP evidencian la importancia de la aportación a la rigidez estructural, manifestada en una drástica disminución del periodo fundamental, que tiene la adición de los cerramientos no estructurales en el análisis. El resumen de estos valores, para los tres primeros modos de vibración, se muestra en la Tabla 5-18.

Como se puede observar, los periodos de vibración del modelo BF distan mucho de lo registrado por la medición RAR. Para explicar esta diferencia tenemos que proponer los mecanismos de respuesta estructural que se desarrollaron en el edificio durante el terremoto de mayo de 2011 en Lorca. Inicialmente, los cerramientos no estructurales rigidizaron en gran medida la estructura, esto conlleva que los primeros modos de la estructura sana (configuración anterior al sismo) debían corresponder a períodos bajos (altas frecuencias) si se comparan con los valores propuestos por los códigos sísmicos, según los que se asignan 0.09s por nivel. Durante el terremoto, dado que los cerramientos no fueron capaces de soportar tales esfuerzos, perdieron capacidad y fracasaron rápidamente debido a una respuesta frágil, dejando a la estructura desacoplada de la contribución de los cerramientos. Finalmente, con los cerramientos parcialmente dañados, los períodos de los primeros modos de la estructura se desplazaron hacia valores más elevados. En conjunto, la estructura soportó esfuerzos muy superiores a los considerados en su diseño.



Tabla 5-18: Edificio La Viña (lorca). Periodos obtenidos del análisis modal realizado en ETABS para ambas variantes del modelo numérico de edificio (modelo BF sin cerramientos y modelo MAMP con cerramientos)

| <b>Modo</b> | <b>Periodo T (s)</b> |             | <b>% Masa</b> |             | <b>Eje</b> |             |
|-------------|----------------------|-------------|---------------|-------------|------------|-------------|
|             | <b>BF</b>            | <b>MAMP</b> | <b>BF</b>     | <b>MAMP</b> | <b>BF</b>  | <b>MAMP</b> |
| Modo 1      | 1.416                | 0.291       | 58            | 80          | Y          | X           |
| Modo 2      | 1.269                | 0.239       | 85            | 60          | X          | Y           |
| Modo 3      | 1.195                | 0.215       | 60            | 56          | Z          | Z           |

Como se evidencia en la tabla, la variación para el primer modo entre los dos modelos numéricos es del 113%. Hay que tomar en cuenta que este parámetro tiene una incidencia directa en el cálculo de la fuerza sísmica.

#### 5.3.4 Análisis modal experimental. Resultados de interferometría RAR

En el capítulo 4 se expusieron en detalle los resultados de monitoreos RAR realizados sobre el edificio La Viña durante la campaña de medidas experimentales de 2012. En la Figura 5-36 (a y b) se presentan los resultados correspondientes a los bins más representativos por su mejor relación señal/ruido, se trata de los bins 41 (rojo), 42 (verde) y 43 (azul) cuyo análisis sintetizamos a continuación. Los extremos correspondientes a los valores de 7 Hz y 7.62 Hz corresponden al trípode; mientras que, los extremos registrados sobre 2.49 Hz y 2.7 Hz, ubicados en la zona intermedia, corresponden al movimiento libre de la estructura. En correspondencia, los periodos registrados serían 0.40 s y 0.37 s, respectivamente. Estos serán los valores de referencia para la calibración del modelo numérico del edificio La Viña. Por otra parte, y tal como puede apreciarse en la Figura 5-36 (b), los valores extremos de 0.87Hz y 1.07 Hz se corresponden con el movimiento de distintas partes de la fachada, es decir, no se trata de movimientos globales del edificio sino de partes del mismo. Esto es así dado que estos extremos no aparecen simultáneamente en todos los bins tal y como puede apreciarse en la Figura 5-36 (a). En esta figura, los registros se cruzan y revelan movimientos no coherentes de partes del edificio (ventanas, contraventanas, persianas, barandillas, etc.). La Tabla

5-19 recoge los períodos registrados con el RAR y atribuibles a un movimiento de conjunto del edificio La Viña.

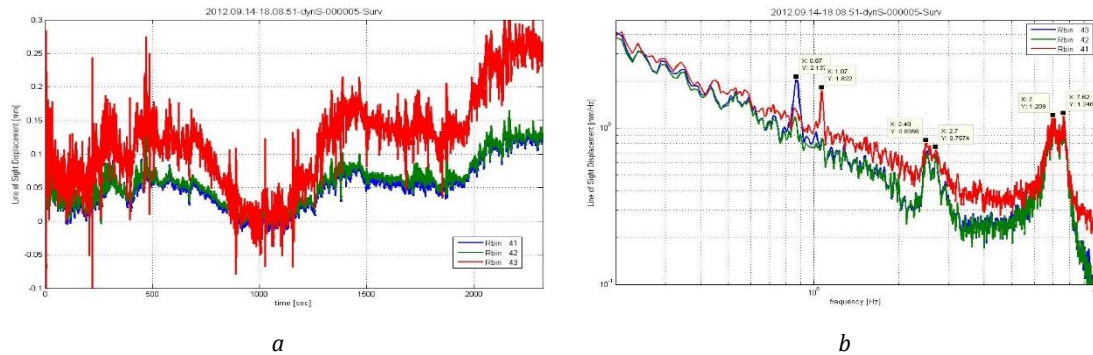


Figura 5-36: Edificio La Viña (lorca). Monitoreo RAR: a) desplazamientos, b) densidad espectral de potencia

Tabla 5-19: Edificio La Viña (lorca). Periodos de vibración obtenidos mediante la técnica de interferometría radar  
RAR

| <b>Modo</b>       | <b>Periodo T (s)</b> |
|-------------------|----------------------|
| T <sub>RAR1</sub> | 0.40                 |
| T <sub>RAR2</sub> | 0.37                 |

A continuación se compara la determinación del punto de desempeño utilizando dos procedimientos.

El primer procedimiento consiste en determinar el punto de desempeño aplicando el método del espectro de capacidad. Para ello se calcula el ángulo de incidencia del sismo respecto de los ejes del edificio, y, teniendo en cuenta este ángulo, se corrigen los espectros de los acelerogramas en cada dirección. Una vez obtenidos los espectro corregidos y con las curvas de capacidad previamente calculadas, se procede a determinar el desplazamiento espectral del punto de desempeño y, adicionalmente, se calcula el período efectivo que le corresponde.

El segundo procedimiento traslada las proyecciones de los períodos calculados con el monitoreo RAR, y que denominaremos períodos RAR, sobre las curvas de capacidad del edificio. Para cada período RAR se calcula la recta afín que lo

representa en el espacio Sd-Sa. Esta recta se determina, para un valor específico del período, aplicando la ecuación [3-2]. La intersección de esta recta con la curva de capacidad determina el punto de desempeño. La Figura 5-37 sintetiza los dos resultados obtenidos para los desplazamientos del punto de desempeño. En la Figura 5-37b se aprecia que los períodos efectivos y los períodos RAR intersectan la curva de capacidad en puntos muy cercanos.

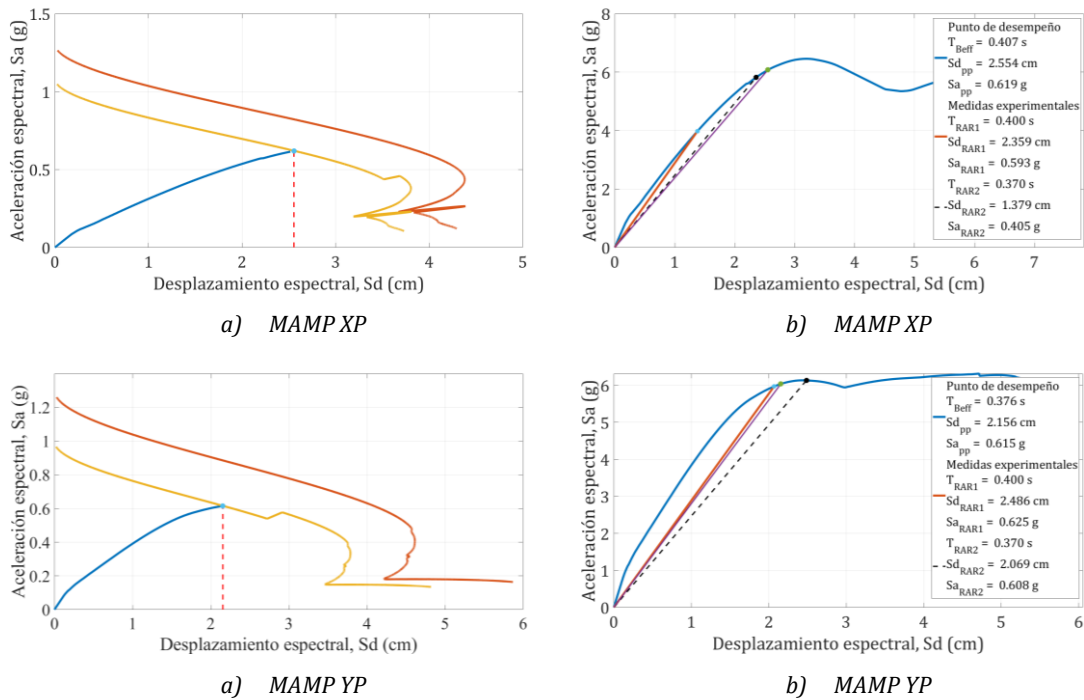


Figura 5-37: Edificio La Viña (Iorca). a) punto de desempeño, b) periodo efectivo correspondiente al punto de desempeño evaluado sobre los dos ejes principales del edificio

En la Figura 5-38 se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para ambas direcciones principales del edificio La Viña. En las figuras se han situado los desplazamientos correspondientes a los puntos de desempeño calculados a partir de los períodos RAR (segundo procedimiento).

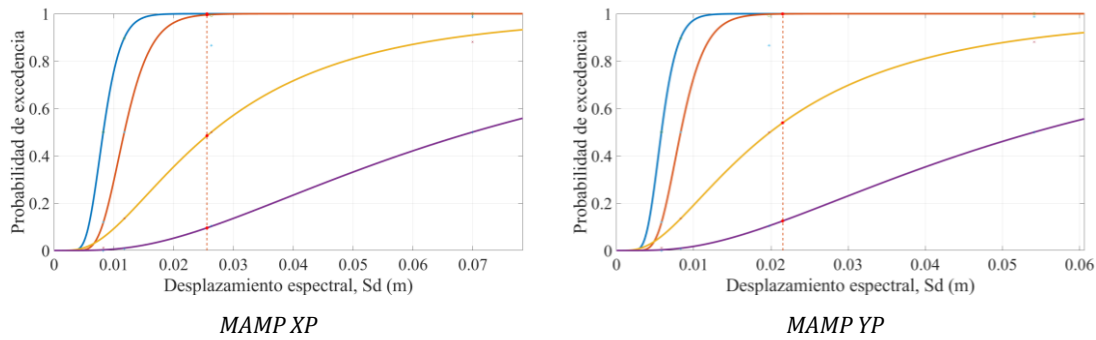


Figura 5-38: Edificio La Viña (lorca). Curvas de fragilidad del edificio, evaluadas en función de la orientación de los ejes del edificio respecto de la estación de medición

En ambas direcciones, XP e YP, el daño esperado es muy elevado. Esta circunstancia se refleja en el cálculo de las probabilidades de los estados de daño e índices de daño presentados en la Figura 5-39.

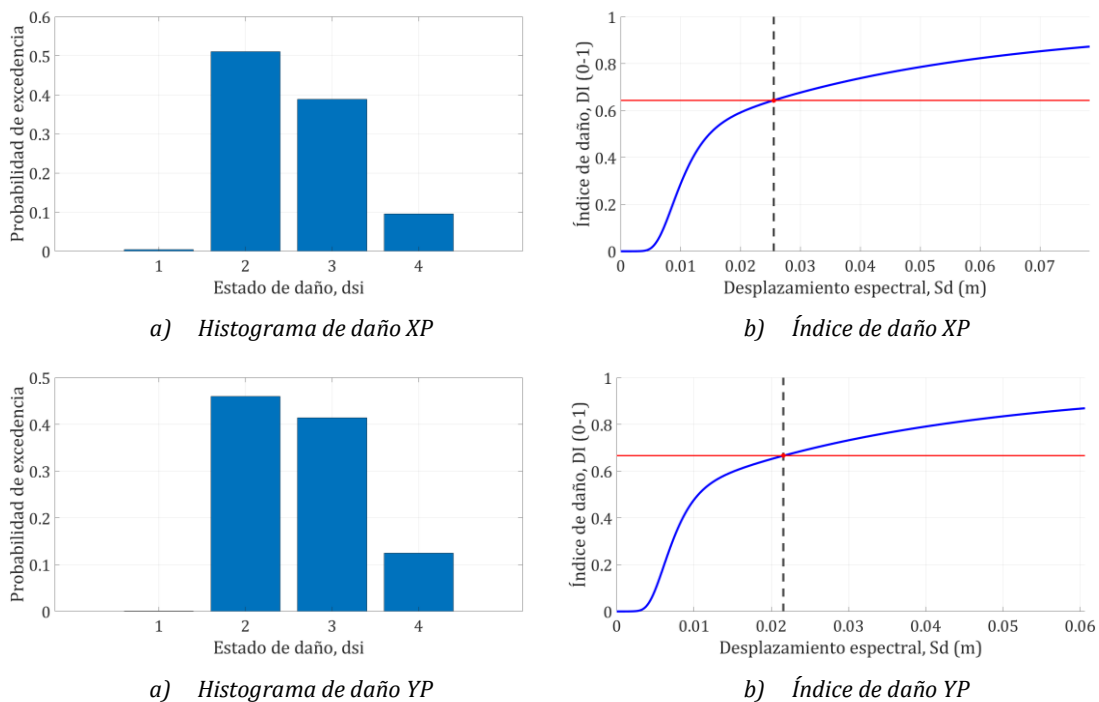


Figura 5-39: Edificio La Viña (lorca). a) probabilidades de estados de daño para los desplazamientos del punto de desempeño según sus dos ejes principales b) índice de daño y valor del índice para los desplazamientos del punto de desempeño para cada dirección principal

Para ambas direcciones, se puede apreciar que el estado de daño más probable correspondería al estado de daño moderado. Sin embargo, existe también una alta probabilidad de pertenencia al estado de daño severo. Los cálculos y el análisis

expuestos para el edificio la Viña confirman un índice de daño elevado, superior a 0,60. En la Figura 5-40 se tratan de evidenciar aspectos estructurales y constructivos que pueden explicar este elevado índice de daño. En primer lugar se observa una diferencia de altura entre el primer nivel y los niveles superiores. En segundo lugar existe una diferencia importante en la sección y armado de las vigas para la primera losa. En tercer lugar es evidente una disminución en la cantidad y área de cerramientos sobre ese nivel. Estos aspectos favorecen un comportamiento de piso blando que se manifiesta en que la mayor parte de la deformación del edificio se está concentrando en la primera planta. A medida que aumenta la altura, la deformación se distribuye en los demás pisos. Estas observaciones son compatibles con las conclusiones recogidas en el informe de daños del edificio realizado por el Colegio de Arquitectos de Murcia (Raztlaff, 2011).

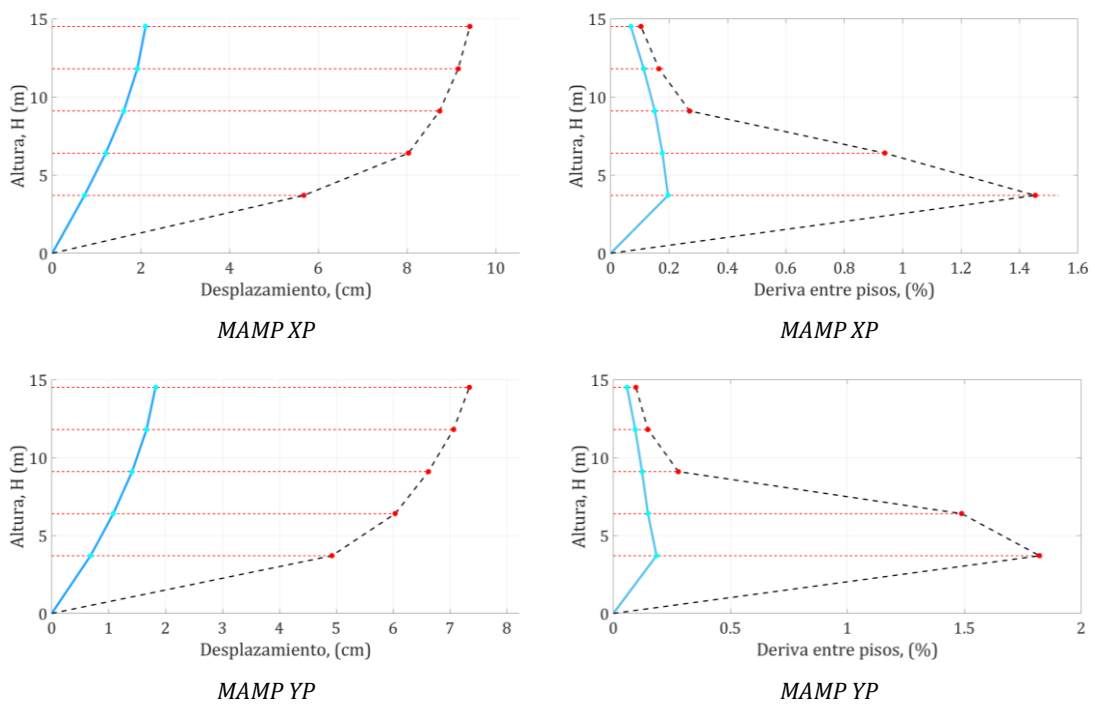


Figura 5-40: Edificio La Viña (lorca). Para cada estado; punto de desempeño (línea continua) y punto de capacidad última (línea discontinua): a) desplazamiento lateral, b) derivas entre piso para el edificio

### 5.3.5 Análisis dinámico

El análisis dinámico pretende complementar la evaluación realizada utilizando el método del espectro de capacidad y las mediciones experimentales por interferometría RAR. En este caso se llevará a cabo un análisis dinámico usando los acelerogramas registrados durante el terremoto ocurrido en Lorca el 11 de Mayo del 2011, y utilizando las dos variantes del modelo numérico del edificio La Viña: el modelo Viña-BF sin cerramientos y el modelo Viña-MAMP que incluye todos los cerramientos no estructurales.

La historia de desplazamientos en el techo y del cortante basal y el diagrama cortante basal-desplazamiento en el techo obtenidos para el modelo Viña BF se muestran en la Figura 5-41.

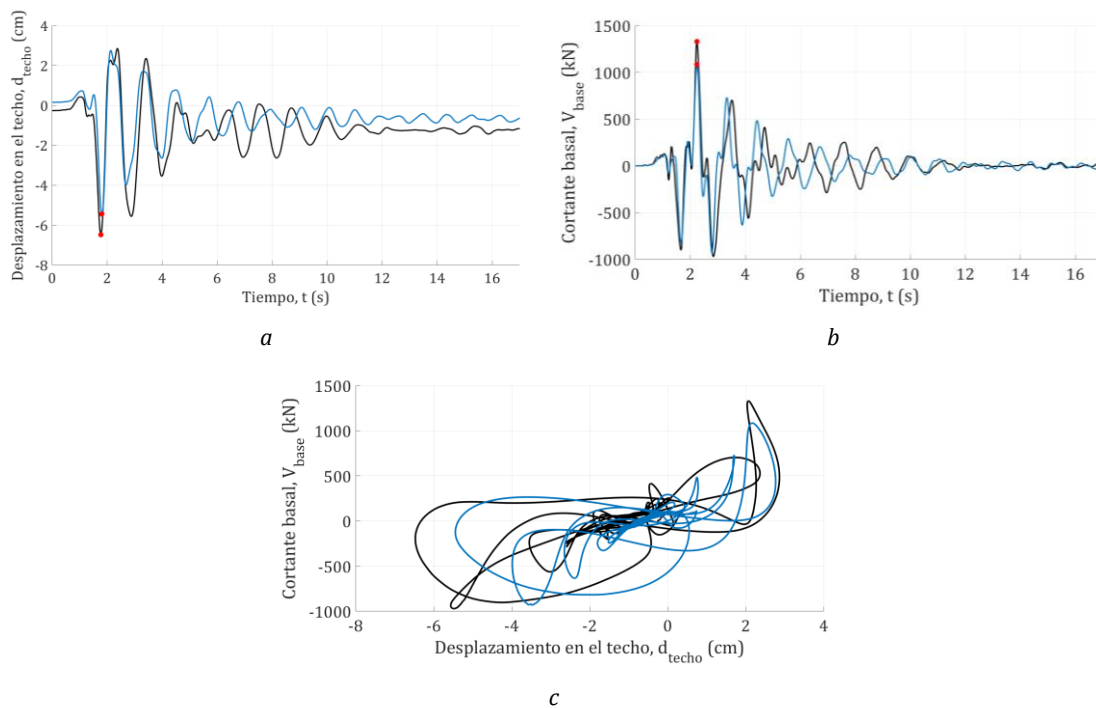


Figura 5-41: Edificio La Viña (lorca). Análisis dinámico del modelo numérico La Viña-BF (sin cerramientos). a) Historia de desplazamientos en el techo, b) Historia de cortante basal, c) Diagramas de fuerza-desplazamiento en el techo. Direcciones principales X (azul) Y (negro)

Los valores extremos de los desplazamientos en el techo presentados en la Figura 5-41, a y b, se detallan en la Tabla 5-20.

Tabla 5-20: Edificio La Viña (lorca). Valores extremos del desplazamiento en el techo obtenidos en el análisis dinámico del modelo numérico La Viña-BF (sin cerramientos)

| <b>Dirección</b> | <b><math>V_{baseMAX}</math> (kN)</b> | <b><math>d_{roofMAX}</math> (cm)</b> |
|------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Eje X            | 1332                                 | 6.47                                 |
| Eje Y            | 1085                                 | 5.44                                 |

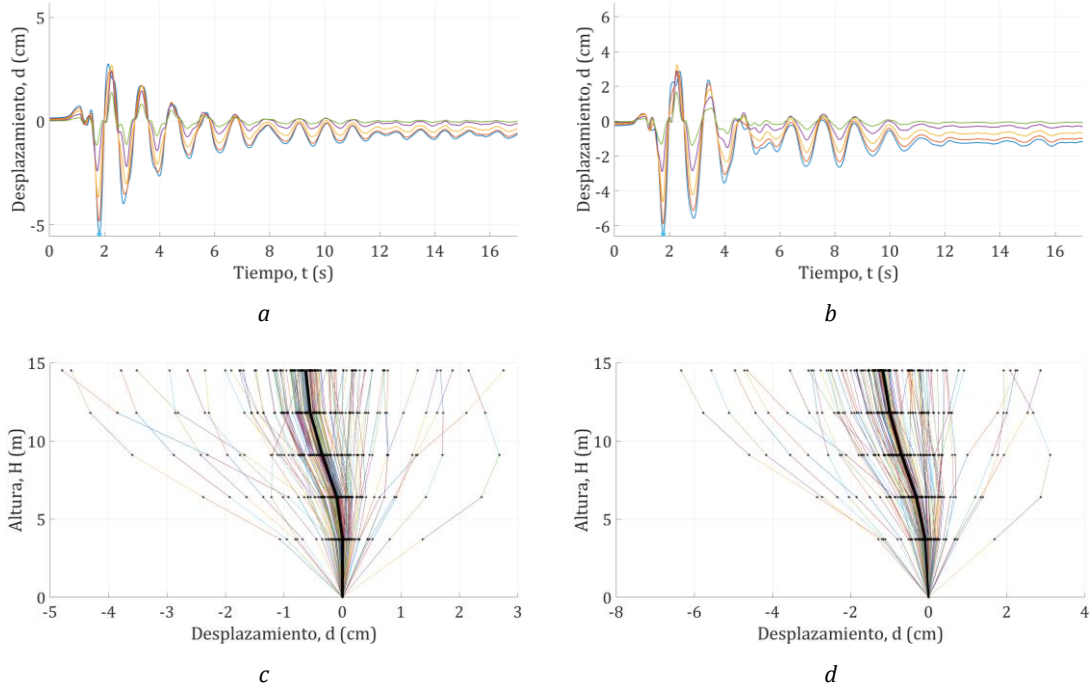
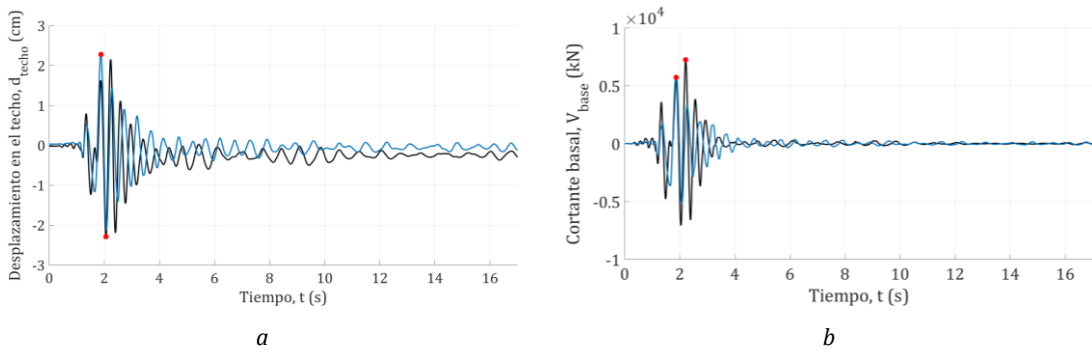
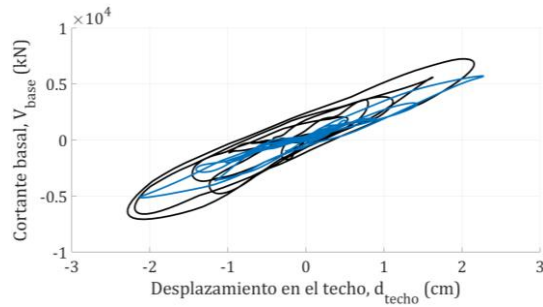


Figura 5-42: Edificio La Viña (lorca). Análisis dinámico del modelo numérico La Viña-BF (sin cerramientos). Respuesta en desplazamientos según cada eje principal a) X, b) Y, perfil de desplazamientos laterales c) X, d) Y

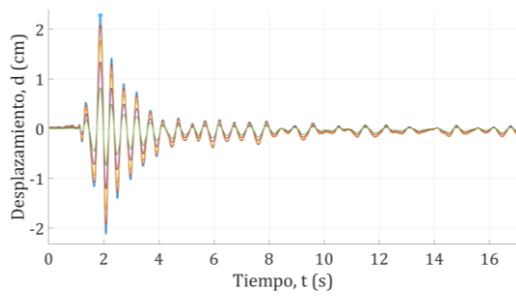




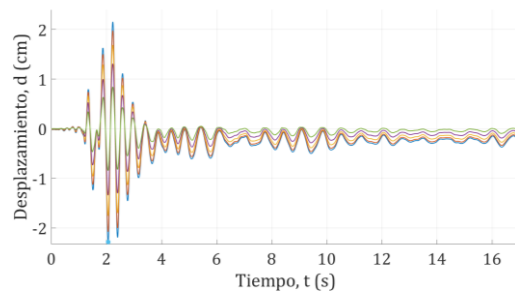
c

Figura 5-43: Edificio La Viña (lorca). Análisis dinámico del modelo numérico La Viña-MAMP (con cerramientos). a) Historia de desplazamientos en el techo, b) Historia de cortante basal, c) Diagramas de fuerza- desplazamiento en el techo. Direcciones principales X (azul), Y (negro)

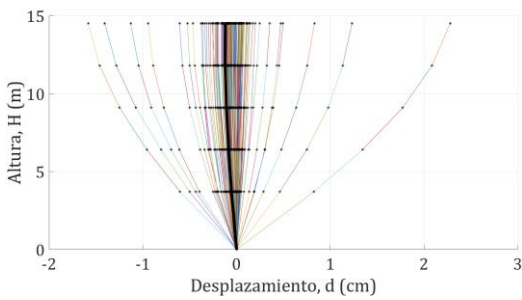
Los valores extremos de los desplazamientos en el techo, presentados en la Figura 5-43, a y b, se detallan en la Tabla 5-21 .



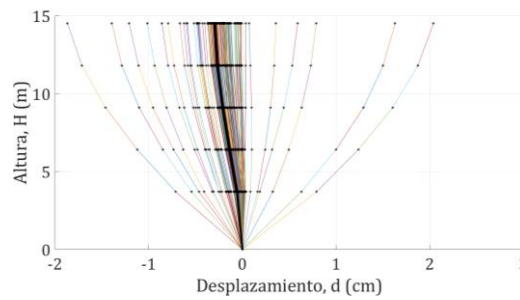
a



b



c



d

Figura 5-44: Edificio La Viña (lorca). Análisis dinámico del modelo numérico La Viña-MAMP (con cerramientos). Respuesta en desplazamientos según cada eje principal a) X, b) Y, perfil de desplazamientos laterales c) X, d) Y



Tabla 5-21: Edificio La Viña (lorca). Valores extremos de desplazamientos en el techo obtenidos en el análisis dinámico del modelo numérico La Viña-MAMP (con cerramientos)

| <b>Dirección</b> | <b><math>V_{baseMAX}</math> (kN)</b> | <b><math>d_{roofMAX}</math> (cm)</b> |
|------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Eje X            | 7237                                 | 2.28                                 |
| Eje Y            | 5718                                 | 2.28                                 |

Los resultados presentados en esta sección y para las dos variantes de modelo numérico del edificio La Viña, evidencian que la respuesta del edificio está muy condicionada por la presencia de una mampostería muy rígida, en comparación con su estructura, la cual es muy flexible.

## 5.4 El edificio Omega

### 5.4.1 Descripción estructural

El edificio OMEGA fue construido en el año 2006, siguiendo las prescripciones de la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-98, 2010) y la Norma de construcción sismorresistente (NCSE-02, 2009). El edificio está ubicado en el Campus Norte de la Universidad Politécnica de Cataluña (Barcelona) y tiene 7 pisos de altura. Tres de ellos se encuentran bajo tierra unidos a un muro semi-perimetral. Tanto el muro, como la estructura resistente, han sido construidos con hormigón armado. En cada nivel se encuentra un forjado bidireccional con vigas embebidas (vigas banda). Estas vigas tienen la misma dimensión y distribución de refuerzo en casi todo el edificio, salvo en la última planta en la que, debido a consideraciones especiales en el diseño, tiene elementos más robustos. Por otra parte, la distribución de columnas es simétrica en planta y en elevación, y sus dimensiones y características de armado varían según cada nivel. En la Figura 5-45 se pueden apreciar la arquitectura, algunos detalles internos así como la disposición de columnas.

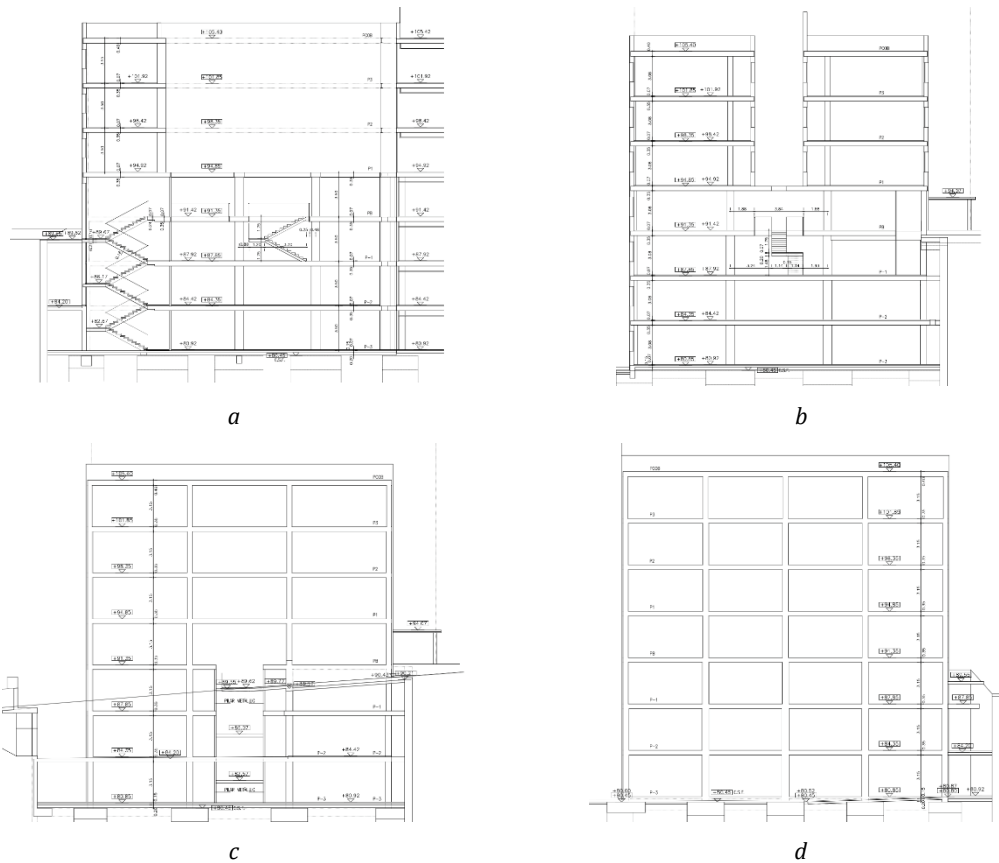


Figura 5-45: Detalles del edificio OMEGA (Barcelona), Secciones del alzado: a) Zona de gradas, b) Detalle interno, c) Fachada lateral, d) fachada frontal

El forjado bidireccional tiene un peralte de 35 cm en todos los niveles y 40 cm en el último nivel. Sus nervios son de 15, 17 y 18 cm de ancho, siendo los de 15 los más comunes. La capa de compresión de 5 cm de espesor, y su sección cambia en todos los niveles desde el sótano (nivel -3 respecto de rasante) hasta la planta baja, manteniéndose constante para los últimos tres niveles. La Figura 5-46 indica una sección típica de forjado para todos los niveles salvo para el último, cuyo forjado tiene un peralte de 40 cm.

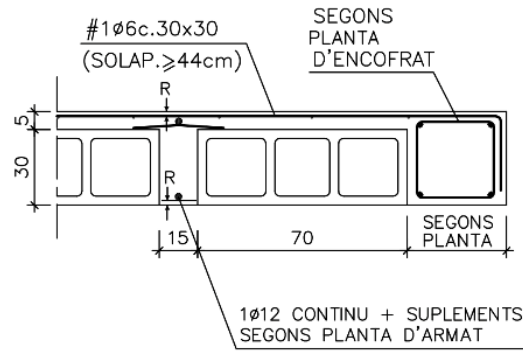


Figura 5-46: Sección típica de forjado para el Edificio OMEGA (Barcelona)

### 5.4.2 Descripción del modelo

Para el caso del hormigón, su peso específico es de  $g = 23.536 \text{ kN/m}^3$ , y su resistencia característica,  $f'_c = 2.5 \text{ kN/cm}^2$ . El módulo de elasticidad considerado  $E_c = 2342.16 \text{ kN/cm}^2$ . La curva constitutiva de este material se muestra en la Figura 5-47 conjuntamente con la del acero definido en los planos estructurales (B-500-S).

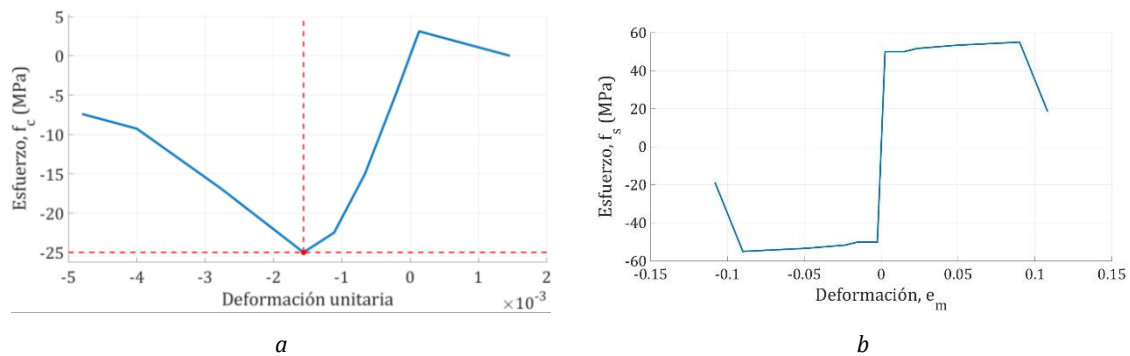


Figura 5-47: Edificio OMEGA (Barcelona). Curvas constitutivas de a) Hormigón, b) acero B-500-S

En el caso de la mampostería, la relación para determinar el módulo de elasticidad depende de  $f'_m$ , que se obtiene a partir de la resistencia del ladrillo y del mortero que conforman la mampostería de los cerramientos. Estos valores fueron obtenidos de la tabla 4.4 del documento DB-SE-F (Ministerio de Fomento, 2019), y para obtener el módulo de elasticidad se usó la relación  $650f'_m$ . Las propiedades de la mampostería están indicadas en la Tabla 5-22, y en la Figura 5-48 se muestran las curvas constitutivas obtenidas aplicando el criterio de (Kaushik, *et al.* 2007), así

como aplicando los criterios y la formulación definidos en el Eurocódigo-6 (EC-6, 2011). Como puede observarse, si bien ambas curvas obtienen el mismo valor para  $f_m$ , la curva propuesta por (Kaushik *et al.* 2007) define una rama descendente que se prolonga hasta un valor residual de la tensión, mientras que la curva obtenida utilizando el Eurocódigo se interrumpe a partir de una deformación unitaria de 0.0035. Para el estudio de este edificio se tomará como referencia la curva tensión-deformación definida en el Eurocódigo-6 (EC-6, 1996).

Tabla 5-22: Edificio OMEGA (Barcelona). Características de la mampostería

| <b>Caso</b> | <b><math>f_b</math> (Mpa)</b> | <b><math>f_j</math> (Mpa)</b> | <b><math>E_m</math> (Mpa)</b> |
|-------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| MAMP        | 10                            | 5                             | 1558.5                        |

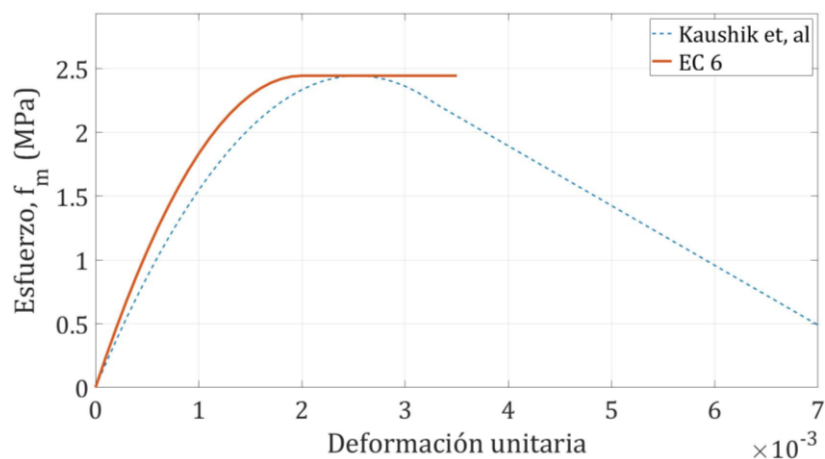


Figura 5-48: Edificio OMEGA (Barcelona). Curvas constitutivas para la mampostería, a partir de Eurocódigo-6 (EC-6, 2011) y (Kaushik *et al.* 2007)

En el modelo numérico generado, los tres niveles inferiores están atados a un elemento tipo shell que representa el muro de contención semi-perimetral, el mismo que condiciona el comportamiento de la estructura debido a que confina los tres pisos inferiores. Los elementos usados para la modelación numérica del edificio OMEGA son de tipo frame para vigas y columnas, de tipo shell waffle para las losas, y los cerramientos fueron modelados mediante un elemento membranaral no lineal, que ha sido colocado en las franjas en las que los cerramientos no tienen aberturas. Para este trabajo de tesis se generaron dos modelos numéricos para el edificio OMEGA, un modelo sin cerramientos (modelo OBF) y un modelo que incluye todos

los cerramientos (modelo OMNR). La Figura 5-49 presenta un renderizado de los dos modelos numéricos generados para el edificio OMEGA.

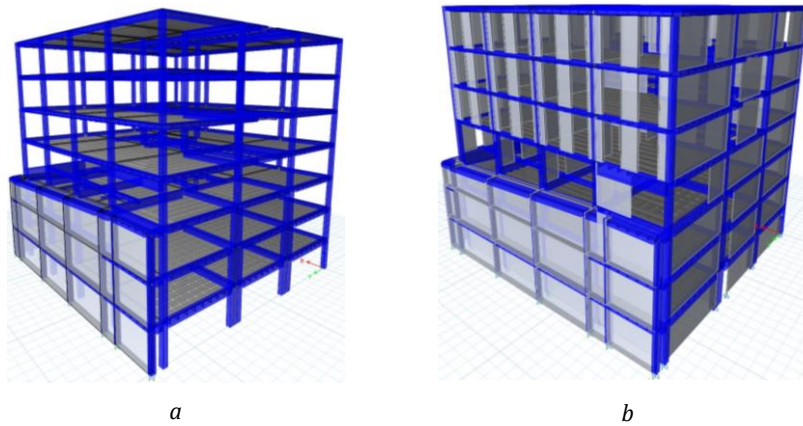


Figura 5-49: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelos numéricos generados, a) OBF sin cerramientos, b) OMNR con cerramientos

Es importante mencionar que los modelos numéricos generados para este caso tienen la carga de las paredes distribuida sobre la losa, por lo que, en el caso del modelo OMNR, los elementos que representan a los paneles de mampostería no se modelan con peso.

#### 5.4.3 Edificio OMEGA. Análisis modal y capacidad

En la Figura 5-50 se muestran las curvas de capacidad para el modelo numérico OBF. Este modelo incluye la estructura del edificio pero sin incluir los cerramientos. Por tanto, los cerramientos no participan en la matriz de rigidez global del sistema, aunque sí que se ha considerado su peso como acción permanente. En las curvas se puede reconocer que un eje principal es más rígido que el otro debido a que en su plano de movimiento se encuentra el espacio entre las losas de los pisos superiores que permite una mayor deformación para esta dirección (Figura 5-45 a y b). Para ambas direcciones se puede apreciar que, en las curvas de capacidad, el cortante basal alcanza un máximo cercano a 6400 kN, y se produce una posterior y abrupta caída del cortante que delata fragilidad en el mecanismo último de fallo estructural.

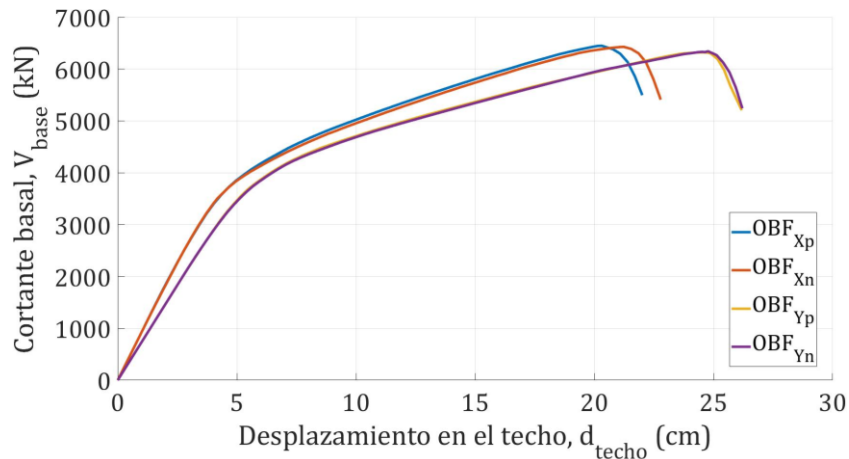


Figura 5-50: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelo OBF (sin cerramientos). Curvas de capacidad

Los periodos para los tres primeros modos de vibración, obtenidos mediante el análisis modal, se presentan en la Tabla 5-23. Como se puede ver, la participación de masa es muy baja en todos ellos debido a que el muro perimetral confina los tres primeros niveles y no permite que el 100 % de la masa se mueva libremente.

Tabla 5-23: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelo OBF (sin cerramientos). Periodos y porcentaje de masa movilizada en cada modo de vibración

| <b>Modo</b> | <b>Periodo, T(s)</b> | <b>% Masa</b> | <b>Eje</b> |
|-------------|----------------------|---------------|------------|
| Modo 1      | 0.759                | 25            | Z          |
| Modo 2      | 0.686                | 30            | Y          |
| Modo 3      | 0.656                | 32            | X          |

La Tabla 5-24 muestra la distribución de pesos según cada nivel, en donde se puede comprobar que los pisos superiores a la planta baja (PB), o dicho de otro modo, los pisos no confinados, representan aproximadamente el 39.5% del peso total que es de 34743.34 kN, lo cual es coherente con el porcentaje de masa movilizada indicado en la Tabla 5-23.

Tabla 5-24: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelo OBF (sin cerramientos). Distribución de pesos por niveles

| <b>Piso</b> | <b>Peso (kN)</b> | <b>%</b> |
|-------------|------------------|----------|
| Terraza     | 2730.04          | 7.9      |
| P3          | 3516.94          | 10.1     |
| P2          | 3561.49          | 10.3     |
| P1          | 3886.31          | 11.2     |
| PB          | 6307.17          | 18.2     |
| Sot1        | 7115.15          | 20.5     |
| Sot2        | 7626.00          | 21.9     |

#### 5.4.4 Análisis modal experimental. Resultados de interferometría RAR

Para el análisis de los datos de interferometría, y en base a la discusión anterior, se utilizará una versión simplificada de los modelos numéricos del edificio y que denominaremos OBFs (sin cerramientos simplificado) y OMNRs (con cerramientos simplificado). En la Figura 5-51 se presentan estos modelos.

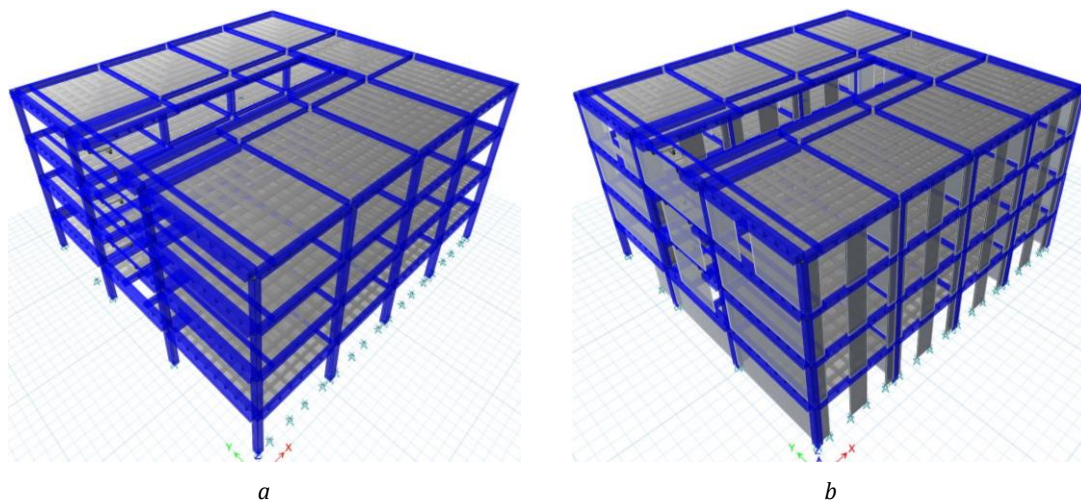


Figura 5-51: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelos simplificados a) OBFs (sin cerramientos), b) OMNRs (con cerramientos)

Los resultados modales (períodos) obtenidos mediante el monitoreo interferométrico RAR, y los obtenidos mediante análisis modal realizado con cada uno de los modelos presentados (OBFs y OMNRs) se muestran en la Tabla 5-25. En

este caso, y debido a que durante la campaña de mediciones RAR fue posible adquirir lecturas del movimiento del edificio desde diferentes orientaciones, fue posible determinar, experimentalmente, los períodos correspondientes a tres modos de vibración del edificio.

Tabla 5-25: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelos OBFs (simplificado y sin cerramientos) y OMNRs (simplificado y con cerramientos). Períodos registrados por la técnica RAR, y por análisis modal sobre los modelos numéricos

| <b>Modo</b> | <b><math>T_{RAR}, T(s)</math></b> | <b>Eje</b> | <b>OBFs</b> | <b>Eje</b> | <b>OMAMPs</b> | <b>Eje</b> |
|-------------|-----------------------------------|------------|-------------|------------|---------------|------------|
| Modo 1      | 0.367                             | X          | 0.665       | Z          | 0.366         | X          |
| Modo 2      | 0.352                             | Y          | 0.626       | Y          | 0.342         | Y          |
| Modo 3      | 0.256                             | Z          | 0.572       | X          | 0.256         | Z          |

A continuación se llevará a cabo el análisis por desempeño y fragilidad. La Figura 5-52 presenta las curvas de capacidad de los modelos simplificados, OBFs y OMNRs, según la orientación del eje eje XP. Un análisis más completo de la estructura de este edificio será presentado en el capítulo 6.

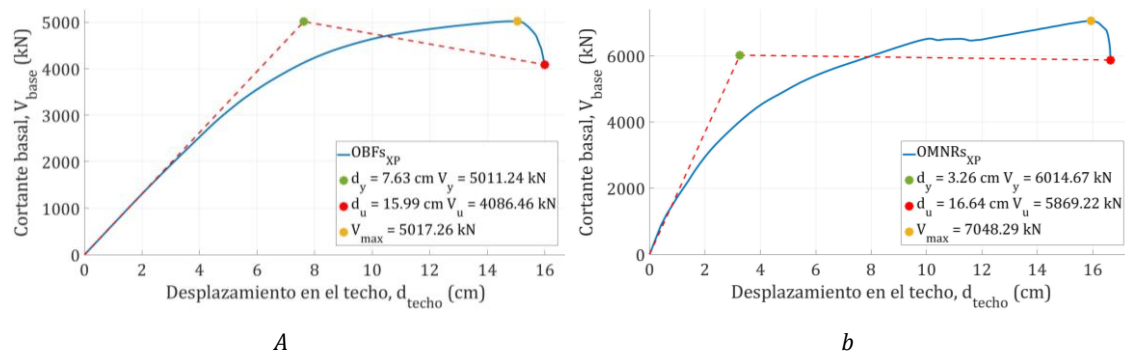


Figura 5-52: Edificio OMEGA (Barcelona). Curvas de capacidad, a) modelo OBFs (simplificado y sin cerramientos), b) modelo OMNRs (simplificado y con cerramientos)

Las características más importantes de las curvas de capacidad se resumen en la Tabla 5-26.



Tabla 5-26: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelos OBFs (simplificado y sin cerramientos) y OMNRs (simplificado y con cerramientos). Características principales de la curva y espectro de capacidad

|                   | <b>OBFs</b>                        |                                   | <b>OMNRs</b>                       |                                   |
|-------------------|------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
|                   | <b><math>d_{techo}</math> (cm)</b> | <b><math>V_{base}</math> (kN)</b> | <b><math>d_{techo}</math> (cm)</b> | <b><math>V_{base}</math> (kN)</b> |
| Punto de fluencia | 7.63                               | 5011.24                           | 3.26                               | 6014.67                           |
| Valor máximo      | 15.04                              | 5017.26                           | 9.56                               | 7048.29                           |
| Punto último      | 15.99                              | 4086.46                           | 12.69                              | 5869.22                           |

Con cada una de las señales escogidas para ser usadas con el edificio Omega, y particularmente con su variantes OBFs, las mismas que se escogieron en función del espectro determinista de Irizarry como espectro objetivo, se ha obtenido el punto de desempeño utilizando el procedimiento indicado en FEMA-440 (FEMA440/ATC-55, 2005) y ATC-40 (ATC-40, 1996). El resultado se presenta en la Figura 5-53.

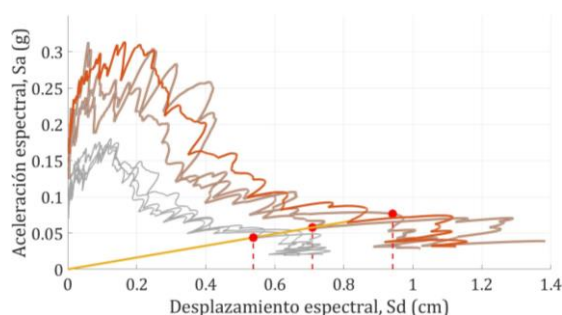


Figura 5-53: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelo OBFs (simplificado y sin cerramientos). Cálculo del punto de desempeño para los tres acelerogramas seleccionados

Como puede observarse, el desplazamiento en el techo producido por la demanda asumida para cada aceleración es muy bajo. La razón fundamental de esto radica en el escenario escogido para el análisis, el cual corresponde a un estudio particular que define un espectro para la ciudad de Barcelona. En éste, el valor de la aceleración para valores de periodo correspondientes al modelo OBFs, y, en general al de la edificación completa como se verá en el capítulo 6, se encuentran en una zona del espectro donde las aceleraciones esperadas son también muy bajas. En conclusión, según este análisis la estructura del edificio OMEGA no sufriría daños significativos ante un potencial evento que se ajustara a las características de los espectros escogidos.

### 5.4.5 Análisis dinámico

Se ha realizado un análisis dinámico sobre el modelo de edificio OBF (sin cerramientos) y utilizando el primer acelerograma descrito en la sección 2.6.2. Las historias temporales de respuesta en desplazamientos en el techo sobre cada eje principal del edificio se presentan en la Figura 5-54, mientras que la Figura 5-55 (a) muestra la historia temporal del cortante basal, y la Figura 5-55 (b) el perfil lateral de deriva de entrepiso, expresada como desplazamiento relativo entre niveles, sin dividirla por la altura. Como se puede ver, todo el desplazamiento está concentrado en los niveles superiores, mientras que los pisos soterrados, y confinados con el muro, no presentan mayores deformaciones.

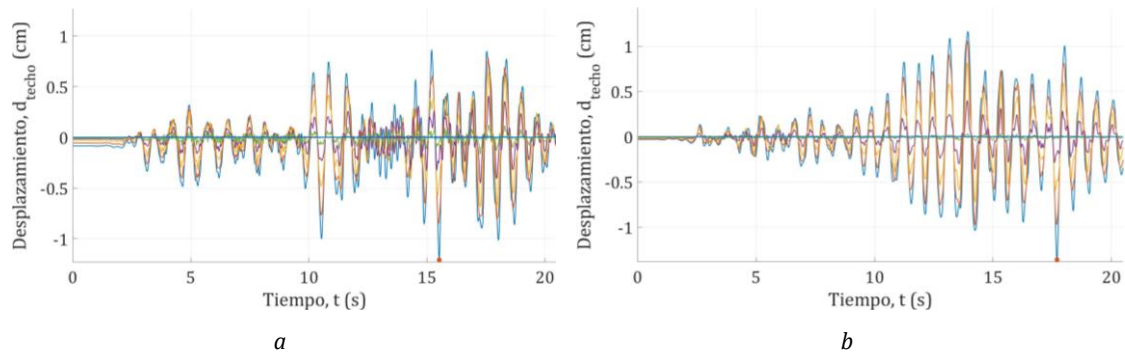


Figura 5-54: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelo OBF (sin cerramientos). Historia de desplazamientos en el techo para a) eje X, b) eje Y

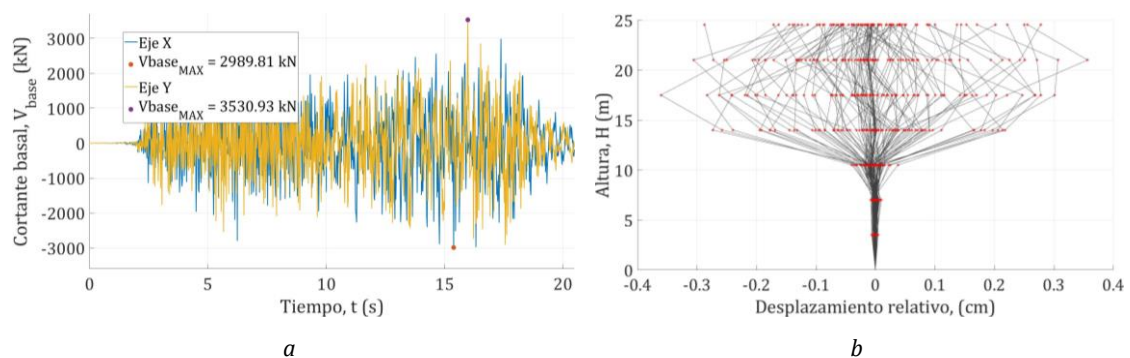


Figura 5-55: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelo OBF (sin cerramientos). a) historia del cortante basal para ambos ejes principales del edificio, b) desplazamiento relativo entre pisos calculados sobre la dirección Y

Así también, se llevó a cabo un análisis dinámico con el modelo OBFs (simplificado y sin cerramientos). En este caso se utilizaron los tres acelerogramas descritos en la

sección 2.6.2 y que denominaremos AC01, AC02 y AC03. Los valores extremos de los desplazamientos en el techo marcados en rojo sobre la Figura 5-56, a y b, se detallan en la Tabla 5-27.

Tabla 5-27: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelos OBFs (simplificado y sin cerramientos). Valores máximos obtenidos en el análisis dinámico

| Dirección | $V_{baseMAX}$ (kN) |      |      | $d_{roofMAX}$ (cm) |      |      |
|-----------|--------------------|------|------|--------------------|------|------|
|           | AC01               | AC02 | AC03 | AC01               | AC02 | AC03 |
| Eje X     | 1225               | 992  | 899  | 1.4                | 1.37 | 1.29 |
| Eje Y     | 1200               | 1170 | 995  | 1.48               | 1.49 | 1.49 |

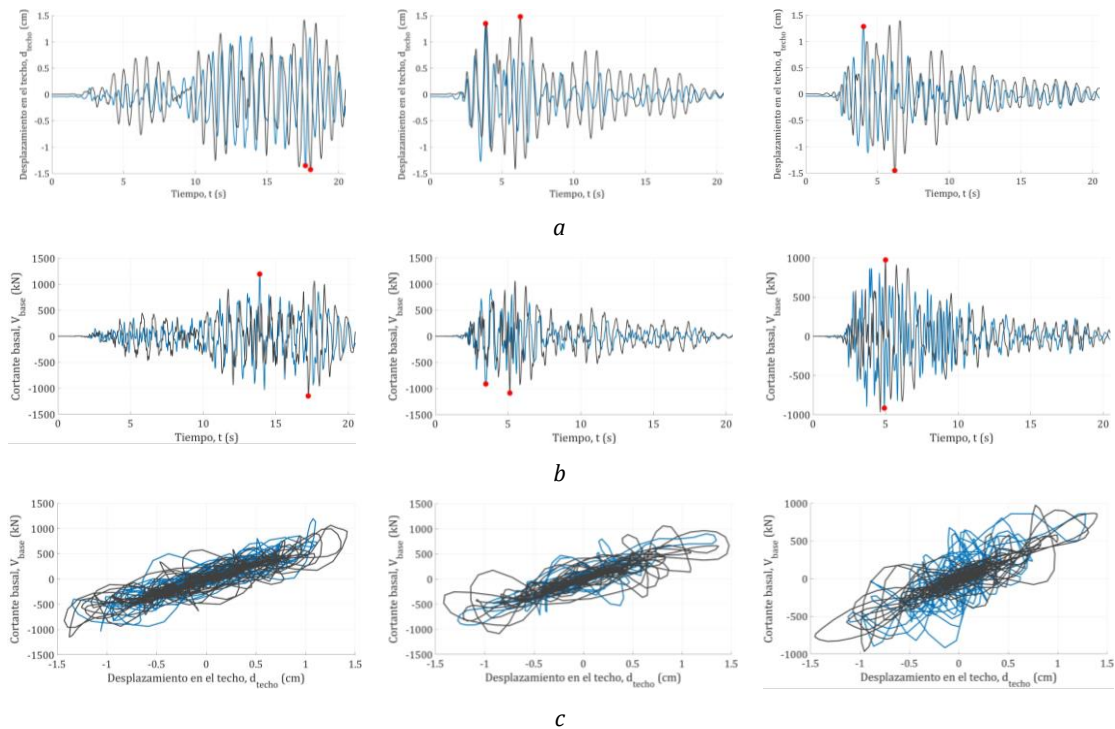


Figura 5-56: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelos OBFs (simplificado y sin cerramientos). Análisis dinámico para los acelerogramas AC01 AC02 y AC03. Esta gráfica contiene para ambos ejes X (azul) Y (negro) a) Historia de desplazamientos en el techo, b) Historia del cortante basal, c) Diagramas de fuerza-desplazamiento en el techo

Como se puede apreciar, existe una buena correspondencia entre los desplazamientos máximos en el techo obtenidos utilizando el modelo OBF y el modelo OBFs. La Figura 5-57 presenta el perfil lateral de desplazamientos relativos

para los tres acelerogramas utilizados, según ambos ejes. El color negro corresponde al acelerograma AC01, el amarillo a AC02 y el celeste a AC03.

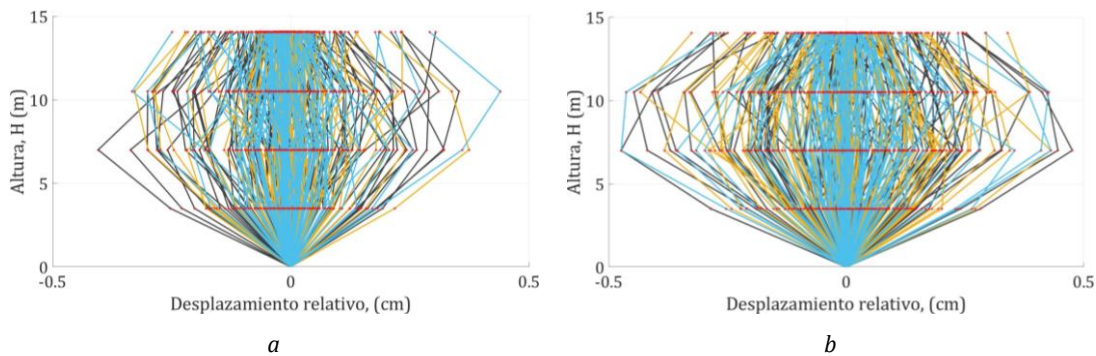


Figura 5-57: Edificio OMEGA (Barcelona). Modelos OBF (sin cerramientos) y OBFs (simplificado y sin cerramientos). Análisis dinámico para los acelerogramas AC01 AC02 y AC03. Perfil lateral de desplazamientos relativos a) eje X, b) eje Y

## 5.5 Resumen y conclusiones

En este capítulo se han presentado tres edificaciones de hormigón armado con mampostería no reforzada, representativas de la tipología estructural en España para ser analizadas mediante el método del espectro de capacidad y el análisis dinámico para estimar su nivel de vulnerabilidad. Dos de ellas fueron seriamente afectadas por el terremoto de Lorca del 2011 y la tercera está emplazada en el Campus Nord de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) en Barcelona. En todas ellas se conocen sus periodos de vibración experimentales debido a la aplicación de una técnica RAR que permitió determinar estos parámetros en condiciones post terremoto, en el caso de los edificios de Lorca, y en condiciones de servicio en el caso del edificio de Barcelona.

Los edificios de Lorca muestran serias patologías sismorresistentes debido a que no fueron diseñados con esas consideraciones, en el análisis se ha detectado que las cuantías de acero en muchos casos son deficientes y no cumplen ni los requisitos mínimos de los códigos actuales. Adicionalmente se ha verificado la aportación que tienen las paredes a la rigidez inicial del sistema estructural.

El edificio San Fernando, según el informe de daños, presenta un daño generalizado en las cabezas y pies de columnas ubicadas sobre el primer nivel, que es diáfano. Esta situación ha podido ser verificada en el análisis numérico. Así mismo, tanto el análisis de fragilidad, como el de estimación de daño, sugieren escenarios muy graves, lo cual coincide con lo ocurrido. Debido a que la primera planta es diáfana, se produce un piso blando y es éste el que absorbe la mayor parte de la deformación.

El edificio La Viña presenta una deficiencia generalizada del refuerzo en sus elementos estructurales. El análisis llevado a cabo en este trabajo revela que su estructura no fue lo suficiente rígida y que, en la rigidez global, el aporte de las paredes es muy importante, ayudando a la estructura a resistir fuerzas elevadas. Sin embargo, al ser estos elementos que pierden rigidez y disipan energía muy rápidamente, la capacidad global del edificio es muy reducida y el nivel de daño esperado para el evento sísmico considerado es muy elevado. Al tener este edificio una primera planta más alta que las demás, se genera un piso blando que absorbe la mayor parte de la deformación, como se puede ver en el perfil de deformaciones.

El edificio de Barcelona está diseñado según las disposiciones de la norma NCSE-02. Para su modelación se ha determinado que, si bien el edificio tiene 7 niveles, 3 de ellos están soterrados y apoyados en un muro semiperimetral, por tanto, la longitud libre del edificio se corresponde con los 4 pisos superiores. Así también, según el análisis modal del edificio completo, la masa que se moviliza en el primer modo se corresponde con la masa de estos 4 pisos, con estas consideraciones se decidió simplificar el modelo y considerar sólo los 4 pisos superiores, y con este modelo simplificado se determinaron las curvas de capacidad y se llevaron a cabo los análisis dinámicos para la determinación de la respuesta de la estructura encontrando que el daño esperado para esta edificación, según el evento escogido para su análisis, no sufriría daños significativos ante un evento de esas características. El análisis dinámico de esta edificación muestra también que los pisos inferiores tienen muy poca participación en la respuesta global, y que son los superiores los que tendrán mayores desplazamientos en el caso de un evento como el escogido.

## **6. Índice de daño**

La integración de la acción sísmica y de la respuesta estructural es la base de las diversas técnicas de generación de escenarios sísmicos a escala regional. Estas técnicas, históricamente, han evolucionado desde una aproximación simplificada, en la que la acción sísmica se define en términos de intensidad y los edificios se representan agrupados en tipologías a las que se les supone una capacidad común, hasta metodologías más avanzadas en las que los espectros sísmicos y los acelerogramas representan la acción sísmica y la capacidad de las estructuras se calcula en base a herramientas de modelización numérica avanzada. Actualmente, las líneas de investigación dedicadas a la generación de escenarios sísmicos se orientan hacia la consideración probabilista, tanto de la acción sísmica como de la capacidad estructural.

Denominaremos “metodologías de primer nivel” a aquellos métodos que consideran la acción sísmica en términos de intensidad y los edificios agrupados en tipologías constructivas, clases de vulnerabilidad e índices de vulnerabilidad y utilizan matrices y funciones de daño empíricas, basadas en estudios de escenarios sísmicos reales y en opiniones expertas. Las metodologías propuestas en Hazus’99 (FEMA/NIBS, 2002, 2019, 2020) y en el proyecto Risk-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003; Lantada *et al*, 2010; Lantada *et al*, 2018; Barbat *et al*, 2010; Irizarry *et al*, 2011; Gonzalez-Drigo *et al*, 2015; Avila-Haro *et al*, 2013) son las propuestas más recientes de este tipo de metodologías.

En este trabajo se adopta una metodología avanzada que requiere el análisis de la capacidad, fragilidad y daño de los edificios considerados como unidades individuales y no agrupados en tipologías. El objetivo es desarrollar herramientas de cálculo que permitan evaluar el daño y los costes de reparación de edificios específicos a partir de una modelización numérica específica calibrada con medidas de monitoreo RAR. El método se fundamenta en el binomio capacidad–demanda y en un monitoreo rápido y a distancia de cada edificio específico a evaluar. Para los edificios La Viña y San Fernando, ambos localizados en Lorca, la demanda viene definida por los espectros de respuesta elástica de la norma sísmica (NCSE-02, 2009) y por los acelerogramas y los espectros del sismo, Mw 5.1, registrado el 11 de mayo de 2011 en Lorca (Murcia, España). Para el edificio Omega, situado en Barcelona, se ha optado por definir la demanda mediante el espectro de respuesta elástica determinista propuesto por (Irizarry, 2004) complementado por un grupo de acelerogramas compatibles. En todos los casos se evalúa el desempeño estructural utilizando el método del espectro de capacidad (MEC), el análisis dinámico no lineal (ADNL) y el análisis dinámico incremental (IDA). Los resultados de las campañas de monitoreo por radar interferométrico (RAR) se han utilizado para calibrar los modelos numéricos de los edificios. La medición rápida y remota, utilizando un equipo RAR, de los cambios en los períodos fundamentales de edificios dañados, permite realizar una estimación del daño estructural para edificios específicos (Vidal *et al*, 2014; Alva *et al*, 2020; Alva 2021; Gonzalez-Drigo *et al*, 2019), aunque es necesario recordar que no todos los cambios en los períodos fundamentales son consecuencia del daño estructural.

Los estados de daño considerados serán los propuestos como estándar para el análisis avanzado del riesgo sísmico dentro del programa Hazus'99 (FEMA/NIBS, 2002, 2019, 2020) y del proyecto Risk-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003; Lantada *et al*, 2010; Lantada *et al*, 2018; Barbat *et al*, 2010; Irizarry *et al*, 2011; Gonzalez-Drigo *et al*, 2015; Avila-Haro *et al*, 2013). En este contexto se generan las curvas de fragilidad y daño medio basadas en la propuesta del proyecto Risk-UE para los edificios estudiados y se aplican el MEC y el ADNL para obtener las matrices de probabilidad de daño de dichos edificios.

A partir de las matrices de probabilidad de daño se obtienen las curvas de índice de daño medio de los edificios. En este capítulo se propone el cálculo de la curva de índice de daño a partir de un método semi-empírico, práctico y basado en los resultados parciales del cálculo de la curva de capacidad obtenida utilizando un software comercial de cálculo estructural. En nuestro caso se han utilizado los códigos SAP2000 y ETABS (CSI, 2018 a y b). Para evaluar la confiabilidad del índice propuesto, se discuten y comparan sus curvas asociadas con aquellas obtenidas evaluando el índice de daño medio normalizado.

El índice de daño cierra el análisis de fragilidad y sintetiza el estado de salud estructural de una edificación. Este estado, dependiente de una cierta variable de control, está representado por un valor numérico comprendido entre 0 y 1, donde 0 representa la ausencia de daño y 1 el daño completo. En este estudio, la variable de control considerada será el desplazamiento. El índice de daño es utilizado para determinar la viabilidad de la reparación frente a la demolición en edificaciones dañadas por sismo. En general se admite que para valores del índice de daño  $DI \leq 0.4$  el daño estructural se considera reparable. En estudios recientes (Cosenza *et al*, 1993; Cosenza & Manfredi, 2000) se propone que el límite de reparabilidad se sitúe en índices de daño  $DI \leq 0.5$  y que, para valores superiores, el daño estructural puede considerarse irreparable.

En el presente capítulo se hará uso de la valiosa información entregada por los programas SAP2000 y ETABS para, mediante un post procesado de datos utilizando el software MATLAB (The MathWorks, 2022), definir un procedimiento que permita



estimar un índice de daño sin la necesidad de entrar en el análisis de fragilidad para definir el índice global basado en una probabilidad de excedencia. La estimación de este parámetro está basada en la definición de la curva de rótula plástica presentada por el programa.

La propuesta de este nuevo índice conduce a una metodología simplificada que permite obtener un criterio rápido de vulnerabilidad, sin tener que realizar todos los cálculos que requiere el análisis de fragilidad. Se trata de recuperar resultados parciales almacenados por el software de cálculo estructural en cada iteración del cálculo de la curva de capacidad (*pushover*). De este modo, no se trata de obviar cálculos sino de procesar adecuadamente aquellos que realiza y almacena el software de cálculo estructural.

## 6.1 El índice de daño medio

En este trabajo se propone un nuevo y original índice de daño estructural, cuya definición y cálculo serán presentados en la sección 6.2, y que será comparado con el índice de daño medio normalizado, cuyo cálculo se expone en esta sección.

Para introducir el índice de daño medio (Kappos, 1997), es necesario recurrir a las curvas de fragilidad, a partir de las cuales se pueden calcular las matrices de probabilidad de daño. Estas matrices expresan las probabilidades esperadas de ocurrencia de cada estado de daño. Con estas matrices es posible estimar el estado de daño medio esperado en función de la medida de intensidad sísmica. Este estado de daño medio representa el estado de daño más probable de la estructura.

Las matrices de probabilidad de daño,  $P[DS_k]$  se calculan a partir de las expresiones

6-1:

$$P[DS_k] = \begin{cases} 1 - P[d \geq DS_k | Sd], & k = 0 \\ P[d \geq DS_k | Sd] - P[d \geq DS_{k+1} | Sd], & k \in \{1,2,3\} \\ P[d \geq DS_k | Sd], & k = 4 \end{cases} \quad 6-1$$

El estado de daño medio,  $DS_m$ , se evalúa mediante la expresión 6-2:

$$DS_m = \sum_{k=1}^n k P[DS_k] \quad 6-2$$

donde  $k$  toma los valores no nulos  $\{1,2,3,4\}$  y que representan los  $k$  estados de daño no-nulo considerados. A partir de  $DS_m$  se puede estimar un estado de daño medio normalizado,  $DI_{mean}$  que toma valores entre 0 y 1 aplicando la siguiente normalización 6-3:

$$DI_{mean} = \frac{1}{N} DS_m \quad 6-3$$

Donde  $N$  es el número de estados de daño no-nulo. A partir del cálculo del índice de daño medio normalizado es posible generar una curva que define el valor del daño global esperado en función del parámetro de intensidad sísmica. Se suele considerar el desplazamiento espectral como variable de intensidad.

## 6.2 Nuevo índice de daño estructural

En este trabajo de tesis se propone un nuevo índice de daño estructural basado en la degradación de la resistencia mecánica de los elementos estructurales individuales que componen el sistema estructural cuando éste es sometido a un análisis pushover. El índice se calcula sumando el daño acumulado por cada rótula plástica asociada a los elementos estructurales (columnas y vigas) en su evolución asociada a cada incremento de desplazamiento del nodo de control durante el análisis pushover. Esto es posible porque los modelos numéricos compilados con software comercial avanzado, como son SAP2000 y ETABS (CSI, 2018 a y b), generan una base de datos interna y accesible en la que se detallan las rótulas plásticas y su nivel de desempeño para cada incremento del análisis pushover. En consecuencia, el daño estructural se puede evaluar, para cada incremento de la variable de control, desde el estado de daño nulo hasta el estado de daño completo.

En este cálculo, los elementos no estructurales participan en la respuesta estructural mediante modelos de comportamiento elasto-plástico adecuados y, de este modo, su influencia es tomada en cuenta en la rigidez y resistencia mecánica del sistema. No obstante, los elementos no estructurales no contribuyen, de forma directa, en la evaluación del nuevo índice de daño dado que no se computan rótulas asociadas a los mismos. Se podría pensar que los elementos no estructurales no contribuyen en el cálculo del nuevo índice de daño, pero ello no es así. En realidad, los elementos no estructurales contribuyen indirectamente al cálculo del nuevo índice de daño. Esto es así dado que contribuyen a la rigidez y resistencia del sistema y a la degradación de las mismas en cada incremento del análisis pushover. Cuando los elementos no estructurales no se incluyen en el modelo numérico, el sistema se vuelve más flexible y dúctil de modo que las rótulas de los elementos estructurales aparecen y se desarrollan, aunque lo hacen en pasos o incrementos asociados a valores más grandes de la variable de control.

De este modo, los elementos no estructurales condicionan la estimación y evolución del índice de daño propuesto, aunque únicamente las rótulas de los elementos estructurales se computan, de forma directa, en el cálculo del nuevo índice de daño. Una ventaja de esta propuesta es que el cálculo del nuevo índice requiere de un análisis pushover que, en cualquier caso, siempre es computacionalmente más económico y rápido que un análisis dinámico.

### **6.2.1 Contribución de las rótulas plásticas**

El programa SAP2000 incorpora, para los elementos estructurales, la definición de rótulas plásticas basadas en un diagrama fuerza-desplazamiento caracterizado a partir de 8 puntos de control cuyo detalle puede apreciarse en la Figura 6-1.

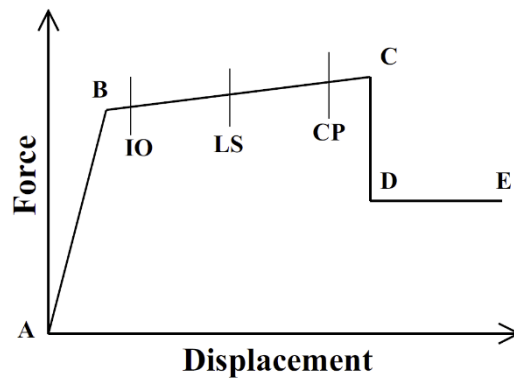


Figura 6-1: Modelo de rótula plástica incorporado en SAP2000 (fuente: CSI, 2016a)

Los puntos de la curva indicados como A, B, IO, LS, CP, C, D y E se definen a partir de los umbrales de los estados de daño descritos en el documento FEMA356 (FEMA, 2000):

- A: Punto de inicio de la curva.
- B: Representa el punto de fluencia.
- IO: Estado límite de servicio de ocupación inmediata.
- LS: Límite de servicio de seguridad de vida.
- CP: Límite de servicio de prevención de colapso
- C: Punto de capacidad última.
- D: Fuerza residual
- E: Falla completa

Para cada paso del pushover, el programa guarda la información del desplazamiento y del nivel de evolución de las rótulas en términos globales y de elemento. En términos globales, el programa es capaz de mostrar el número de rótulas generadas en todo el modelo, y en términos de elemento es capaz de describir el grado de plastificación de las rótulas propias del elemento, es decir, se detalla en que parte de la curva de la Figura 6-1 se encuentra cada uno de los elementos que forman el modelo estructural. El índice propuesto sólo hace uso de esta información y, definiendo previamente el desplazamiento último mediante algún criterio válido previo a la determinación del punto de desempeño, es posible estimar un índice de

daño práctico, simple de obtener y sobre todo rápido de evaluar. El procedimiento será discutido a continuación.

## 6.2.2 Metodología

La evolución de las rótulas plásticas del conjunto de elementos del sistema estructural sometido a un análisis pushover, se recogen en un fichero de salida del software de cálculo SAP2000 (CSI, 2018a). Este fichero, una vez exportados en formato de hoja de cálculo, tiene la forma mostrada en la Figura 6-2. Sobre los valores recogidos en este fichero, se procede a definir el nuevo índice de daño estructural.

| A                                     | B        | C            | D         | E        | F        | G        | H        | I        | J        | K        | L        | M        |
|---------------------------------------|----------|--------------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| <b>TABLE: Pushover Capacity Curve</b> |          |              |           |          |          |          |          |          |          |          |          |          |
| LoadCase                              | Step     | Displacement | BaseForce | AtoB     | BtoO     | IOtoLS   | LStoCP   | CPtoC    | CtoD     | DtoE     | BeyondE  | Total    |
| Text                                  | Unitless | cm           | KN        | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| PUCH                                  | 0        | 0.017677     | 0         | 859      | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 859      |
| PUCH                                  | 1        | 0.057677     | 189.132   | 859      | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 0        | 859      |

Figura 6-2: Cabecera de los ficheros de salida de SAP2000 exportados en hoja de cálculo

Como puede observarse, entre las columnas E y L, el programa indica el número de rótulas asociadas a cada nivel de daño descrito sobre la curva constitutiva fuerza – desplazamiento de la Figura 6-1. El procedimiento consiste en establecer un factor de ponderación para cada tramo comprendido entre dos puntos de control consecutivos, y determinar el número de rótulas asociadas a ese tramo. Los factores asignados a cada uno se detallan en la Tabla 6-1 y varían de 0 a 4 de acuerdo a los niveles de desempeño establecidos en el FEMA-356 (FEMA, 2000) para rótulas plásticas correspondientes a elementos construidos en hormigón armado. El coeficiente 0 está asignado a cualquier rótula plástica cuyo desplazamiento se encuentre comprendido en el tramo AB. Este tramo incluye estados con nivel de daño nulo. Pasado el punto de fluencia, y antes del punto de ocupación inmediata, el peso es 1 y corresponde a estados con nivel de daño leve. Para el tramo entre IO y LS, el peso es 2 y corresponde a estados de daño moderado; pasado este tramo, y antes del punto C, que representa el punto de capacidad última, el peso es 3 y corresponde a estados de daño severo. Para todos los tramos superiores al punto

de capacidad última, el peso es 4 puesto que, superado dicho punto, todos los tramos posteriores corresponden a estados de colapso puesto que los elementos ya no son capaces de soportar acciones de ningún tipo. En estas condiciones, este último nivel de daño define el daño completo.

Tabla 6-1: Tabla de factores de ponderación del índice de daño propuesto para rótulas plásticas de elementos de hormigón armado

| <b>Tramo</b>   | <b>Estado<br/>(<math>d_i</math>)</b> | <b>Ponderación<br/>(<math>k_i</math>)</b> |
|----------------|--------------------------------------|---|
| A – B          | $d_1$                                | 0   |
| B – IO         | $d_2$                                | 1   |
| IO – LS        | $d_3$                                | 2   |
| LS – CP        | $d_4$                                | 3   |
| CP en adelante | $d_5$                                | 4   |

El índice propuesto, evaluado en cada instante o paso de avance sobre la curva de capacidad, está normalizado al nivel de daño máximo obtenido en el punto de capacidad última, y está definido mediante la expresión 6-4:

$$ID_j = \frac{\sum_{i=1}^n d_{ij} \cdot k_{ij}}{d_u} \quad 6-4$$

En donde:

$ID_j$ : Índice de daño en el paso  $j$ .

$d_{ij}$ : Estado de daño  $i$  en el paso  $j$ .

$k_{ij}$ : Peso del estado de daño  $i$  en el instante  $j$ .

$d_u$ : Nivel de daño en el punto de capacidad última.

Como puede apreciarse, este índice reconoce 5 estados de daño, un estado de daño nulo y 4 estados de daño no-nulo. A continuación, se presenta el cálculo del índice de daño para los edificios modelados.

### 6.3 Nuevo índice de daño y calibración con el modelo paramétrico

Recientemente, diversos autores han investigado el daño estructural analizando la evolución de la curva y del espectro de capacidad. De este modo (Vargas-Alzate, 2013) y (Barbat *et al.* 2016) focalizan el estudio en la primera derivada de la curva o espectro de capacidad. (Pujades *et al.* 2015) proponen un nuevo indicador de daño basado en la degradación de la rigidez y en la energía disipada por la estructura durante el desarrollo de su curva de capacidad. Además, el índice de daño propuesto por (Park & Ang, 1985), cuya determinación requiere del análisis dinámico incremental, se utiliza para calibrar el indicador de daño propuesto en (Pujades *et al.* 2015). Estos enfoques han sido aplicados, también con éxito, a edificios de mampostería reforzada de bloques de hormigón (Hidalgo-Leiva 2017, Hidalgo-Leiva *et al.* 2018) y a estructuras metálicas típicas de la ciudad de México (Díaz-Alvarado, 2017, Díaz-Alvarado *et al.* 2018).

En este trabajo de tesis se propone utilizar el modelo paramétrico propuesto por (Pujades *et al.* 2015) para calibrar el nuevo índice de daño propuesto y al que denominaremos índice-SAP. Esta denominación se justifica porque el índice utiliza resultados calculados, y recogidos en tablas, por el programa de cálculo estructural SAP2000 (CSI, 2018a). Dichas tablas recogen y cuantifican la evolución del daño en las rótulas de la estructura durante el desarrollo de la curva de capacidad.

En esta sección utilizaremos la curva de capacidad del edificio de San Fernando (Lorca, Murcia) para aplicar la metodología del modelo paramétrico. En el capítulo 5 puede consultarse la descripción estructural y arquitectónica del edificio. La Figura 6-3 muestra la curva de capacidad del edificio San Fernando y su representación bilineal. Asimismo, en la misma Figura se identifican dos posibilidades para definir el punto de desempeño último del edificio que nos permiten, a su vez, identificar dos casos o curvas de capacidad diferentes: i) Caso 1 con  $d_u=6.62\text{cm}$  y  $V_u=1786.15\text{kN}$ ; ii) Caso 2 con  $d_u=4.63\text{cm}$  y  $V_u=1924\text{kN}$ . En consecuencia, en esta sección se aplicará el modelo paramétrico y se realizará la discusión del daño tomando en consideración estas dos posibles interpretaciones para definir el punto de desempeño último.

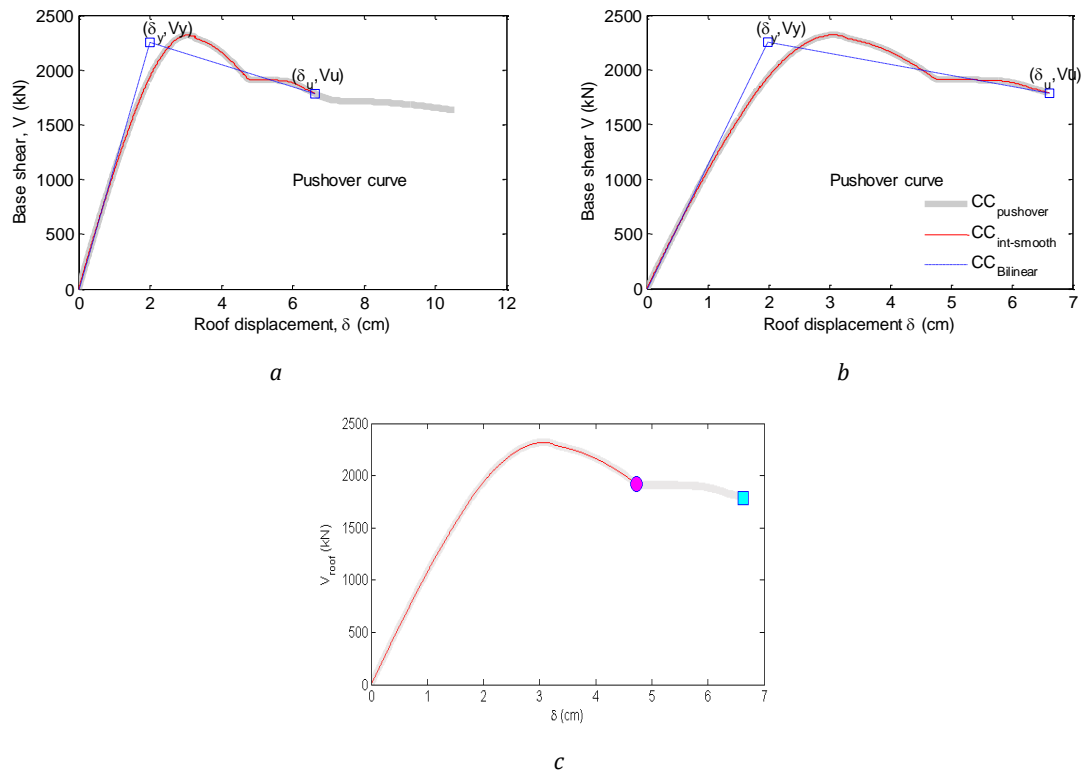
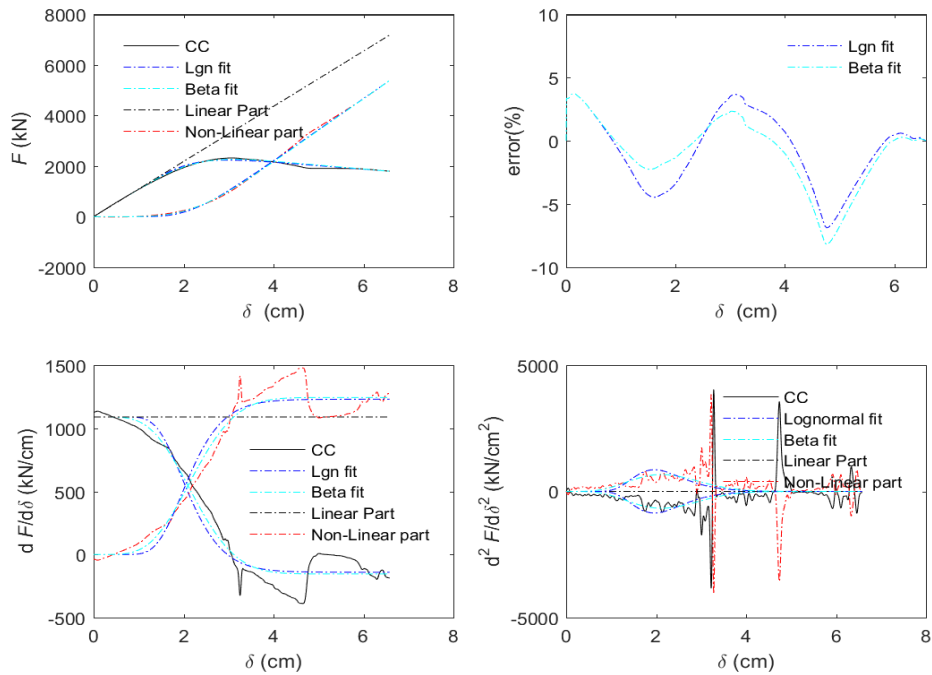


Figura 6-3: Edificio San Fernando. Curvas de capacidad. a) Curva de capacidad original sin tratar. Se identifica el punto de desempeño último; b) Curva de capacidad procesada. Suavizado de la curva (en rojo) y representación bilineal (curva discontinua en azul); c) Identificación de dos puntos candidatos para representar el punto de desempeño último

La aplicación del modelo paramétrico parte del cálculo de la curva de capacidad (CC) de la estructura a partir de la que se obtiene la curva de capacidad no lineal normalizada, (CNLN). Esta curva se obtiene restando la curva de capacidad de una hipotética curva de capacidad lineal (parte lineal de la curva de capacidad extendida a desplazamientos iguales o superiores al desplazamiento último), que es representada por una recta cuya pendiente es la rigidez tangente inicial de la estructura en su tramo de evolución elástica. Estas curvas se representan, para los casos 1 y 2, en la Figura 6-4.



Modelo paramétrico (Caso 1:  $d_u=6.62\text{cm}$  y  $V_u=1786.15\text{kN}$ )



Modelo paramétrico (Caso 2:  $d_u=4.63\text{cm}$  y  $V_u=1924\text{kN}$ )

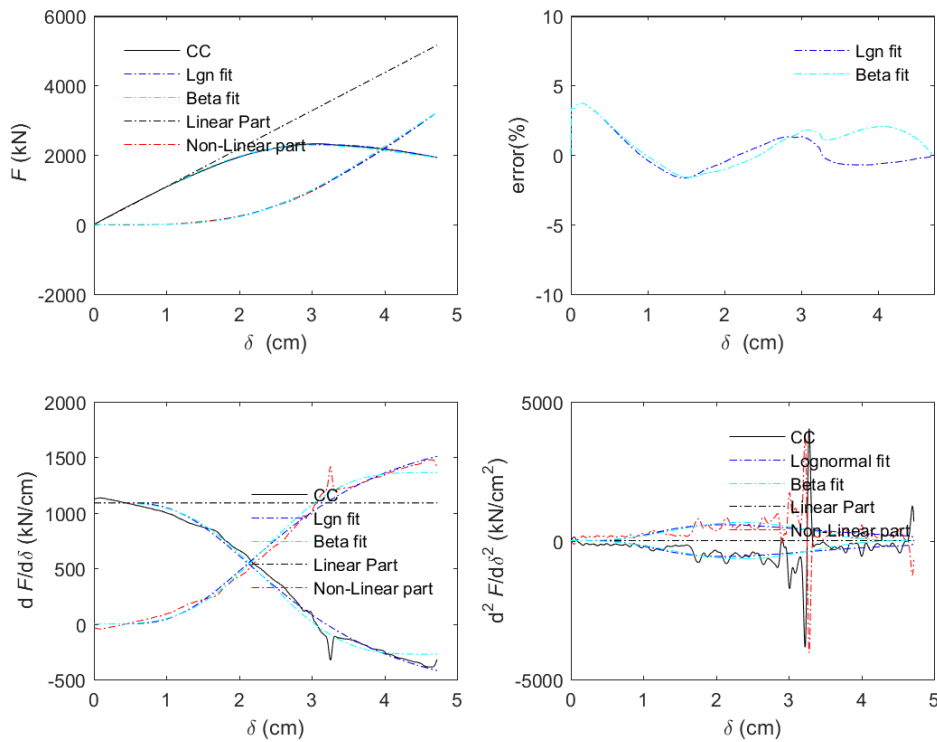


Figura 6-4: Modelo paramétrico aplicado al edificio San Fernando (Caso 1:  $d_u=6.62\text{ cm}$  y  $V_u=1786.15\text{ kN}$  y Caso 2:  $d_u=4.63\text{ cm}$  y  $V_u=1924\text{ kN}$ ): a) Curva de capacidad (CC) y partes lineal y no lineal junto a los ajustes lognormal y beta propuestos por el modelo paramétrico; b) Errores de los ajustes lognormal y beta; c) Primeras derivadas de la curva de capacidad y de las curvas ajustadas; d) Segundas derivadas de la curva de capacidad y de las curvas ajustadas

De las dos propuestas de ajustes que propone el modelo paramétrico, beta y lognormal, en este caso se ha seleccionado el ajuste paramétrico lognormal que es el que genera errores menores en su ajuste respecto de la curva de capacidad. La Figura 6-5 muestra los resultados del ajuste para los dos casos estudiados.

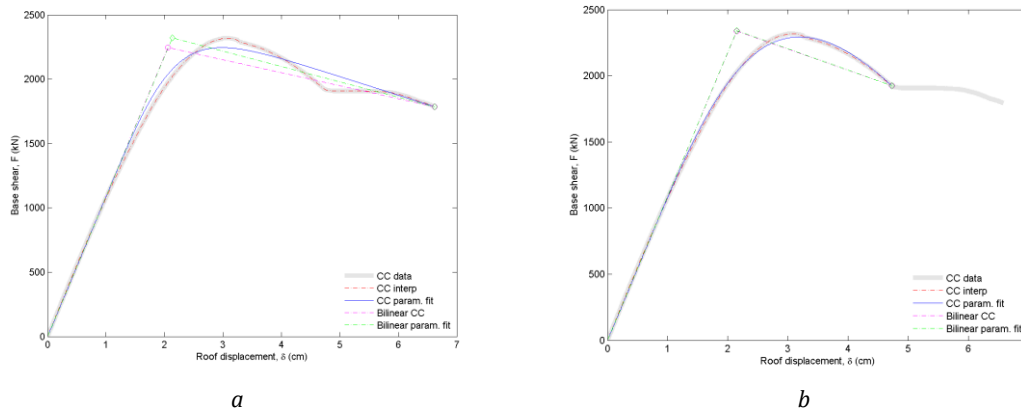


Figura 6-5: Resultados del ajuste paramétrico aplicado al edificio de San Fernando. Curva de capacidad original, curva ajustada por el modelo paramétrico y sus representaciones bilineales. a) Caso 1:  $d_y=1.99\text{cm}$  y  $V_y=2248.83\text{kN}$ ;  $d_u=6.62\text{cm}$  y  $V_u=1786.15\text{kN}$ ; b) Caso 2:  $d_y=2.15\text{cm}$  y  $V_y=2338.06\text{kN}$ ;  $d_u=4.63\text{cm}$  y  $V_u=1924\text{kN}$

Tras obtener la curva paramétrica que mejor ajusta la capacidad del edificio, en los casos 1 y 2, se procede a evaluar la fragilidad y el daño siguiendo la metodología propuesta en el modelo paramétrico (Pujades *et al*, 2015). De este modo será posible comparar la evaluación del daño en el edificio aplicando el índice-SAP y el modelo paramétrico.

Para este análisis, la metodología propuesta por Pujades *et al* (2015) propone un índice o indicador de daño basado en la curva o espectro de capacidad. Para ello se parte de la curva  $CNL_N$ , a partir de la cual se calculan las siguientes curvas: La rigidez tangente,  $KT_N$ , que se obtiene normalizando la derivada de la curva  $CNL_N$ ; la rigidez secante,  $KS_N$  que se define como el cociente normalizado entre la  $CNL_N$  y  $\delta_N$ , y la función de la energía,  $E_N$ , que se obtiene normalizando la integral cumulativa de la curva  $CNL_N$ . Sobre la base de estas curvas, Pujades *et al*. (2015), proponen un índice basado en el índice de Park y Ang,  $DI_{PA}(\delta)$ , tal como fue propuesto por Park y Ang (1985) y que suma las contribuciones al daño debidas a la deformación,  $\delta$ , y a la disipación de energía (ver también Park *et al*. 1984, 1985; Park 1985). De este modo,

(Pujades *et al.* 2015) definen un índice de daño basado en el índice de daño de Park y Ang,  $I_{BPA}(\delta_N)$ , mediante la ecuación 6-5:

$$I_{BPA}(\delta_N) = \alpha KS_N(\delta_N) + (1-\alpha) E_N(\delta_N) \quad 6-5$$

Donde  $KS_N(\delta_N)$  y  $E_N(\delta_N)$  son, respectivamente, funciones de la rigidez secante y de la energía que se obtienen, tal como se ha descrito, de forma sencilla a partir de la curva o espectro de capacidad (Pujades *et al.* 2015). La Figura 6-6 muestra estas curvas calculadas a partir de la curva de capacidad asociada al caso 1 y detallada en la Figura 6-5 y para la curva de capacidad ajustada por el modelo paramétrico para el mismo Caso 1. La Figura 6-7 muestra los resultados para el Caso 2.

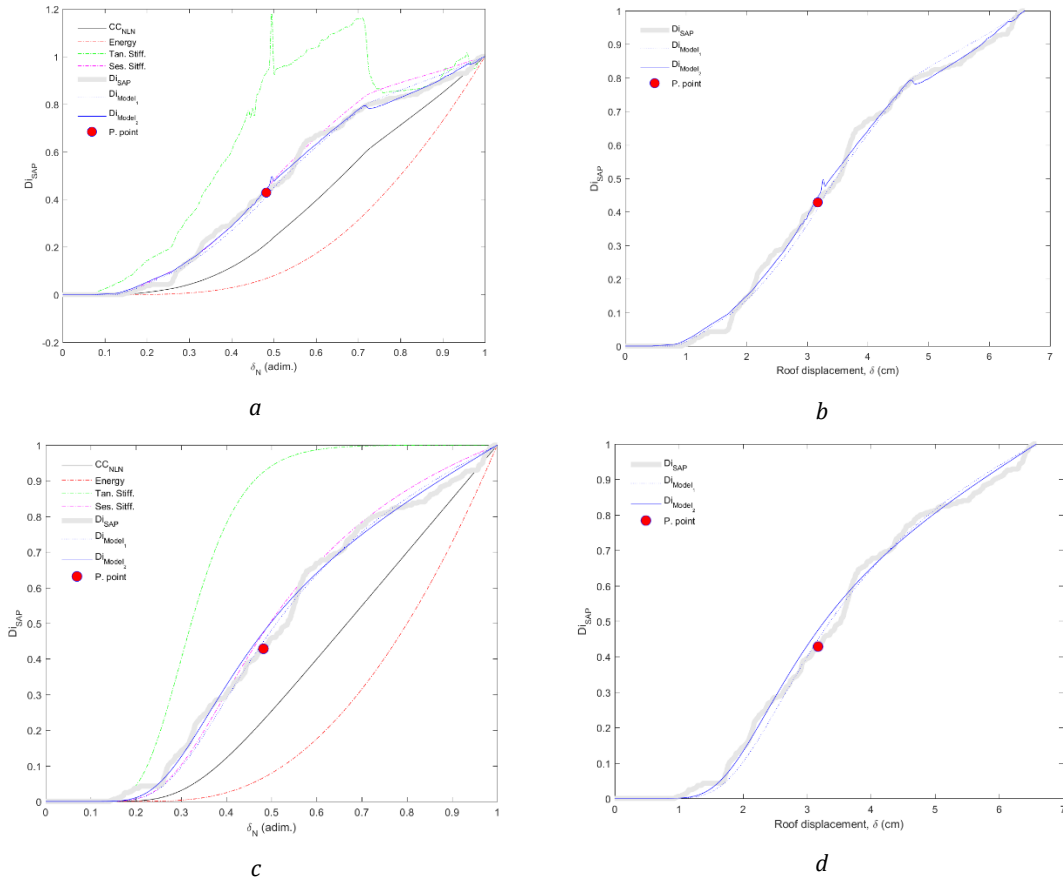


Figura 6-6: Curvas relacionadas con el proceso de degradación de rigidez y disipación de energía del edificio para la capacidad asociada al Caso 1 ( $d_y=1.99$ cm y  $V_y=2248.83$ kN;  $d_u=6.62$ cm y  $V_u=1786.15$ kN). Resultados obtenidos a partir de curva de capacidad original a) Curvas calculadas  $KT_N$ ,  $KS_N$  y  $E_N$ ; b) Índices de daño.

Resultados obtenidos a partir de la curva de capacidad ajustada por el modelo paramétrico: c) Curvas calculadas  $KT_N$ ,  $KS_N$  y  $E_N$ ; d) Índices de daño (ver explicación en el texto)

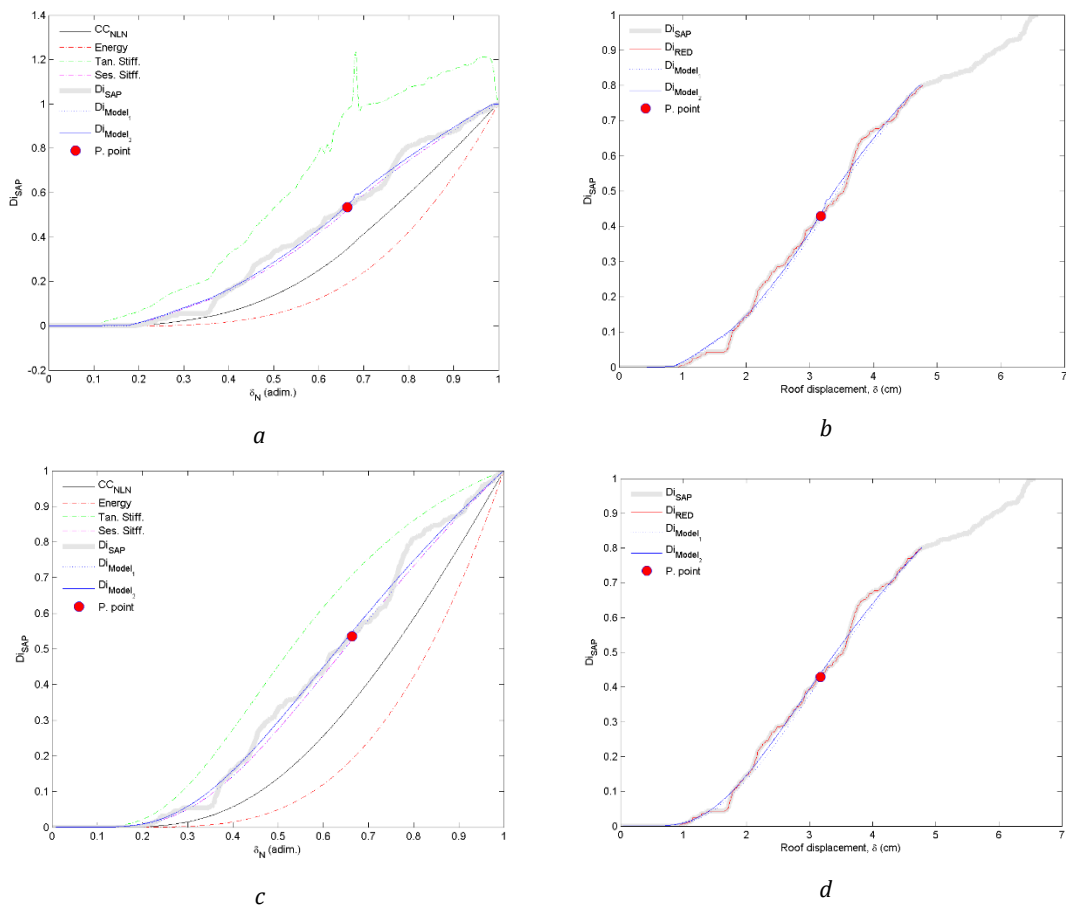


Figura 6-7: Curvas relacionadas con el proceso de degradación de rigidez y disipación de energía del edificio para la capacidad asociada al Caso 1 ( $d_y=2.15\text{cm}$  y  $V_y=2338.06\text{kN}$ ;  $d_u=4.63\text{cm}$  y  $V_u=1924\text{kN}$ ). Resultados obtenidos a partir de curva de capacidad original a) Curvas calculadas  $KT_N$ ,  $KS_N$  y  $E_N$ ; b) Índices de daño. Resultados obtenidos a partir de la curva de capacidad ajustada por el modelo paramétrico: c) Curvas calculadas  $KTN$ ,  $KSN$  y  $EN$ ; d) Índices de daño (ver explicación en el texto)

### 6.3.1 Fragilidad y daño

A continuación, se desarrollarán dos modelos de fragilidad. Un primer modelo basado en la metodología descrita en el proyecto Risk-UE (Milutinovich & Trendafiloski, 2003) y un segundo modelo basado en el índice de daño SAP presentado en este trabajo y en los umbrales de estados de daño propuestos por (Pujades *et al.* 2015). La metodología y los cálculos para obtener los desplazamientos asociados a los umbrales de estados de daño y ajustar las correspondientes curvas de fragilidad para el modelo de fragilidad basado en el

proyecto Risk-UE, fueron detallados en el capítulo 3. La Figura 6-8 sintetiza estos resultados para la curva de capacidad asociada al Caso 1 estudiado en esta sección.

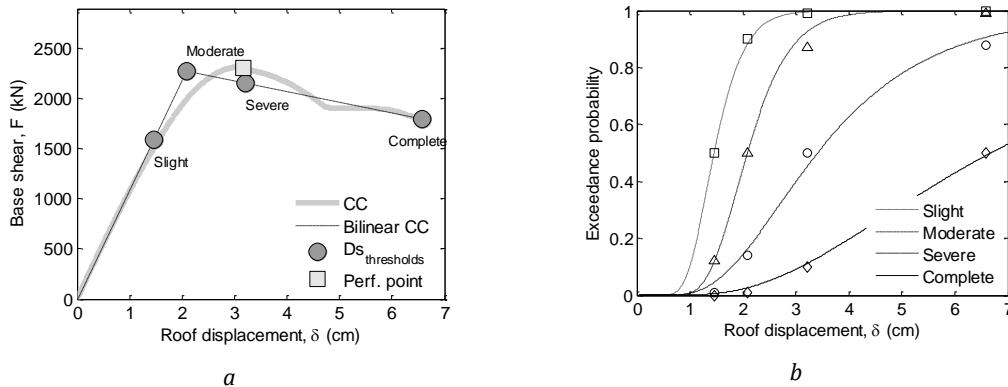


Figura 6-8: Metodología Risk-UE aplicada al edificio de San Fernando (Caso 1). a) Umbrales de estados de daño sobre la curva de capacidad; b) Interpolación de las curvas de fragilidad

Para el modelo de fragilidad basado en el índice SAP, la selección de los umbrales de estados de daño se basa en los valores propuestos en la investigación de (Pujades *et al.* 2015) que tiene sus fundamentos en los trabajos de (Park *et al.* 1984, 1985) y de (Cosenza & Manfredi, 2000). En consecuencia, en este trabajo de investigación se utilizan los umbrales de los estados de daño de valores 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65, que se corresponden, respectivamente, con los estados de daño Leve, Moderado, Severo y Completo. De este modo, es posible identificar los desplazamientos correspondientes a cada estado de daño (Figura 6-9a) e interpolar las funciones de fragilidad correspondientes a las excedencias de cada uno de los estados de daño no-nulo (Figura 6-9b).

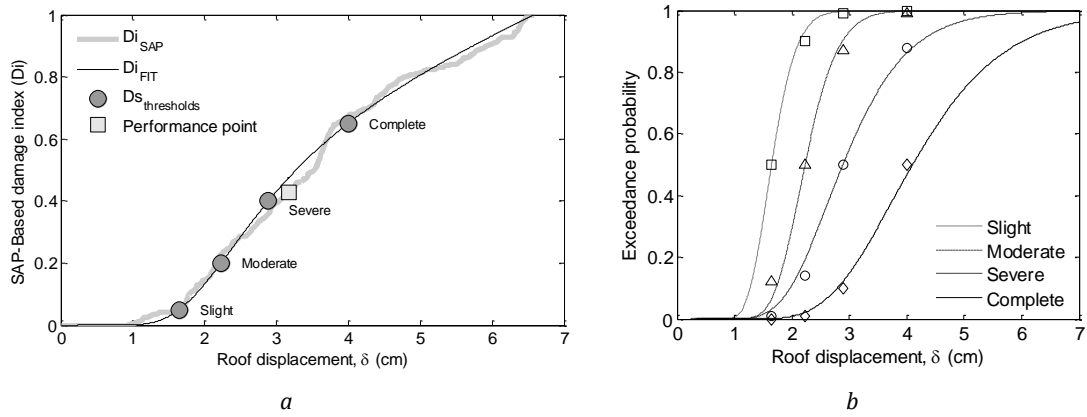


Figura 6-9: Metodología basada en el índice-SAP aplicada al edificio de San Fernando (Caso 1). a) Umbral de estados de daño sobre la curva de capacidad; b) Interpolación de las curvas de fragilidad

Las matrices de probabilidades de daño se obtienen a partir de la intersección del punto de desempeño sobre las curvas de fragilidad. Dado que tenemos dos modelos de fragilidad, esta operación nos permite recuperar dos grupos de matrices de daño (Figura 6-10a). Los valores de las probabilidades de pertenencia a los estados de daño descritos por las matrices se recogen en la Tabla 6-2 para los dos modelos de fragilidad propuestos.

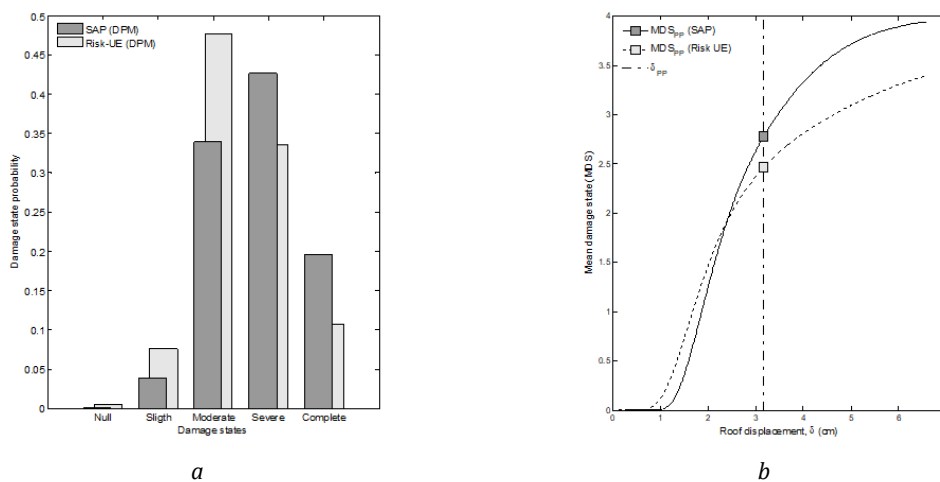


Figura 6-10: Daño esperado para el edificio de San Fernando (Caso 1). Comparación de metodologías Risk-UE e Índice-SAP. a) Matrices de probabilidades de daño; b) Índices de daño y localización del punto de desempeño

Tabla 6-2: Probabilidades de estados de daño. Metodologías Risk-UE e Índice-SAP

|            | Probabilidades de estados de daño (%) |      |          |        |          |
|------------|---------------------------------------|------|----------|--------|----------|
|            | Nulo                                  | Leve | Moderado | Severo | Completo |
| Risk-UE    | 0.50                                  | 7.6  | 47.6     | 33.5   | 10.7     |
| Índice-SAP | 0.05                                  | 3.8  | 33.9     | 42.6   | 19.6     |

En la Figura 6-10b se sintetiza la evolución del daño con el desplazamiento del nodo de control (punto situado en la cubierta del edificio) para la metodología basada en el proyecto Risk-UE y para la metodología basada en el índice SAP. La comparación de ambas curvas de índice de daño permite observar que el índice Risk-UE tiende a sobreestimar el daño para desplazamientos relativamente pequeños, mientras que el daño tiende a ser subestimado cuando el desplazamiento tiende a valores relativamente más altos. Esta tendencia del índice Risk-UE ya fue observada en el trabajo de (Gonzalez-Drigo *et al.* 2017) en el que se comparan diferentes metodologías para la evaluación de la capacidad, fragilidad y daño. En contraposición, el índice-SAP parece mostrar un comportamiento más alineado con los resultados obtenidos en (Gonzalez-Drigo *et al.* 2017) utilizando el IDA como referencia.

#### 6.4 Edificio San Fernando. Análisis del daño

En la Figura 6-11 se presenta la curva del índice de daño propuesto en función del desplazamiento de un nodo de control situado en el techo del edificio San Fernando (bloque 11 del barrio San Fernando). Para obtener dicha curva se ha procedido a compilar un modelo numérico tridimensional para el edificio y se ha aplicado la metodología descrita en la sección 6.2.

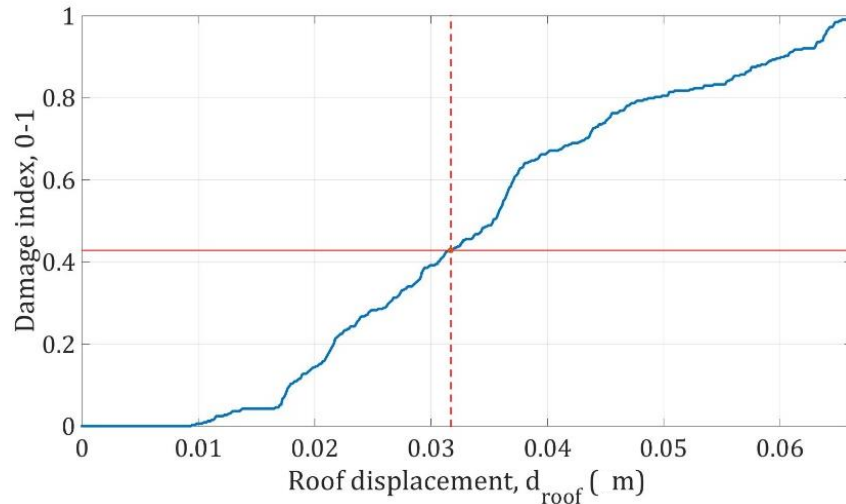


Figura 6-11: Nuevo índice de daño obtenido para el edificio San Fernando (bloque 11)

Como se puede observar, la curva presenta un primer tramo con daño nulo, hasta que, dado un desplazamiento su pendiente cambia y la curva se vuelve ascendente, cerrando en 1 como máximo grado de daño admisible según esta escala propuesta. En la misma curva se ha situado el desplazamiento esperado correspondiente al terremoto de Lorca de mayo de 2011. Es importante recalcar que este método relaciona solamente los datos obtenidos mediante la curva de capacidad y, por tanto, no es necesario el análisis de fragilidad para obtener el índice de daño.

#### 6.4.1 Análisis de daño en función de las características de la mampostería

Con objeto es determinar la sensibilidad del daño respecto de las propiedades mecánicas de la mampostería no reforzada, en el capítulo 5 se definieron diferentes configuraciones mecánicas para caracterizar la mampostería del modelo del edificio San Fernando.

Se han propuesto dos variantes de edificio agrupadas bajo los denominados caso A y caso B, respectivamente. Las variantes del caso A, se generan fijando, por un lado, los valores de resistencia de las unidades de ladrillo en  $f_b=5\text{MPa}$  y del mortero en  $f_j=2.5\text{MPa}$ , y variando, por otro lado, los valores para el módulo de elasticidad longitudinal. Este módulo se calcula a partir de  $E_m=K \cdot f'_m$ , donde  $f'_m$  es la resistencia



de la mampostería y el coeficiente eslar  $K$  varia de forma incremental desde un valor inicial,  $K=400$ , hasta un valor final,  $K=800$ , en incrementos homogéneos de  $\Delta K=100$ . La Tabla 6-3 recoge las características de la mampostería para las variantes del caso A. Las variantes de edificio para el caso B se han generado variando las resistencias de las unidades de ladrillo  $f_b$  y del mortero  $f_j$  y utilizando la expresión  $E_m=550f_m$  para calcular el módulo de elasticidad longitudinal en todos los casos. La Tabla 6-4 detalla las características de la mampostería para las variantes del caso B.

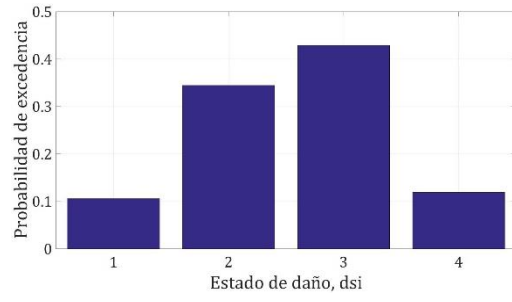
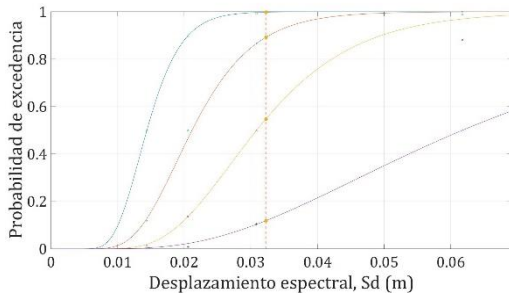
*Tabla 6-3: Características mecánicas de la mampostería utilizadas para las variantes del edificio San Fernando incluidas en el caso A*

| <b>Caso</b> | <b><math>E_m</math></b> | <b>Valor (MPa)</b> |
|-------------|-------------------------|--------------------|
| MNR01A      | $400f_m$                | 743.42             |
| MNR02A      | $500f_m$                | 929.28             |
| MNR03A      | $600f_m$                | 1115.14            |
| MNR04A      | $700f_m$                | 1300.99            |
| MNR05A      | $800f_m$                | 1486.84            |

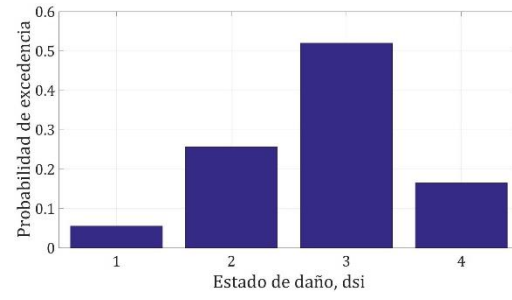
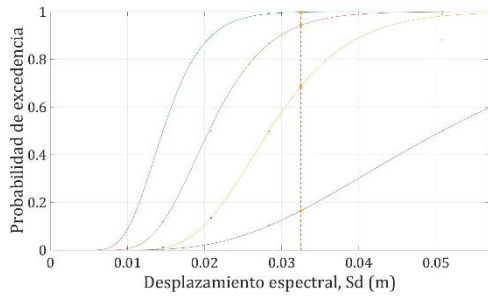
*Tabla 6-4: Características mecánicas de la mampostería utilizadas para las variantes del edificio San Fernando incluidas en el caso B*

| <b>Caso</b> | <b><math>f_j</math> (MPa)</b> | <b><math>f_b</math> (MPa)</b> | <b><math>E_m</math> (MPa)</b> |
|-------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| MNR01B      | 2.5                           | 5                             | 1013.12                       |
| MNR02B      | 3.5                           | 5                             | 1265.3                        |
| MNR03B      | 5                             | 10                            | 1629.2                        |

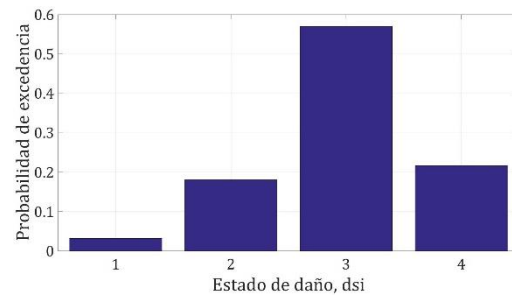
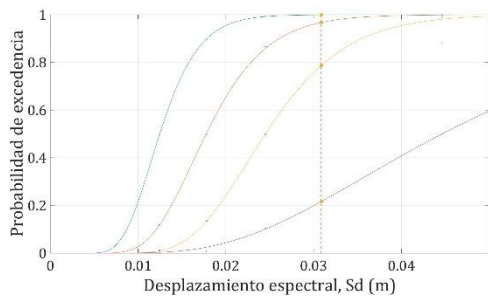
A continuación, en la Figura 6-12 se presentan las curvas de fragilidad y la distribución de estados de daño para el sismo de Lorca de mayo de 2011 y para todas las variantes de propiedades mecánicas de la mampostería no estructural modelada para el edificio San Fernando (bloque 11).



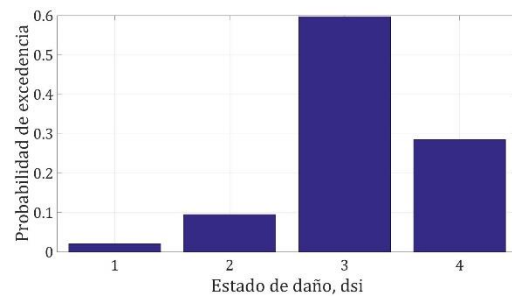
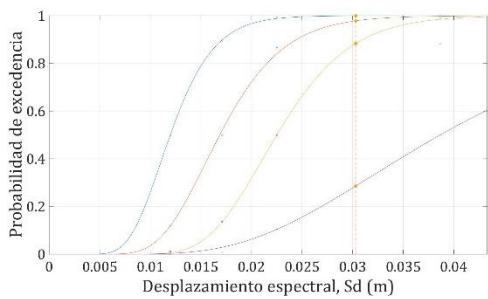
a) MNR01A



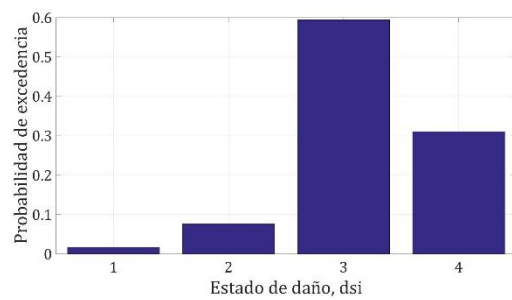
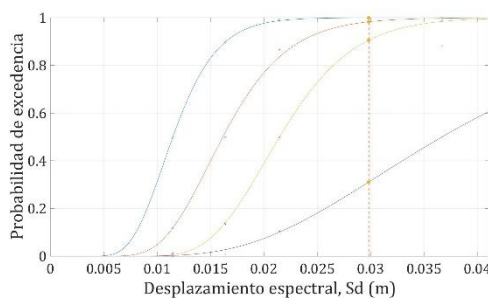
b) MNR02A



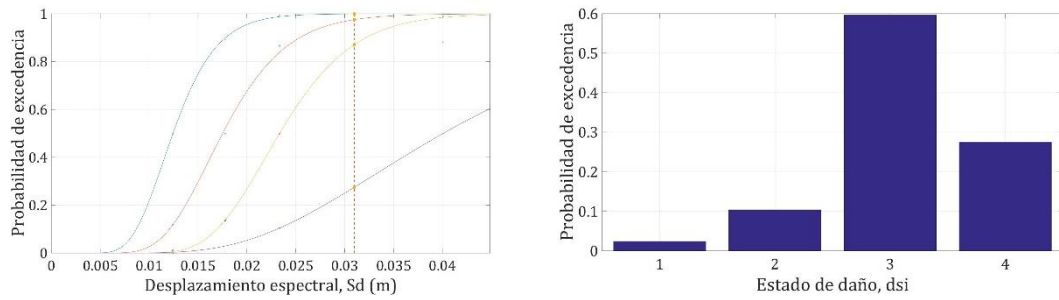
c) MNR03A



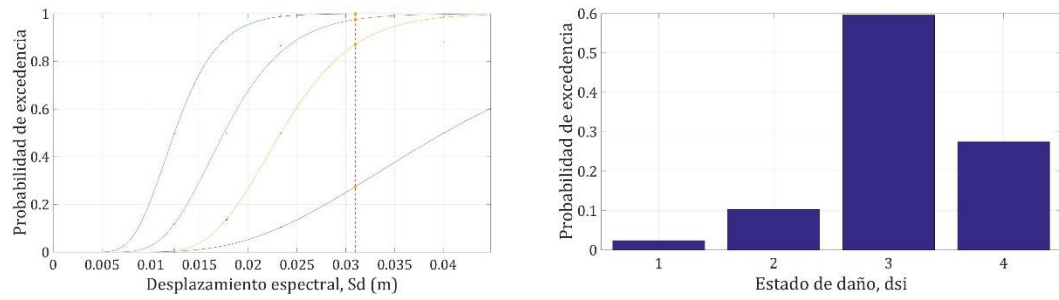
d) MNR04A



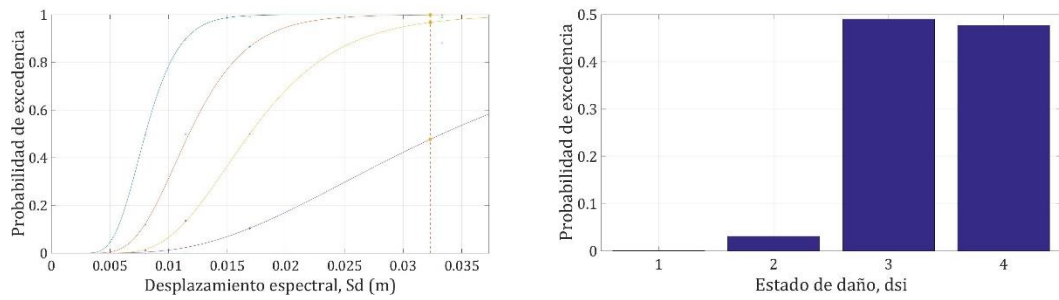
e) MNR05A



f) MNR01B



g) MNR02B

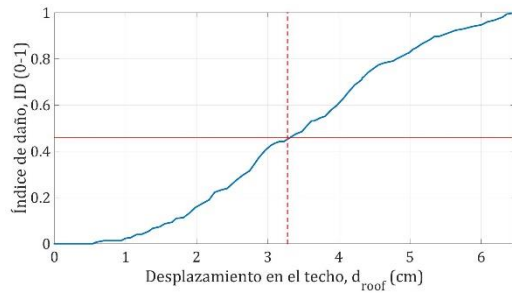
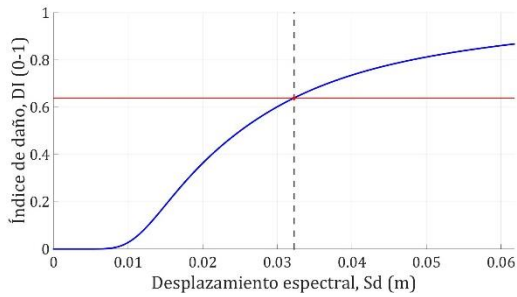


h) MNR03B

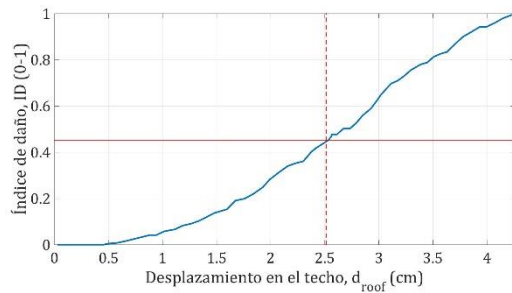
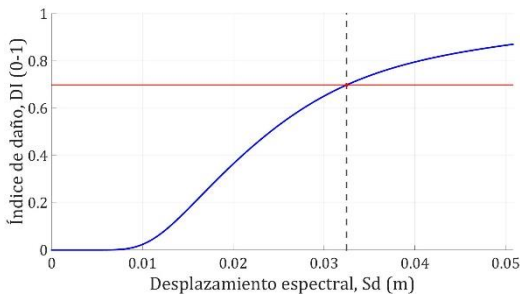
Figura 6-12: Edificio de San Fernando (Bloque 11). Análisis de fragilidad y matrices de daño para el sismo de Lorca de mayo de 2011. Resultados para todas las variantes de mampostería considerados para los cerramientos no estructurales del edificio

Como se puede apreciar, hay una importante migración de los estados de daño hacia valores más severos a medida que el módulo de elasticidad toma valores más altos, lo cual se traduce en un incremento en el valor del índice de daño calculado, como se verá más adelante. En cualquier caso, los resultados muestran que la distribución del daño es sensible a la variación del módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería no estructural. Este parámetro contribuye de forma importante a la rigidez global del sistema. En cambio, la resistencia de la mampostería no estructural influye en menor medida en el daño acumulado por el sistema.

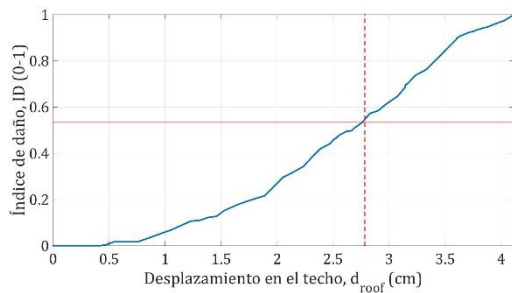
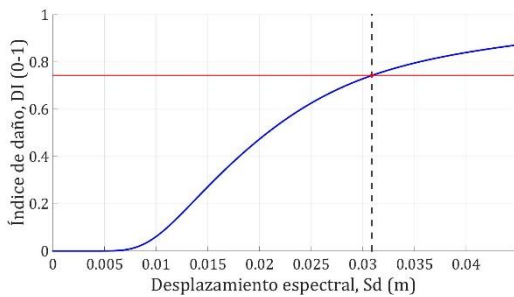
La Figura 6-13 presenta las curvas de índice de daño, obtenidas aplicando las metodologías del índice de daño medio y del nuevo índice de daño propuesto (Índice-SAP), para todas las variantes de propiedades mecánicas de la mampostería detalladas en la Tabla 6-3 y Tabla 6-4.



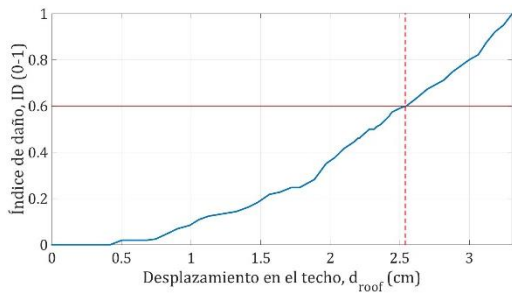
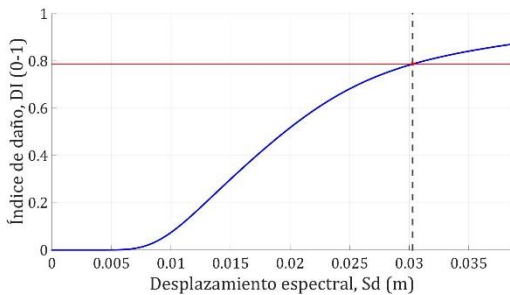
a) MNR01A



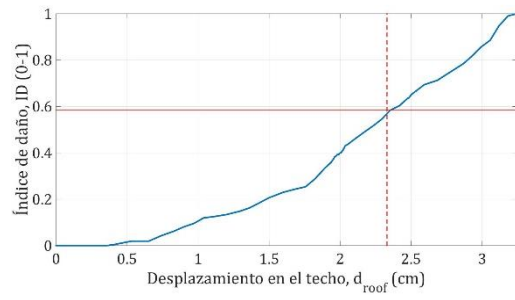
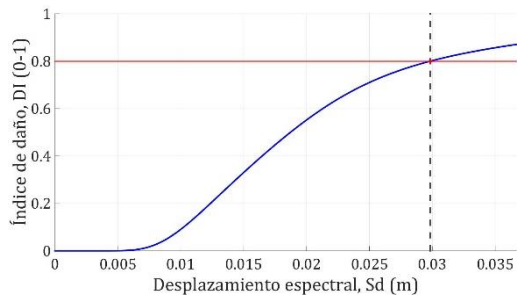
b) MNR02A



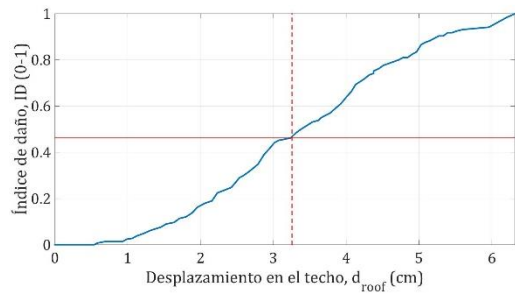
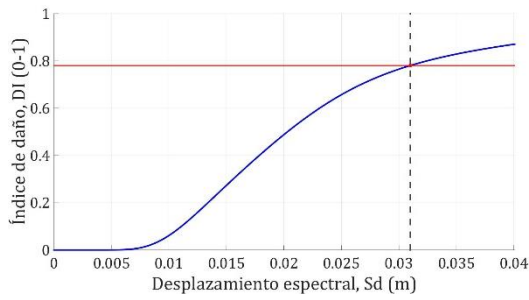
c) MNR03A



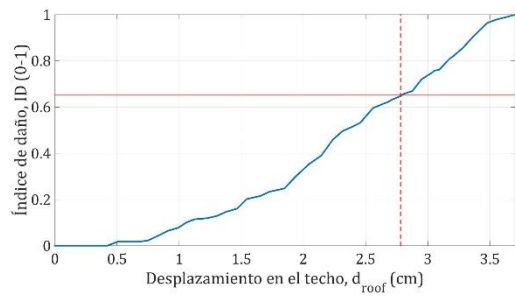
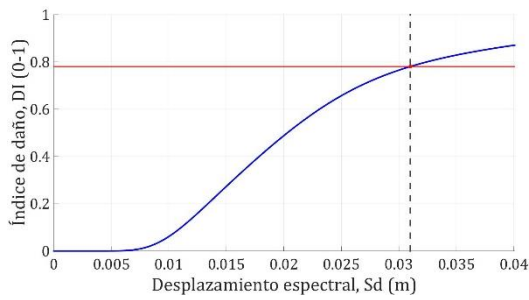
d) MNR04A



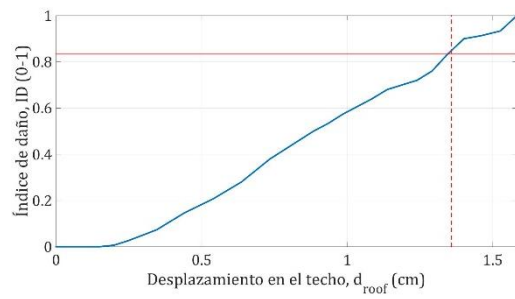
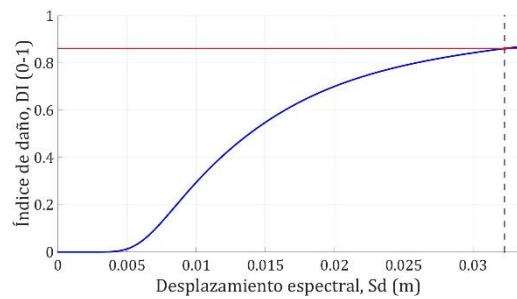
e) MNR05A



f) MNR01B



g) MNR02B



h) MNR03B

Figura 6-13: Edificio San Fernando. Índices de daño medio y nuevo índice de daño (Índice-SAP) aplicados a las variantes de propiedades mecánicas de la mampostería no estructural del edificio. El punto marcado sobre las curvas señala el punto de desempeño calculado para el sismo de Lorca de mayo de 2011

Los resultados mostrados sugieren que la modelación de la mampostería no estructural desempeña un papel fundamental en la respuesta general del modelo y, por tanto, de todo análisis subsecuente que dependa de, por ejemplo, la curva de

capacidad, así también, muestran que, cuando la capacidad de la estructura cambia, el índice de daño calculado mediante las dos metodologías indicadas, también se modifica en el mismo sentido.

#### 6.4.2 Análisis del daño atendiendo a la direccionalidad de la acción sísmica

Para estudiar el efecto de la direccionalidad de la acción sísmica sobre la evaluación del daño se han utilizado los espectros de respuesta correspondientes a las dos componentes de aceleración del terremoto de Lorca de mayo de 2011, giradas 180 grados en intervalos de un grado. También se han utilizado las curvas de capacidad para el edificio San Fernando, obtenidas a partir del análisis estático no lineal sobre ambos ejes principales del edificio. En cada caso de cálculo caracterizado por el ángulo de giro relativo de los acelerogramas respecto de los ejes principales del edificio, se procede al cálculo del punto de desempeño. Los resultados de la aceleración y desplazamiento espectrales esperados, calculados para cada giro relativo, se presentan en la Figura 6-14.

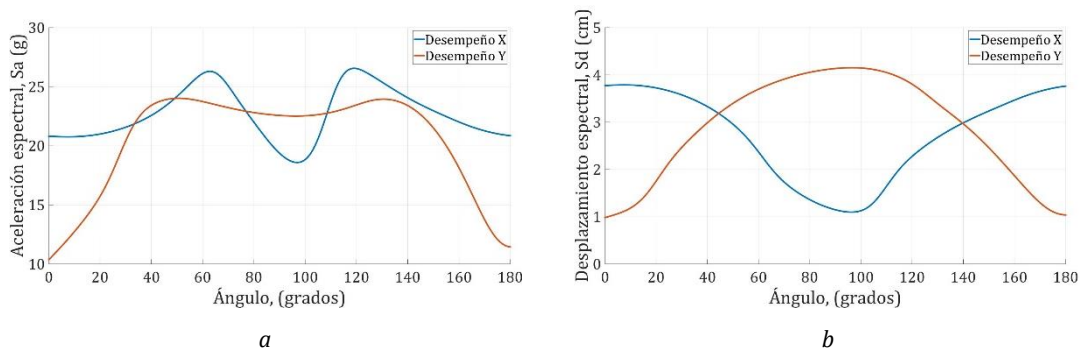
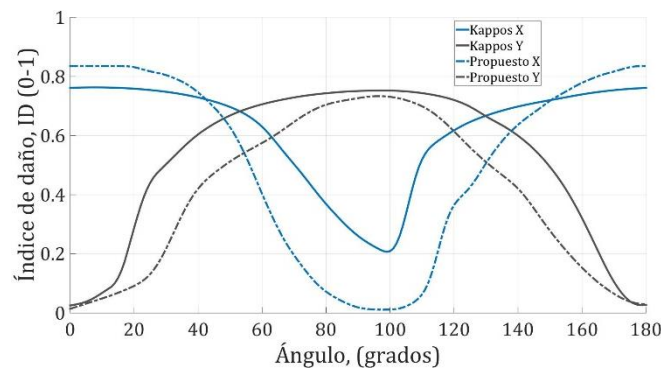


Figura 6-14: Análisis del efecto de direccionalidad de la acción sísmica sobre la respuesta del edificio San Fernando. Variación del punto de desempeño con el ángulo de giro: a) Variación de la aceleración espectral  $S_a$ , b) Variación del desplazamiento espectral  $S_d$

Es notorio cómo los parámetros que definen el punto de desempeño sufren variaciones cuando la demanda a la cual está sometida la estructura tiene diferente orientación respecto de ella. En el caso de la respuesta en aceleración para el desempeño en la dirección principal X del edificio, ésta tiene una variabilidad más marcada que la correspondiente meseta, aproximadamente constante entre los

valores de 40 y 140 grados, que presenta la respuesta del desempeño sobre el eje Y. Esto no se manifiesta en la respuesta en desplazamientos puesto que la rigidez en ambas direcciones no es la misma. Por esta razón los desplazamientos esperados aparecen mayores sobre el eje más débil.

Por otra parte, para analizar la variación del índice de daño en función del ángulo de rotación de la demanda considerada, se han utilizado los dos métodos para calcular el índice de daño presentados en este capítulo: i) el índice de daño medio normalizado (Kappos, 1997) y ii) el nuevo índice de daño propuesto en este trabajo de tesis (Índice-SAP). Los resultados se presentan en la Figura 6-15.



*Figura 6-15: Análisis del efecto de direccionalidad de la acción sísmica sobre la respuesta del edificio San Fernando. Variación del índice de daño con el ángulo de giro. Aplicación para el cálculo del índice de daño medio normalizado y para el nuevo índice de daño (Índice-SAP)*

En general, el nuevo índice de daño propuesto se ajusta bastante bien a la tendencia y valores del índice de daño medio normalizado. No obstante, para la dirección X, el índice de daño medio normalizado se mantiene en un intervalo de valores comprendidos entre 0,2 y 0,75, mientras que el índice-SAP presenta valores en un rango más amplio, entre 0,01 y 0,84. Las diferencias, para la dirección Y, son menos acusadas y los valores del índice se mantienen en un rango muy parecido para las dos metodologías de cálculo. Si se observa la semejanza entre la Figura 6-14b y Figura 6-15, se evidencia la correlación entre el desplazamiento espectral y los índices de daño.

## 6.5 Edificio la Viña. Análisis del daño

La filosofía sismorresistente actual limita la deriva de entrepiso inelástica al 2% para seguridad de vida; sin embargo, este límite admite también un nivel de daño estructural elevado, lo que se traduce en un alto coste y tiempo de reparación. En el caso de estructuras diseñadas y construidas en épocas pre código, *i.e.* en tiempos anteriores a la aparición de las normas sismorresistentes, este parámetro normalmente no estaba controlado, y se le asociaba a un elevado periodo de vibración. En el documento ATC-40 (ATC-40, 1996), se describen los límites de deformación permisibles correspondientes a los siguientes niveles de desempeño: ocupación inmediata, control de daños, seguridad de vida y estabilidad estructural, y están definidos en términos de la máxima deriva entrepiso. Estos límites se describen en la Tabla 6-5 donde  $V_i$  y  $P_i$  representan, para cada piso  $i$ , el cortante lateral equivalente y la carga gravitacional total, respectivamente. El propio ATC sugiere que este límite no es rígido y puede establecerse en base a criterio ingenieril, sobre todo en edificios antiguos donde el límite de estabilidad estructural puede llegar a ser significativamente más bajo.

Tabla 6-5: Niveles de desempeño en función de la deriva de piso: OI ocupación inmediata, CD control de daños, SV seguridad de vida, EE estabilidad estructural (fuente: ATC-40, 1996)

| <i>Deriva de entrepiso</i>      | <i>Nivel de desempeño</i> |               |           |               |
|---------------------------------|---------------------------|---------------|-----------|---------------|
|                                 | <i>OI</i>                 | <i>CD</i>     | <i>SV</i> | <i>EE</i>     |
| <i>Deriva máxima</i>            | 0.01                      | 0.01 – 0.02   | 0.02      | $0.33V_i/P_i$ |
| <i>Máxima deriva inelástica</i> | 0.005                     | 0.005 – 0.015 | -         | -             |

En esta sección se introducen dos variantes del edificio La Viña. La primera variante, a la que denominamos “Viña BF”, considera el modelo numérico del edificio sin incluir los cerramientos de mampostería. La segunda variante, denominada “Viña MAMP” incorpora estos elementos mediante el uso de membranas no lineales, ubicadas en los tramos de pared donde no existen aberturas.



### 6.5.1 Análisis del daño sobre modelos con y sin cerramientos

Para la variante del modelo de edificio Viña BF, el peso total del edificio es de 100024.67 kN. Si dividimos el cortante máximo obtenido para cada sentido de análisis por este valor, podemos apreciar que, para esta estructura, el límite de estabilidad estructural estaría muy cerca del límite de seguridad de vida, lo cual evidencia una vez más la falta de ductilidad en esta estructura. La Figura 6-16 muestra, sobre la curva de capacidad en cada eje principal positivo, los límites de los niveles de desempeño y los puntos de desempeño (*performance point*, PP, en inglés) calculados teniendo en cuenta la direccionalidad de la acción sísmica. Para este cálculo se han rotado los acelerogramas de 0° a 180° con un intervalo de 1°.

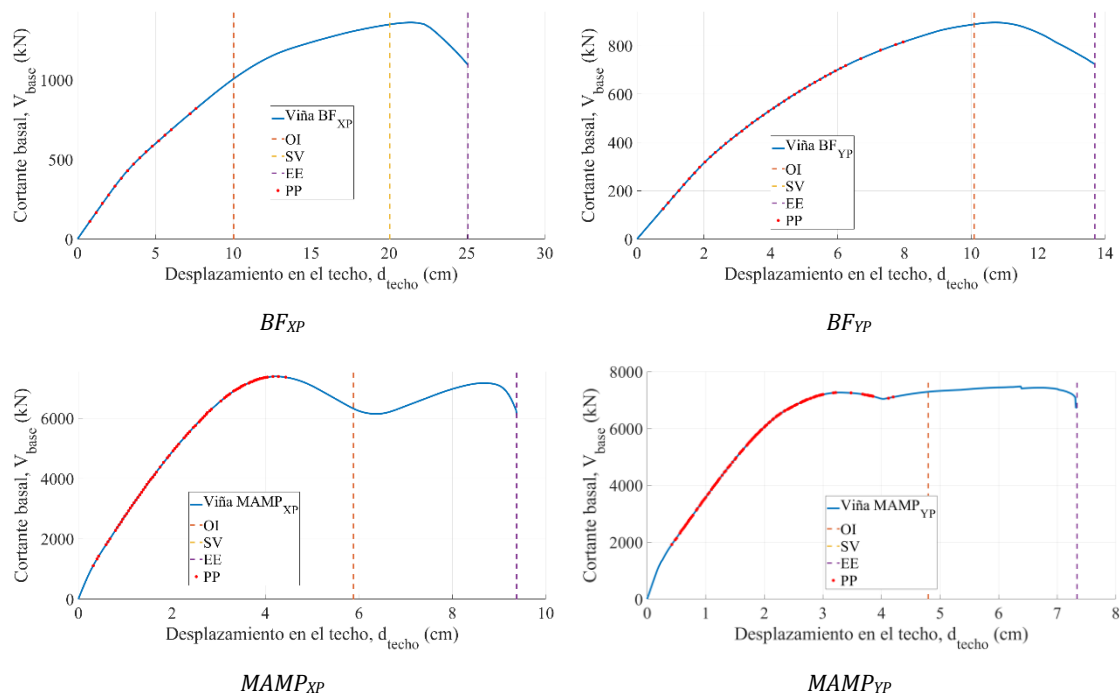


Figura 6-16: Niveles de desempeño para los modelos Viña BF y Viña MAMP, según sus dos ejes principales y en respuesta al sismo de Lorca de mayo de 2011. Puntos de desempeño calculados para ángulos de incidencia de la acción sísmica rotados entre 0 y 180 grados respecto de la estación de registro

Debido al período fundamental del modelo de edificio Viña BF, y debido a las condiciones definidas por demanda sísmica que corresponden al terremoto ocurrido en Lorca en mayo de 2011, el nivel desempeño se mantiene dentro del nivel de ocupación inmediata (OI). Esto quiere decir que, si la estructura estuviera compuesta únicamente de vigas y columnas, tal como está modelada en la variante

Viña BF, prácticamente no sufriría daño. Esta circunstancia pudo evidenciarse durante las campañas de medidas de campo realizadas en 2013 ya que, cerca del emplazamiento del edificio La Viña, se observó que otro edificio, de dimensiones similares y construido con la misma tipología y detalles estructurales, pero sin el acabado de los cerramientos, no presentaba daño alguno (Figura 6-17). Es evidente que este edificio inacabado tenía un período fundamental mayor que el edificio real de la Viña, situación que lo haría menos vulnerable que aquél.



*Figura 6-17: Edificio inacabado, sin cerramientos y exento de daño tras el sismo de Lorca de mayo de 2011. El edificio comparte dimensiones, tipología y detalles estructurales con el edificio de la Viña*

Para el caso de la variante MAMP, si bien los puntos de desempeño se distribuyen en la región anterior al punto límite de la ocupación inmediata, es importante mencionar que, debido a la capacidad de la estructura y su ductilidad, no es capaz de desarrollar, como se puede ver en la curva de capacidad, mucha deformación manteniendo la estabilidad y sin perder capacidad de carga, por lo tanto, en esta estructura el daño se presenta para un nivel de deriva significativamente menor que el establecido por los límites de desempeño. En ambos casos la estructura colapsa antes de llegar al límite de estabilidad estructural, siendo más grave el daño correspondiente al eje Y. Se trata de un edificio construido sin consideración alguna hacia la acción sísmica. Su respuesta estructural demuestra una insuficiente

ductilidad por lo que no permite una definición clara de los diferentes niveles de desempeño prescritos en ATC-40 (ATC-40, 1996).

### 6.5.2 Daño y direccionalidad de la acción sísmica

En la Figura 6-18 se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para el modelo Viña BF y para el modelo Viña MAMP. Sobre estas curvas se han marcado, mediante trazos verticales, las posiciones de los desplazamientos espectrales correspondientes a los puntos de desempeño calculados rotando los acelerogramas del terremoto de Lorca de mayo de 2011.

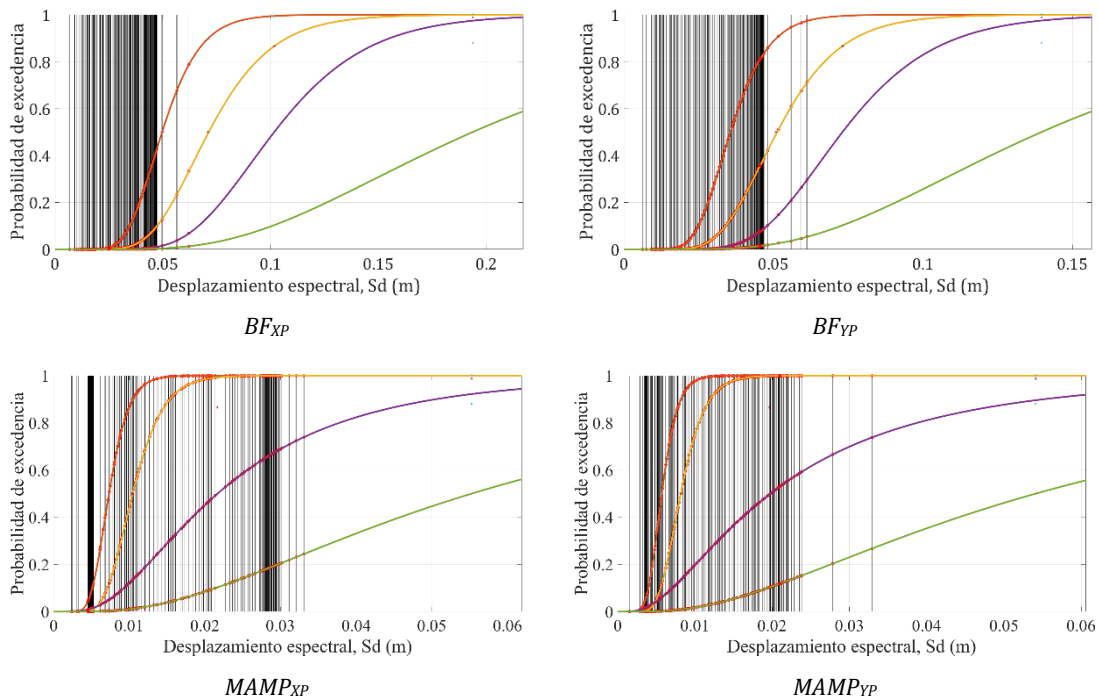


Figura 6-18: Curvas de fragilidad y puntos de desempeño calculados rotando la acción sísmica, para el modelo de edificio de la Viña, en sus dos variantes BF y MAMP y según los dos ejes principales del edificio

Los ángulos de incidencia de los acelerogramas se han rotado entre 0 y 180 grados respecto de la estación de medición. Para el caso Viña BF, las orientaciones de la acción sísmica devuelven puntos de desempeño que se corresponden, en la mayoría de los casos, con un daño esperado correspondiente a un estado de daño leve. Sin embargo, para el caso Viña MAMP, y debido a que la ductilidad de las curvas de

capacidad se reduce mucho debido al efecto rigidizador de las paredes, se puede apreciar que el nivel de daño estructural aumenta considerablemente, permitiendo la aparición de probabilidades de estado de daño situados dentro del rango de los estados extenso y completo.

### 6.5.3 Efecto de la direccionalidad en el índice de daño medio y en el nuevo índice de daño

La Figura 6-19 presenta el cálculo del nuevo índice de daño (Índice-SAP) propuesto en este trabajo, aplicado a los modelos de edificio Viña BF y Viña MAMP, sobre cuya curva se han situado los puntos de desempeño calculados para ángulos de incidencia de la acción sísmica (Sismo Mw 5.1, registrado el 11 de mayo de 2011 en Lorca, Murcia) rotados entre 0 y 180 grados y en intervalos de 1 grado.

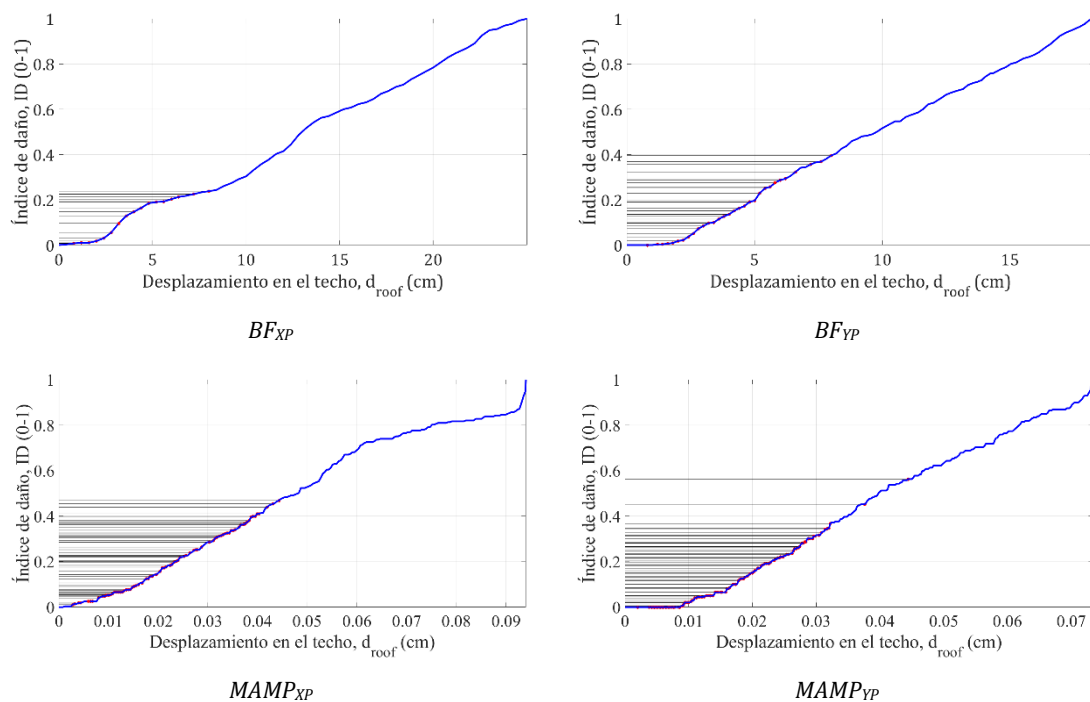


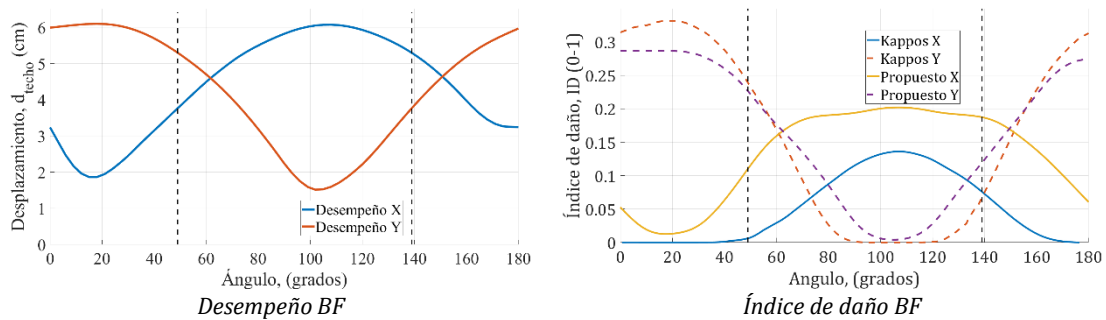
Figura 6-19: Índice-SAP de daño para el edificio Viña en sus dos variantes BF y MAMP, según sus dos ejes principales, y cálculo de los puntos de desempeño evaluados para ángulos de incidencia de la acción sísmica rotada entre 0 y 180 grados respecto de la estación de registro

Como se puede apreciar, los valores del índice de daño son inferiores para el modelo de edificio Viña BF. En este modelo,  $DI < 0,3$  en la dirección X, mientras que  $DI \leq 0,4$  en

la dirección Y. Esto indica que el modelo no habría sufrido daños relevantes y, en cualquier caso, estos daños se considerarían reparables. Este resultado encaja con la ausencia de daño observada en el edificio real inacabado (ver Figura 6-17) situado cerca del edificio de la Viña. Aquel edificio inacabado y sin daños aparentes, tiene una estructura que se corresponde al modelo Viña BF ya que únicamente fueron construidos los soportes y los forjados quedando los cerramientos sin construir.

Para el modelo Viña MAMP los índices de daño  $DI > 0,4$ , para algunas orientaciones de la acción sísmica. En la dirección Y, incluso aparecen índices cercanos a 0,6 para alguna orientación. Esto significa que el modelo Viña MAMP es más vulnerable que el modelo Viña BF.

La Figura 6-20 presenta una gráfica con el ajuste de los desplazamientos de los puntos de desempeño, calculados para cada ángulo de incidencia de la acción sísmica, respecto de la propia orientación de la acción sísmica. Los desplazamientos son, en todos los casos, desplazamientos de un nodo de control situado en el techo. Las gráficas obtenidas son coherentes con los resultados obtenidos en estudios previos (Vargas-Alzate *et al*, 2018; Pinzón *et al*. 2018) y demuestran que el efecto de direccionalidad debe incluirse en cualquier discusión sobre vulnerabilidad sísmica. En la misma figura se presentan y comparan las gráficas del índice de daño calculado utilizando el índice de daño medio y el nuevo índice propuesto en este trabajo, en función de la orientación de la acción sísmica. Como se puede apreciar, ambos índices tienden a seguir un patrón similar, aunque, en general, el nuevo índice propuesto se distribuye sobre un intervalo de valores mayor que aquel obtenido utilizando el índice de daño medio.



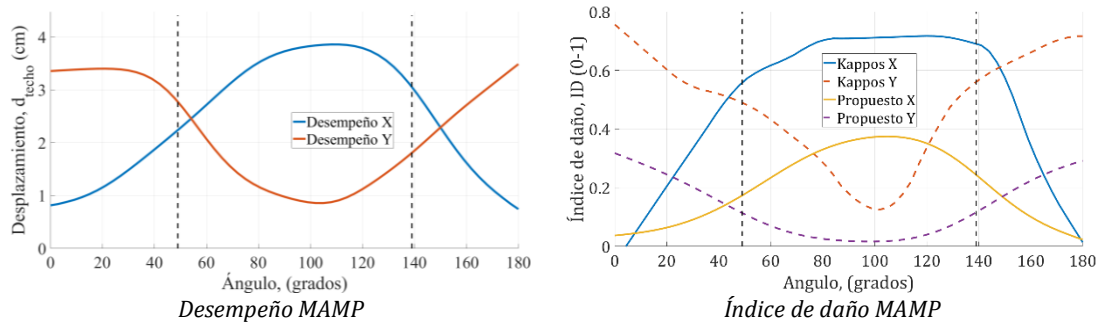


Figura 6-20: Índices de daño y análisis de direccionalidad. Variación del desplazamiento del punto de desempeño y de los índices de daño medio (Kappos) e índice-SAP para los modelos Viña BF y Viña MAMP. La línea negra entrepuntada indica la posición relativa de los ejes del edificio

#### 6.5.4 Análisis dinámico y direccionalidad

Con objeto de complementar los cálculos anteriores, se llevó a cabo un análisis dinámico del desempeño estructural de las variantes Viña BF y Viña MAMP introduciendo el efecto de direccionalidad de la acción sísmica. El objetivo es realizar un análisis de direccionalidad en base a cálculos dinámicos para compararlo con los resultados obtenidos a partir del análisis estático pushover utilizado en secciones precedentes. Para ello se procedió a rotar, en un arco de 180°, los acelerogramas del sismo de Lorca de mayo de 2011, para, posteriormente, realizar un cálculo dinámico de la respuesta estructural con cada señal rotada. La Figura 6-21 muestra los resultados de la respuesta dinámica en desplazamientos teniendo en cuenta el efecto de direccionalidad de la acción sísmica. Si se comparan los resultados con aquellos obtenidos aplicando el método del espectro de capacidad, se observa que los valores para los desplazamientos del punto de desempeño obtenidos utilizando el cálculo dinámico son mayores que aquellos. Por tanto, los resultados obtenidos aplicando métodos de cálculo y análisis estático equivalentes podrían estar subestimando, para cada orientación, el desplazamiento del punto de desempeño y, por tanto, el nivel de daño alcanzado.

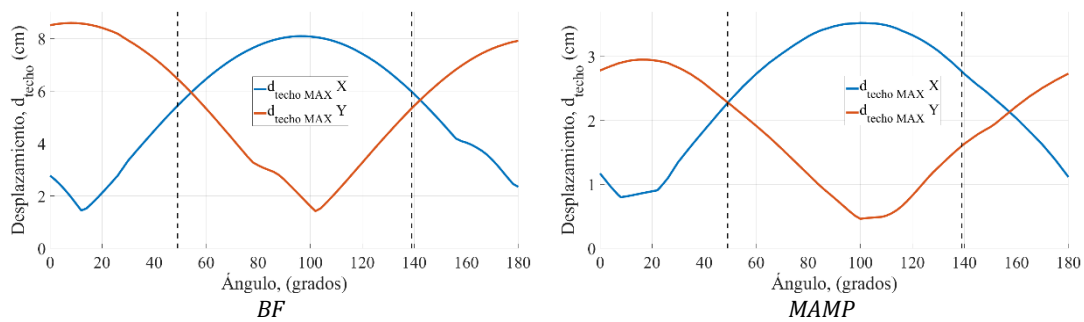


Figura 6-21: Análisis dinámico y estudio del efecto de direccionalidad. Variación del desplazamiento máximo en función del ángulo de incidencia para los modelos Viña BF y Viña MAMP. La línea negra entrepuntada indica la posición relativa de los ejes del edificio

## 6.6 Edificio OMEGA. Análisis del daño

Para este trabajo de tesis se generaron dos modelos numéricos para el edificio OMEGA, un modelo sin cerramientos (modelo OBF) y un modelo que incluye todos los cerramientos (modelo OMNR). En los cálculos de esta sección, y con objeto de disminuir los costes y tiempos computacionales, se ha utilizado el modelo numérico OBF en el que se han suprimido los cerramientos. En el modelo numérico generado, los tres niveles inferiores están atados a un elemento tipo shell que representa el muro de contención semi-perimetral, el mismo que condiciona el comportamiento de la estructura debido a que confina los tres pisos inferiores. Los elementos usados para la modelación numérica del edificio OMEGA son de tipo frame para vigas y columnas, de tipo shell waffle para las losas, y los cerramientos, presentes únicamente en el modelo OMNR, fueron modelados mediante un elemento membranal no lineal, que ha sido colocado en las franjas en las que los cerramientos no tienen aberturas.

En esta sección se estudia la vulnerabilidad del edificio OMEGA utilizando el método del espectro de capacidad (MEC) y también se estudia el efecto de la direccionalidad de la acción sísmica sobre la respuesta estructural. Para evaluar el daño esperado se aplican el índice de daño medio normalizado y el nuevo índice de daño propuesto en este trabajo. Para aplicar el MEC se seleccionaron tres acelerogramas que

denominaremos AC01, AC02 y AC03. Los tres acelerogramas, extraídos de la base de datos europea (Ambraseys *et al.* 2004), son compatibles con el espectro determinista propuesto por Irizarry (Irizarry, 2004) para la ciudad de Barcelona. Para aplicar el MEC y evaluar, posteriormente, el índice de daño propuesto, se escogerá una orientación de análisis para cada acelerograma seleccionado mediante la metodología descrita por (Boore *et al.*, 2006) y con objeto de seleccionar aquellos que minimizan su dependencia con la orientación de la estación que los registró. Cada acelerograma orientado es escalado para distintos valores de su PGA. Con los acelerogramas escalados se obtiene, en cada caso, el espectro de respuesta y, aplicando el MEC se determina su correspondiente punto de desempeño.

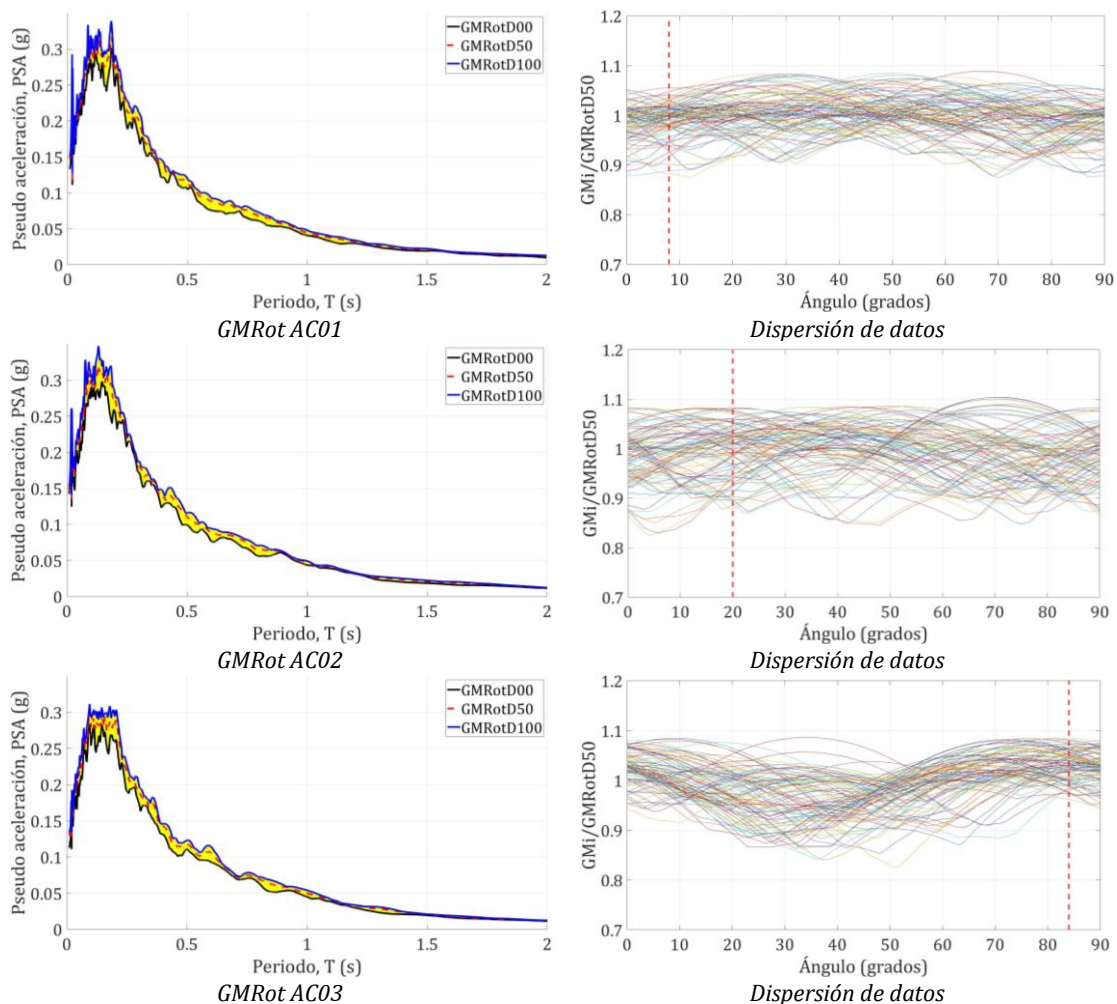


Figura 6-22: Espectros de los acelerogramas seleccionados (AC01, AC02 y AC03), GMRot y respectivas orientaciones (8°, 20° y 84°) escogidas para el análisis del edificio OMEGA



La Figura 6-22 muestra los espectros obtenidos para los acelerogramas seleccionados, AC01, AC02 y AC03, orientados según los ángulos 8, 20 y 84 grados, respectivamente.

En la Figura 6-23 se presentan los puntos de desempeño para el modelo de edificio Omega OBF (sin cerramientos) según las señales AC01 (rojo), AC02 (verde), AC03 (negro), sobre la curva de capacidad de cada dirección principal. Se observa que los puntos de desempeño se extienden sobre prácticamente toda la curva de capacidad para la dirección X, mientras que sólo se extienden hasta la mitad de la curva para la dirección Y. Esto evidencia que la dirección X es la dirección más vulnerable del edificio.

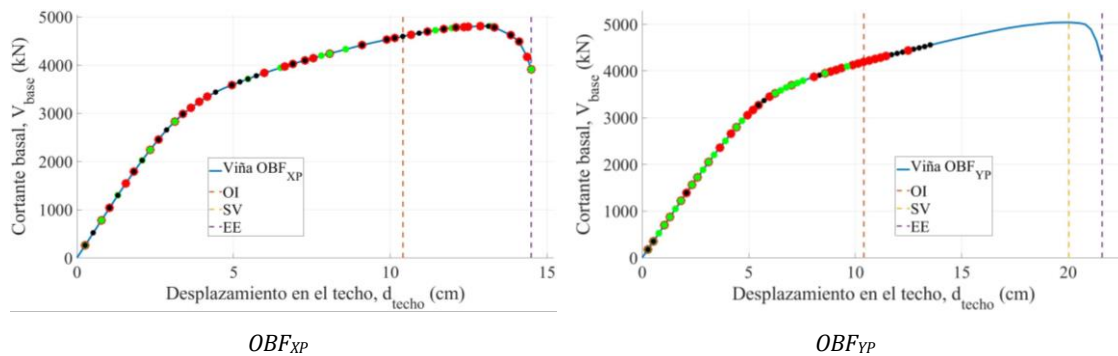


Figura 6-23: Edificio Omega. Puntos y niveles de desempeño, según los dos ejes principales del edificio, para ángulos de incidencia entre 0 y 180 grados respecto de la estación de registro. (códigos de color AC01 (rojo), AC02 (verde), AC03 (negro))

La Figura 6-24 muestra los resultados del MEC utilizando los espectros de los tres acelerogramas seleccionados, y aplicado para calcular el desplazamiento del punto de desempeño en función de los valores del PGA escalados. Los resultados para cada acelerograma están representados por el mismo tipo de línea. Así, las líneas continuas representan los resultados según GMRotAC01, las líneas discontinuas externas representan a los resultados según GMRotAC02 y finalmente, las líneas discontinuas centrales representan a los resultados con GMRotAC03. En todos los casos el color negro representa el eje XP, mientras que el color azul el eje YP.

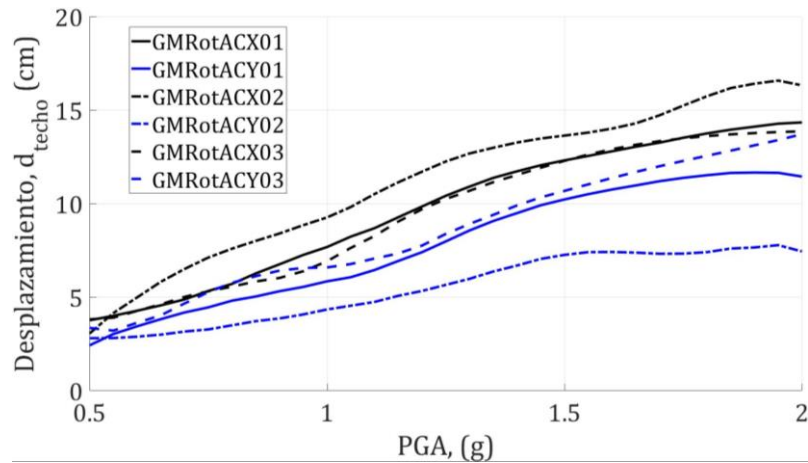
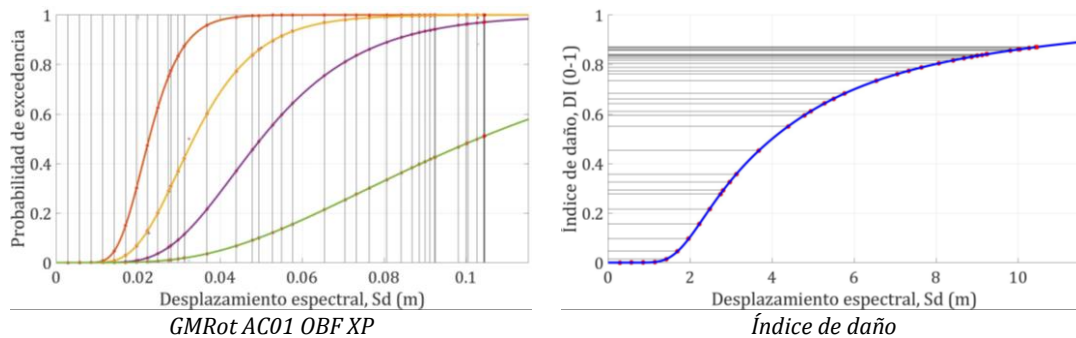


Figura 6-24: Edificio Omega y MEC. Desplazamientos de los puntos de desempeño para valores escalados del PGA aplicados a los tres acelerogramas seleccionados AC01 (8°), AC02 (20°) y AC03 (84°)

En todos los casos, y para cada dirección de análisis, se observa un incremento en las diferencias entre los desplazamientos calculados a medida que el valor del PGA aumenta. Estas diferencias se incrementan debido a que los efectos no lineales aparecen en la respuesta del sistema a medida que el PGA de la acción aumenta. La Figura 6-25 presenta la curva de fragilidad para el modelo OBF y sobre la dirección XP, y la correspondiente curva del índice de daño en función del desplazamiento espectral calculada aplicando el índice de daño medio. En las curvas se indican también, los puntos de desempeño obtenidos para cada valor del PGA escalado considerado en el análisis MEC correspondiente a cada uno de los tres acelerogramas seleccionados.



a) Acelerograma AC01

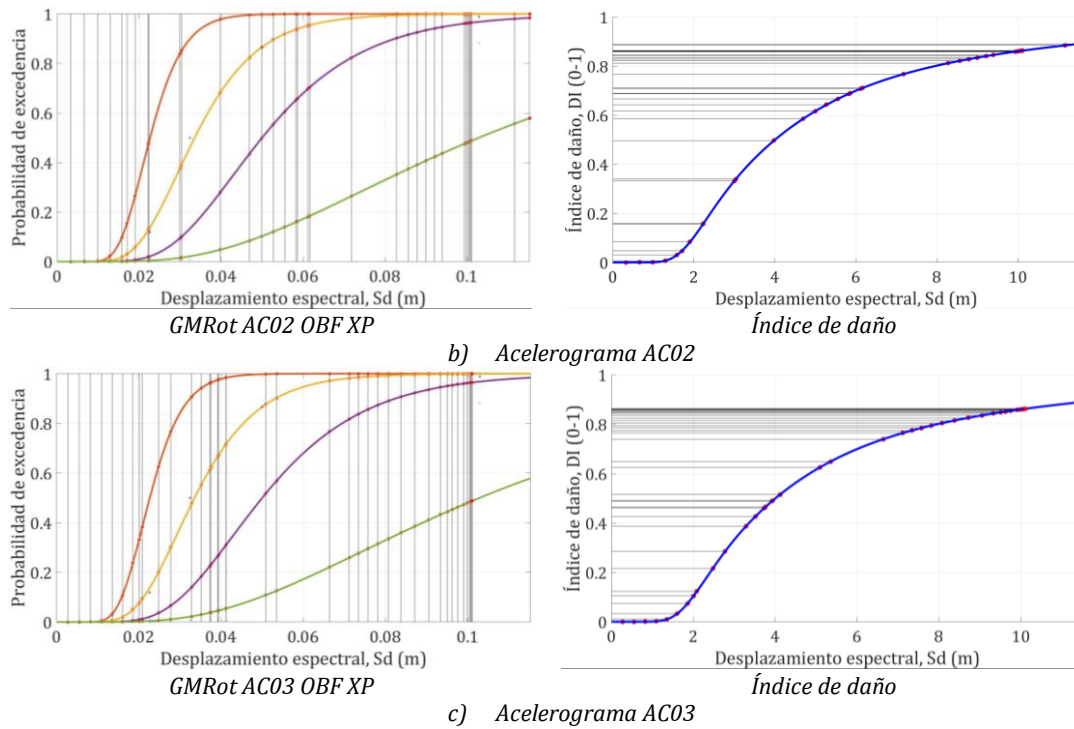
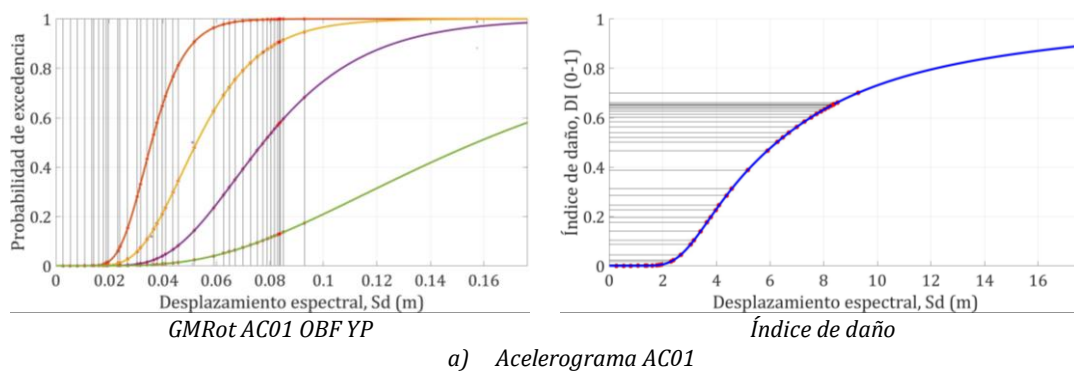


Figura 6-25: Curvas de fragilidad e índice de daño medio calculados para el modelo OBF del edificio Omega en la dirección X. Localización de los puntos de desempeño para el análisis MEC correspondiente a los acelerogramas escalados: a) AC01, b) AC02 y c) AC03

La Figura 6-26 presenta las curvas de fragilidad para el modelo OBF, con su respectivo índice de daño calculado utilizando el índice de daño medio, para cada PGA considerado en el sentido YP. Como se puede apreciar, el eje X es más vulnerable debido a que tendría mayor probabilidad de tener un daño mayor, para un mismo PGA.



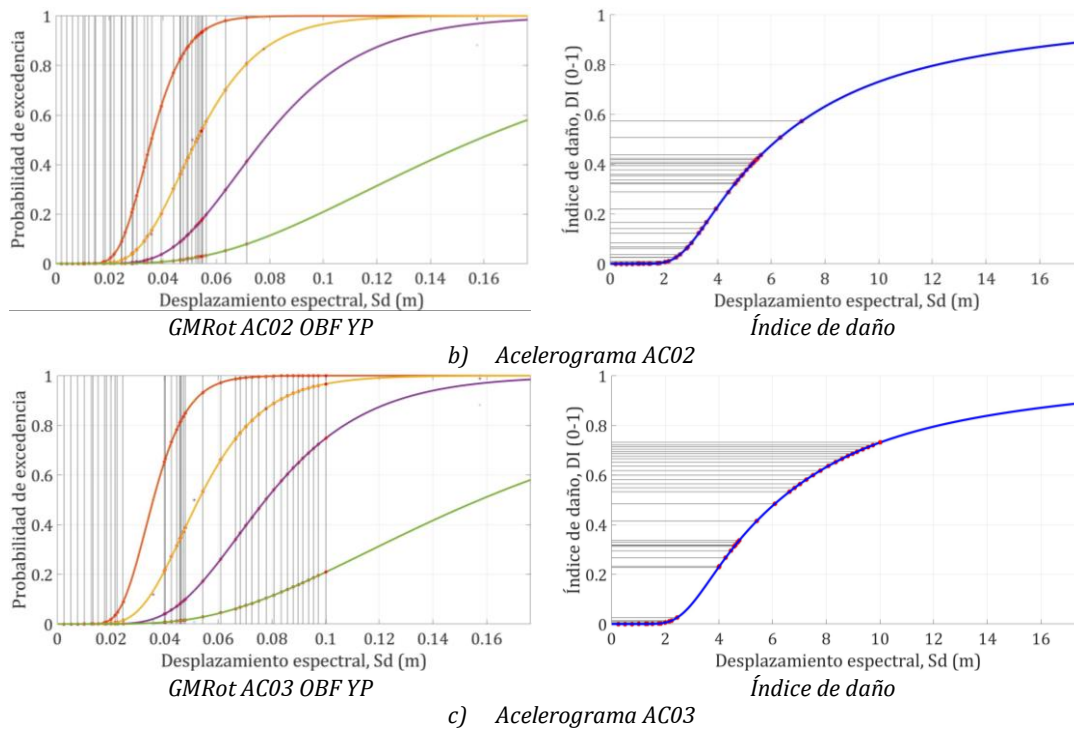
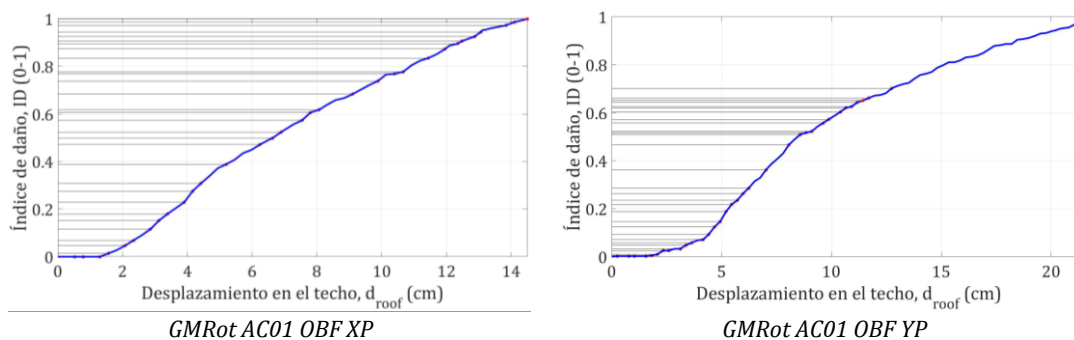


Figura 6-26: Curvas de fragilidad e índice de daño medio calculados para el modelo OBF del edificio Omega en la dirección Y. Localización de los puntos de desempeño obtenidos aplicando el MEC utilizando los acelerogramas escalados: a) AC01, b) AC02 y c) AC03

A continuación, se calcula la curva del índice de daño correspondiente a cada eje principal del edificio y utilizando la metodología propuesta en este trabajo y basada en el índice-SAP. La Figura 6-27 muestra las curvas y los puntos de desempeño obtenidos para el edificio sin cerramientos y bajo la acción de cada uno de los tres acelerogramas seleccionados. Los resultados vuelven a apuntar a que la dirección X del edificio es la más vulnerable.



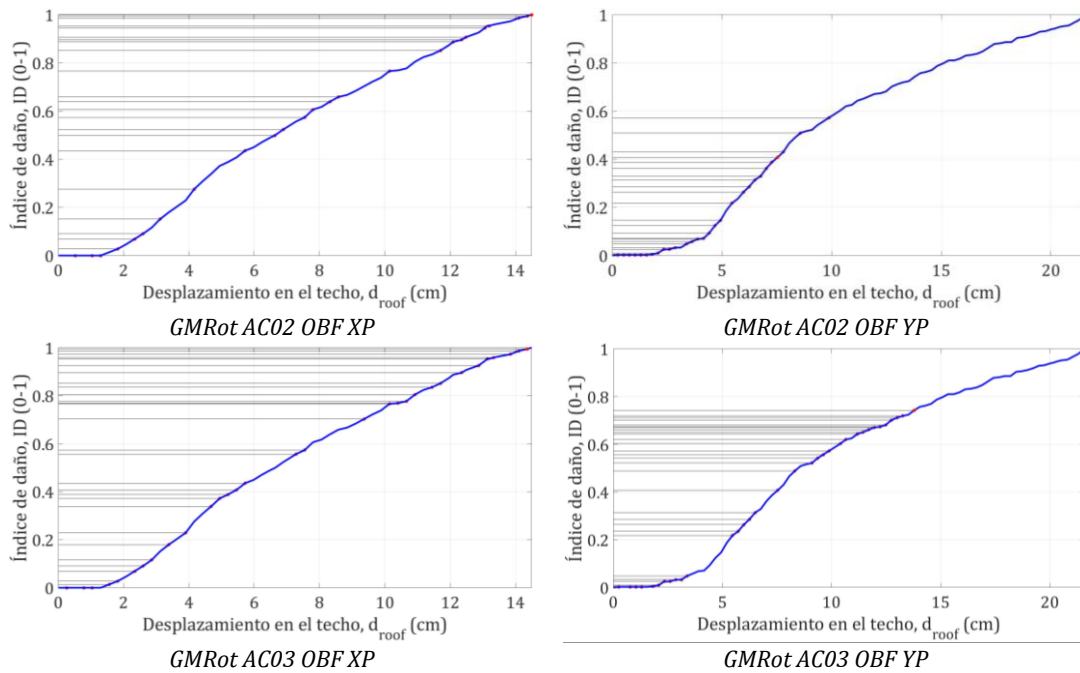


Figura 6-27: Índice-SAP de daño calculado para el edificio OMEGA (modelo OBF sin cerramientos) para cada dirección principal: a) AC01, b) AC02 y c) AC03

La Figura 6-28 muestra los valores del índice de daño obtenidos en función del valor del PGA de los análisis MEC calculados utilizando los espectros de los tres acelerogramas seleccionados. Se muestran, en rojo el índice obtenido mediante la metodología propuesta en este trabajo, y en azul, el obtenido aplicando el índice de daño medio.

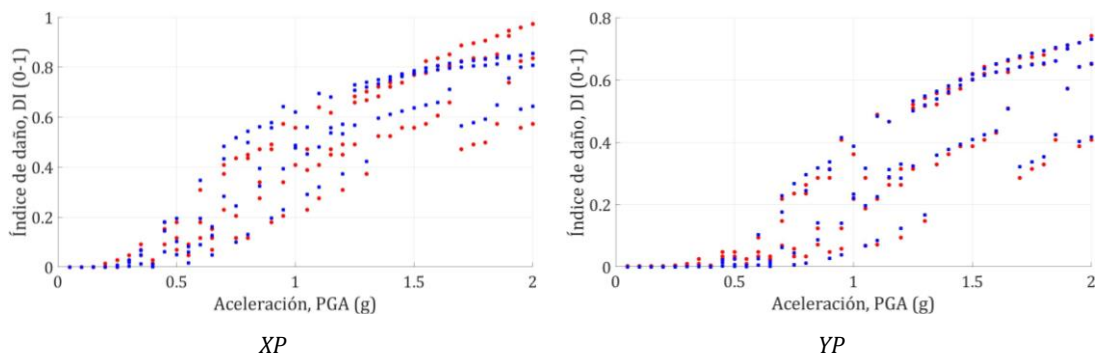


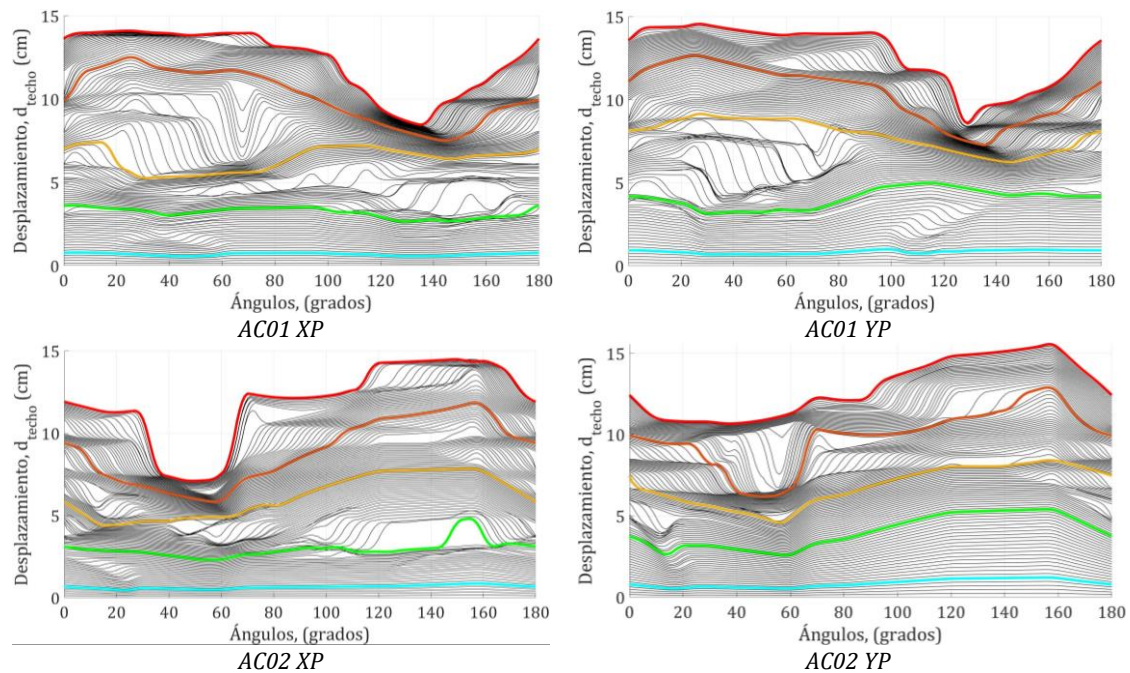
Figura 6-28: Índice de daño para ambas direcciones principales del edificio OMEGA (modelo OBF sin cerramientos), calculado en función del PGA escalado y aplicando el MEC para los tres acelerogramas seleccionados. Índice de daño medio (azul) e índice-SAP (rojo)

Como se puede apreciar, en ambos ejes los valores devueltos por ambos índices son muy semejantes, y siguen la misma tendencia a medida que el PGA aumenta. Esto

muestra que el índice propuesto es una herramienta útil, simple y rápida para la obtención de este parámetro, y tiene una característica importante debido a que es independiente del análisis de fragilidad.

### 6.6.1 Análisis de direccionalidad

Al igual que en los casos previos, se llevará a cabo un análisis de direccionalidad para estudiar la variación del índice de daño cuando cambia la orientación de la acción sísmica respecto de los ejes principales del edificio. Por tanto, en esta sección se considerarán los tres acelerogramas seleccionados (AC01, AC02 y AC03), y se realizarán los análisis para todas las orientaciones de la acción respecto de los ejes principales del edificio. Adicionalmente, en cada orientación se escalarán las componentes para valores de PGA comprendidos entre 0.02 g y 2 g, en intervalos de 0.02 g. La Figura 6-29, muestra los puntos de desempeño obtenidos aplicando el MEC y calculados según los ejes principales del edificio. Las líneas de color que se aprecian en la figura, son un indicativo del desplazamiento en función de la intensidad del PGA para valores de 0,1g, 0,5g, 1g, 1,5g y 2g.



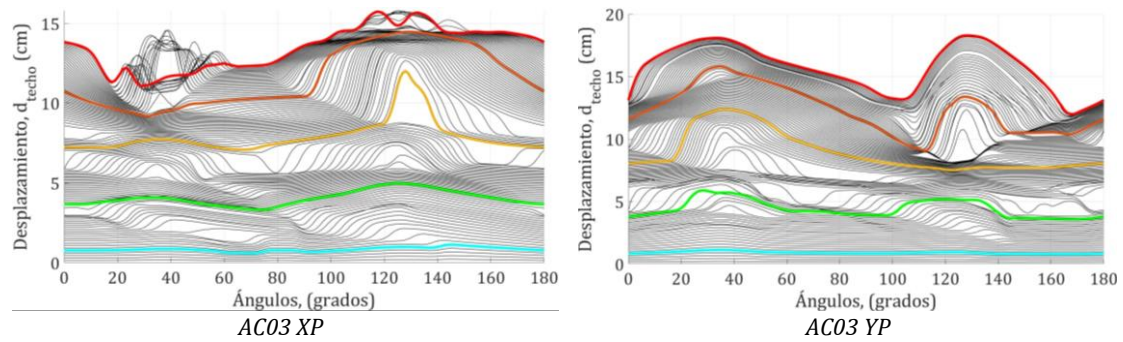
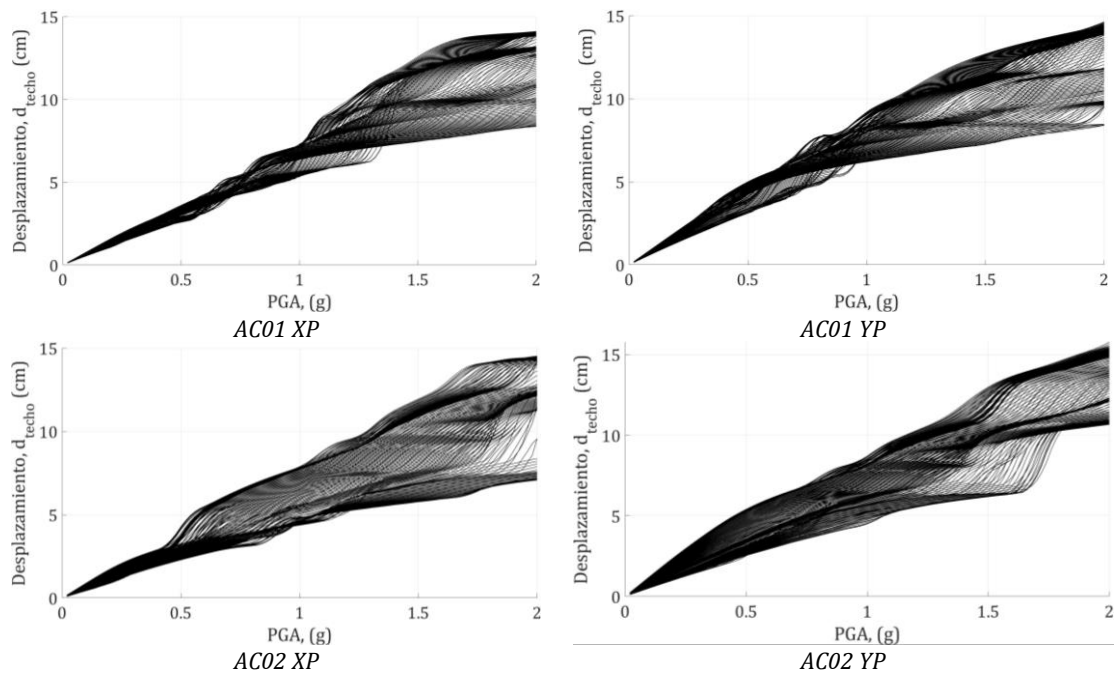


Figura 6-29: Variación del desplazamiento del punto de desempeño, calculado aplicando el MEC, considerando la direccionalidad y el escalado para cada acelerograma seleccionado (AC01, AC02 y AC03). Se han resaltado los escalados para valores del PGA de 0,1g (azul), 0,5g (verde), 1g (naranja) y 2g (rojo)

En la Figura 6-30, se presenta, para ambos ejes principales, la variación del desplazamiento del punto de desempeño en función del PGA escalado sobre cada uno de los tres acelerogramas seleccionados y para todas las orientaciones de la acción sísmica respecto de los ejes principales del edificio. Para el escalado, en cada orientación específica se escalan las componentes para valores de PGA comprendidos entre 0.02 g y 2 g, en intervalos de 0.02 g. Para la direccionalidad se han considerado las orientaciones de 0° a 180° de cada acción sísmica respecto de los ejes principales del edificio.



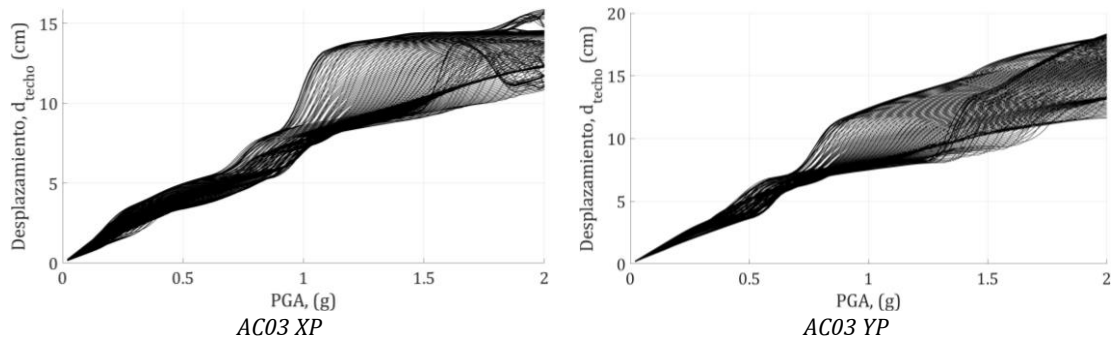
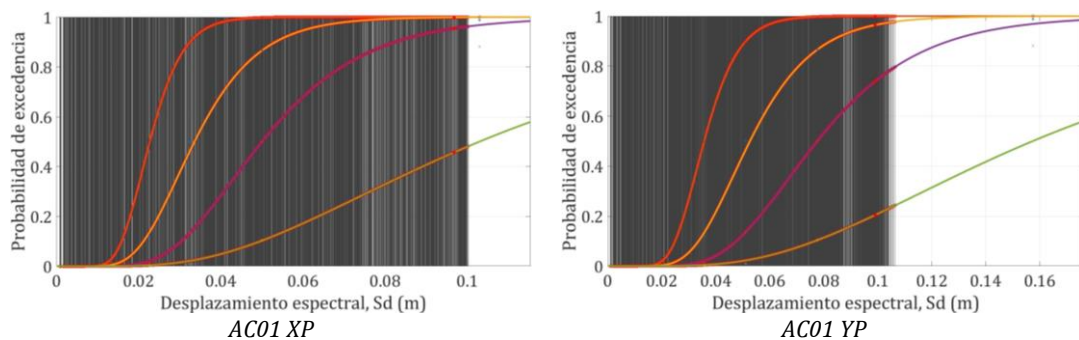


Figura 6-30: Variación del desplazamiento del punto de desempeño, calculado aplicando el MEC, para cada dirección principal del edificio, en función del PGA y considerando la direccionalidad y el escalado en los tres acelerogramas seleccionados (AC01, AC02 y AC03)

### 6.6.2 Índice de daño

Para la obtención del índice de daño medio, es necesario, en primer lugar, definir las curvas de fragilidad para cada uno de los ejes principales del edificio. La Figura 6-31 presenta las curvas obtenidas según ambos ejes, y sobre ellas se pueden ver los resultados del análisis de desplazamientos del punto de desempeño, calculados aplicando el MEC sobre los espectros escalados para el PGA de los tres acelerogramas seleccionados y considerando la direccionalidad en todos los casos. Para el escalado, en cada orientación específica se escalarán las componentes para valores de PGA comprendidos entre 0.02 g y 2 g, en intervalos de 0.02 g. Para la direccionalidad se han considerado las orientaciones de 0° a 180° de cada acción sísmica respecto de los ejes principales del edificio.





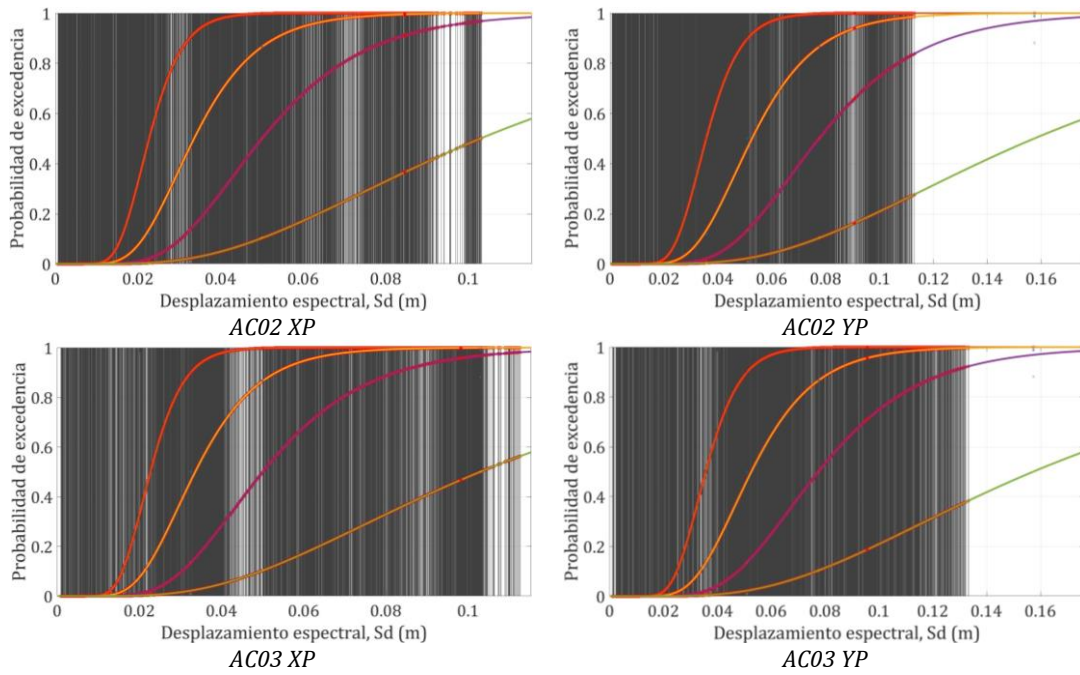
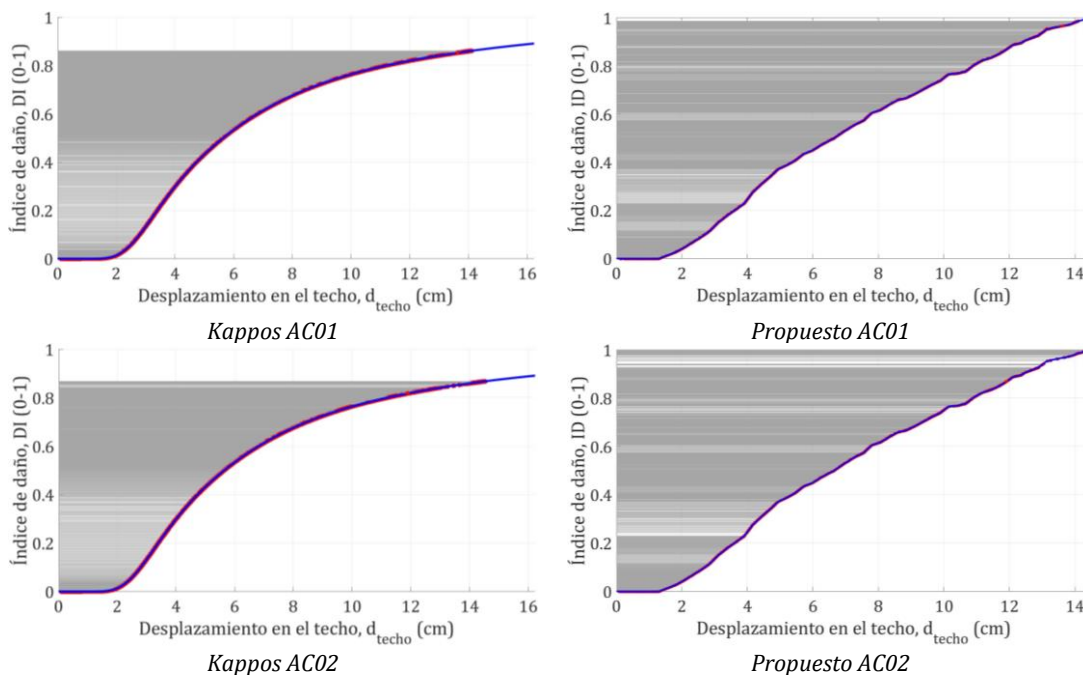


Figura 6-31: Curvas de fragilidad del edificio Omega según ambos ejes principales X y Y. Los trazos sitúan los desplazamientos de los puntos de desempeño calculados aplicando el MEC y considerando la direccionalidad en los tres acelerogramas seleccionados AC01, AC02 y AC03

La Figura 6-32 presenta, conjuntamente y para el eje X, el índice de daño medio, y el índice-SAP propuesto. Se muestran tres conjuntos de curvas que se corresponden con los tres acelerogramas seleccionados. Los trazos corresponden a los resultados obtenidos para para orientaciones comprendidas entre 0 y 180 grados.



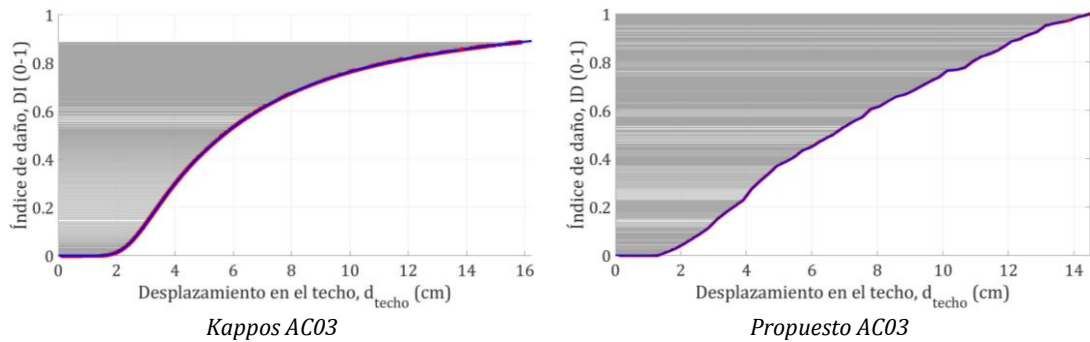
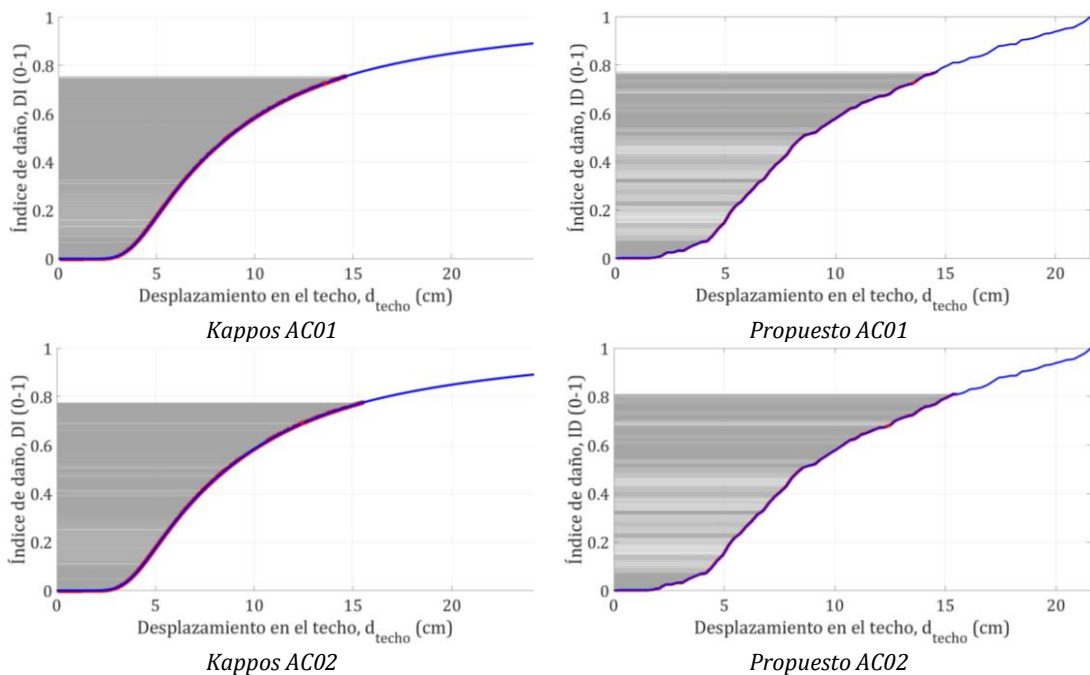


Figura 6-32: Índice de daño medio y nuevo índice de daño en función de los desplazamientos sobre el eje X y calculados considerando la direccionalidad en los tres acelerogramas seleccionados AC01, AC02 y AC03

La Figura 6-33 presenta, conjuntamente y para el eje Y, el índice de daño medio, y el nuevo índice de daño propuesto. Se muestran tres conjuntos de curvas que se corresponden con los tres acelerogramas seleccionados.

Los trazos corresponden a los resultados obtenidos para para orientaciones comprendidas entre 0° y 180° grados



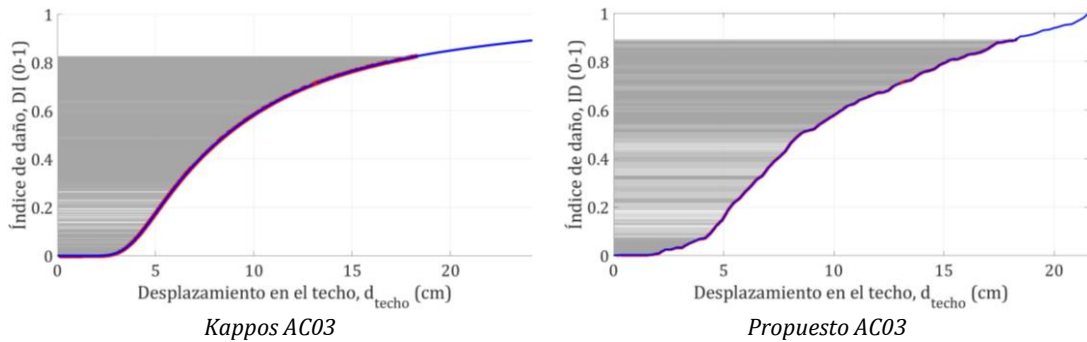
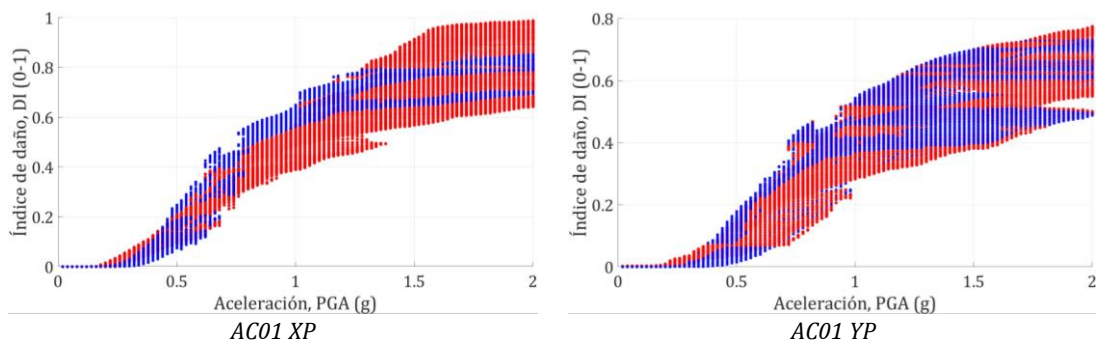


Figura 6-33: Índice de daño medio y nuevo índice de daño en función de los desplazamientos sobre el eje Y y calculados considerando la direccionalidad en los tres acelerogramas seleccionados AC01, AC02 y AC03

Finalmente, la Figura 6-34 muestra la comparación de los índices de daño calculados, según cada método, versus el PGA. Los puntos de color azul corresponden a estados de daño calculados utilizando la metodología del índice de daño medio mientras que los puntos en color rojo representan estados de daño evaluados mediante el índice-SAP.

Como se puede apreciar, el comportamiento aparente del índice-SAP propuesto es, en general, coherente con el del índice de daño medio. No obstante, se aprecia que para valores elevados del PGA, el índice-SAP tiende a generar índices de daño superiores al índice de daño medio. Tal como se comentó en anteriores secciones, parece que el índice de daño medio tiende a subestimar el daño cuando la intensidad del sismo es incrementada.



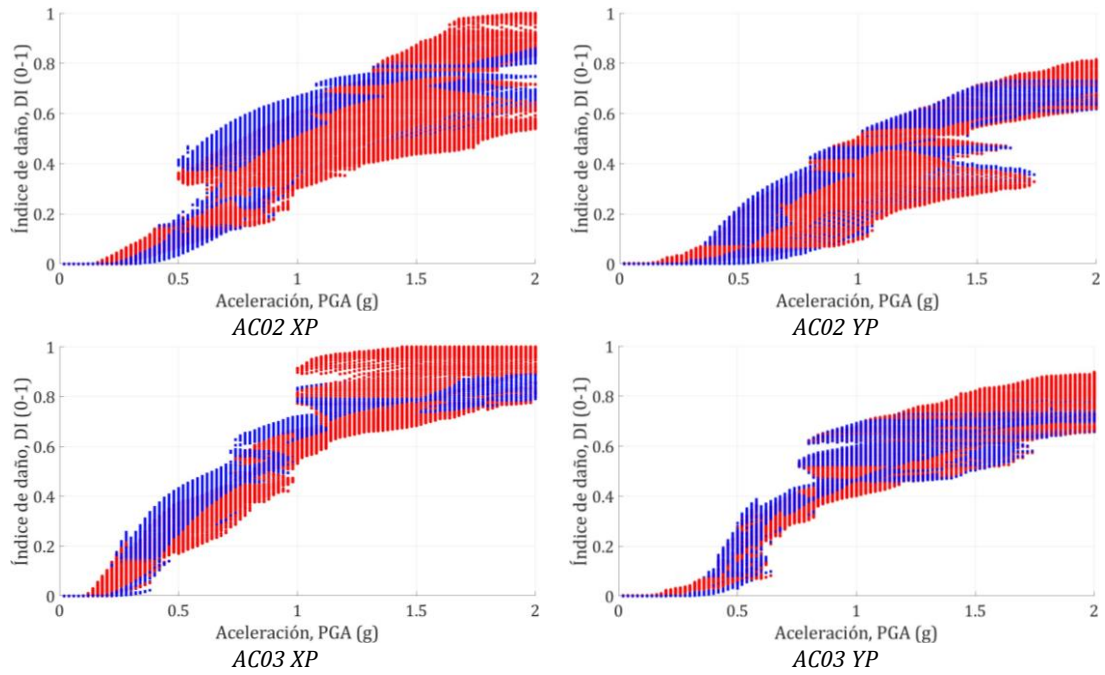
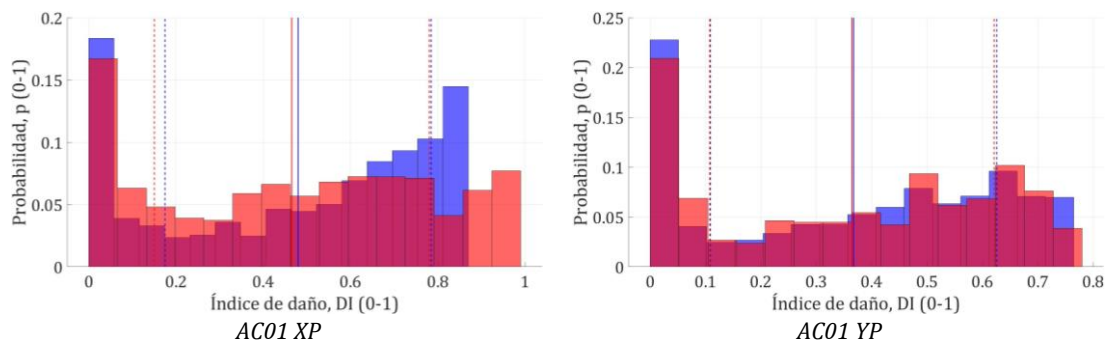


Figura 6-34: Índices de daño versus PGA para el edificio Omega y considerando la direccionalidad en los tres acelerogramas seleccionados AC01, AC02 y AC03. Resultados para el índice de daño medio (azul) y para el índice-SAP (rojo)

En la Figura 6-35, se presentan los histogramas de la distribución de resultados para ambos métodos de evaluación del índice de daño, según cada dirección, y para cada acelerograma seleccionado. En esta figura la línea continua representa la media, mientras que la línea discontinua marca la distancia definida por una desviación estándar en cada dirección. Como se puede ver, existe una buena correspondencia entre los resultados obtenidos sobre ambos ejes, ajustándose de mejor manera sobre el eje Y.



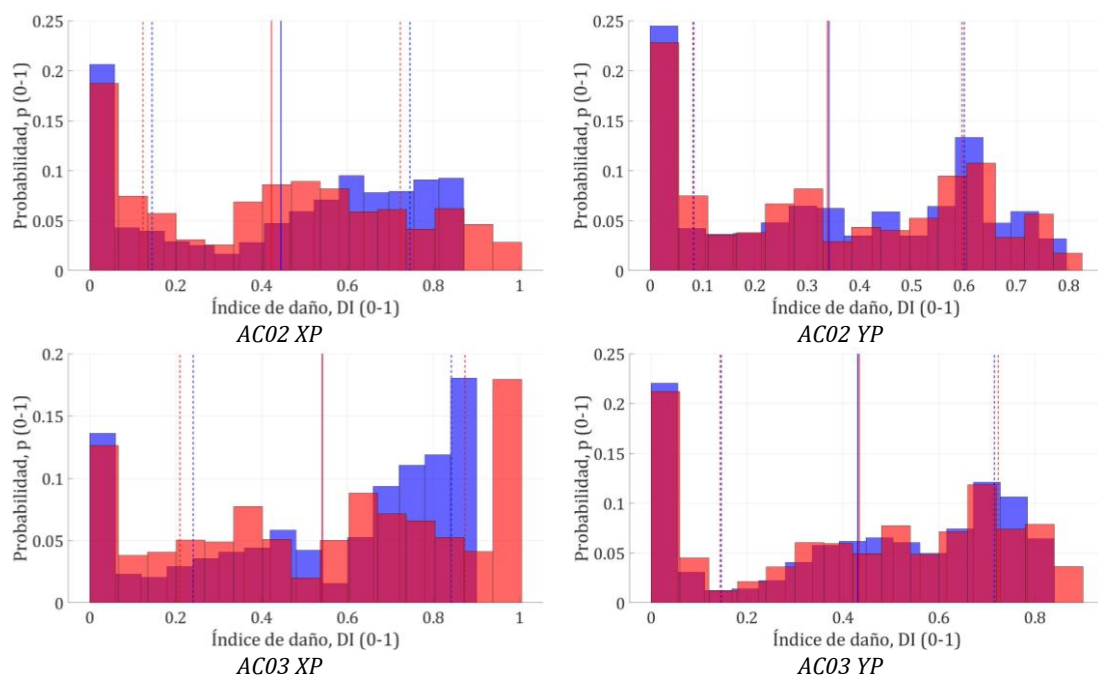


Figura 6-35: Distribución de probabilidad para los índices de daño del edificio Omega y considerando la direccionalidad en los tres acelerogramas seleccionados AC01, AC02 y AC03. Resultados para el índice de daño medio (azul) y para el índice-SAP (rojo)

## 6.7 Resumen y conclusiones

En este capítulo se adopta una metodología avanzada para el análisis de la capacidad, fragilidad y daño de los edificios considerados como unidades individuales y no agrupados en tipologías. El objetivo es desarrollar herramientas de cálculo que permitan evaluar el daño y los costes de reparación de edificios específicos a partir de una modelización numérica específica calibrada con medidas de monitoreo RAR.

En este trabajo de tesis se propone utilizar un nuevo índice de daño estructural al que denominaremos índice-SAP, cuya base de cálculo son los resultados calculados por los programas de cálculo estructural SAP2000 y ETABS (CSI, 2018 a y b), y que detallan la evolución y la cuantificación del daño en las rótulas de la estructura durante el desarrollo de la curva de capacidad. Por tanto, se trata de una herramienta, por un lado, muy potente, dado que se apoya en los cálculos de programas avanzados de cálculo estructural, y, por otro lado, de bajo coste

computacional, ya que su aplicación requiere, únicamente, el cálculo de curvas de capacidad en base a análisis no lineal estático equivalente e incremental.

El modelo paramétrico propuesto por (Pujades *et al.* 2015) se ha utilizado, con éxito, para calibrar el nuevo índice de daño estructural propuesto (Índice-SAP).

Para el análisis de la fragilidad y del daño se han utilizado dos modelos de fragilidad. Un primer modelo basado en la metodología descrita en el proyecto Risk-UE (Milutinovich & Trendafiloski, 2003) y un segundo modelo basado en el índice de daño SAP presentado en este trabajo y en los umbrales de estados de daño propuestos por (Pujades *et al.* 2015). Los resultados comparados de las dos aproximaciones a la fragilidad y al daño, evidencian que el índice Risk-UE tiende a sobreestimar el daño para desplazamientos relativamente pequeños, y subestima el daño cuando el desplazamiento tiende a valores relativamente más altos. Esta tendencia del índice Risk-UE ya fue estudiada y observada en un trabajo de investigación anterior en el que se comparaban diferentes metodologías basadas en cálculos estáticos no lineales con los resultados de análisis dinámicos incrementales tomados como referencia (Gonzalez-Drigo *et al.* 2017). En contraposición, el índice-SAP demuestra un comportamiento más alineado con los resultados del análisis dinámico incremental (IDA) obtenidos en aquel trabajo. De este modo, se puede apuntar que el índice-SAP genera resultados confiables y realistas si se toman los resultados IDA como referencia.

En el capítulo se estudia el desempeño estructural frente a la acción sísmica de tres edificios: el edificio de San Fernando y el edificio de la Viña, ambos en Lorca, y el edificio Omega situado en el campus universitario de la UPC en Barcelona.

El edificio de San Fernando se ha modelado con diferentes propiedades de los cerramientos no estructurales de mampostería no reforzada (fábrica de ladrillo cerámico hueco). Los resultados muestran que, manteniendo constantes las propiedades resistentes de la mampostería, el daño se incrementa cuando se incrementa el módulo de elasticidad de la mampostería. Es decir, el daño tiende a crecer cuando lo hace la rigidez de la mampostería. Por otro lado, se verifica que el

daño es más sensible al incremento de rigidez que a la resistencia de la fábrica de ladrillo. Los resultados mostrados sugieren que la modelación de la mampostería no estructural desempeña un papel fundamental en la respuesta general de los edificios.

Para este mismo edificio, el análisis del efecto de la direccionalidad de la acción sísmica se ha estudiado utilizando el índice de daño medio y el índice-SAP. Los resultados muestran una excelente coherencia en las tendencias para ambos índices. Los valores extremos coinciden en las mismas regiones angulares para ambos índices y para ambas direcciones principales del edificio. No obstante, en la dirección X, el índice-SAP genera un rango de valores ligeramente superior al obtenido con el índice de daño medio.

El edificio de la Viña se ha utilizado para analizar la influencia de los cerramientos no estructurales en la respuesta ante el sismo. Para ello se han generado dos modelos de edificio, un modelo carece de cerramientos y el otro los incluye. Los análisis muestran que el edificio sin cerramientos tiene un desempeño que lo mantiene en el nivel de ocupación inmediata. Por otro lado, el edificio modelado con los cerramientos muestra un peor comportamiento frente a la misma acción sísmica. Para ambos modelos se ha estudiado el efecto de la direccionalidad de la acción sísmica. Los resultados demuestran, para todas las orientaciones de la acción, que el edificio sin cerramientos tiene una mejor respuesta que el edificio con cerramientos. Es evidente que en estos resultados el valor de los períodos fundamentales de cada edificio va a ser determinante en la respuesta ante el sismo. En este sentido, el edificio inacabado tiene un período fundamental mayor que el edificio real de la Viña y, una vez situado sobre el espectro de la acción sísmica, se evidencia que el edificio sin cerramientos es menos vulnerable que el edificio con cerramientos. Los análisis utilizando el índice-SAP generan resultados con un mayor rango de índices de daño que aquellos que utilizan el índice de daño medio. Con este edificio también se realiza un análisis del efecto de direccionalidad de la acción considerando el sismo de Lorca rotado sobre un arco de  $180^\circ$  y calculando la respuesta estructural mediante análisis dinámico no lineal. Si se comparan los resultados con aquellos obtenidos aplicando el método del espectro de capacidad, se observa que los valores

para los desplazamientos del punto de desempeño obtenidos utilizando el cálculo dinámico son mayores que aquellos. Por tanto, los resultados obtenidos aplicando métodos de cálculo y análisis estático equivalentes podrían estar subestimando, para cada orientación, el desplazamiento del punto de desempeño y, por tanto, el nivel de daño alcanzado. En cualquier caso, en general los resultados obtenidos son coherentes con los resultados presentados en estudios previos (Vargas-Alzate *et al*, 2018; Pinzón *et al*, 2018; Hidalgo-Leiva *et al*, 2018) y demuestran que el efecto de direccionalidad debe incluirse en cualquier discusión sobre vulnerabilidad sísmica. El edificio Omega se ha modelado con y sin los cerramientos estructurales. Tres acelerogramas extraídos de la base de datos europea (Ambraseys, 2004), y compatibles con el espectro determinista propuesto por Irizarry (Irizarry, 2004) para la ciudad de Barcelona, han sido utilizados para aplicar el método del espectro de capacidad (MEC), el IDA y para analizar el efecto de direccionalidad de la acción. En los análisis MEC, con resultados en desplazamientos calculados con el IDA, se evidencia que la dirección X es la dirección más vulnerable del edificio. Se obtienen las mismas tendencias aplicando el índice-SAP. No obstante, el cálculo del índice-SAP requiere un coste computacional inferior al necesario para aplicar el MEC y sustancialmente inferior al necesario para los IDA. Esto muestra que el índice-SAP es una herramienta útil, simple y rápida para el cálculo del daño, y tiene una característica añadida importante y es su independencia del análisis de fragilidad. Se completa el estudio introduciendo el análisis de direccionalidad de la acción. Los cálculos se han realizado aplicando el MEC y el índice-SAP a los tres acelerogramas seleccionados y considerándolos de forma incremental. Los resultados permiten apreciar que el comportamiento aparente del índice-SAP es coherente con el del índice de daño medio, aunque, para valores elevados de la intensidad, el índice-SAP genera valores de índice de daño mayores que los que se obtienen con el índice de daño medio. Tal como se comentó en anteriores secciones, parece que el índice de daño medio tiende a subestimar el daño cuando la intensidad del sismo es incrementada.





## **7. Simulación numérica del daño estructural**

### **7.1 Introducción**

Los daños en los edificios y construcciones en general, provocan una degradación en la rigidez estructural y en la capacidad resistente que modifica la respuesta dinámica de las estructuras (Vidal *et al*, 2014; Alarcón & Benito, 2014). Las curvas de capacidad permiten una lectura de la evolución del daño respecto del desplazamiento, el parámetro de demanda, medido en un nodo de control situado en la cubierta de la estructura. Del mismo modo, es posible tener información sobre la evolución del daño respecto del desplazamiento utilizando las curvas de fragilidad (Pujades *et al*, 2012; Pujades *et al*, 2015; FEMA-440/ATC55, 2005). No

obstante, el desplazamiento máximo al que se ve sometido un edificio durante un sismo específico no queda registrado. El edificio alcanza un desplazamiento máximo durante la acción sísmica, desarrolla y almacena un daño consistente con este desplazamiento máximo y regresa al reposo tras el evento. El problema es que, tras el sismo, el desplazamiento máximo alcanzado no puede ser evidenciado de forma directa. No hay modo de medir los desplazamientos máximos desarrollados durante el sismo una vez transcurrido el terremoto, salvo si se instala un conjunto de sensores capaces de registrar la historia cinemática del edificio durante el sismo. Por tanto, en ausencia de registros instrumentales, se plantea el problema de qué parámetros interesa medir en los edificios afectados por sismo para evaluar el grado de daño desarrollado. Los períodos fundamentales y sus cambios son una respuesta a este problema. Los edificios modifican sus períodos fundamentales cuando acumulan daño. De hecho, lo que sucede es que, a medida que se acumula daño, la estructura incrementa sus períodos fundamentales. Esta propiedad es útil dado que, una vez dañado, el edificio exhibe el nuevo período fundamental “dañado”, *i.e.* el edificio desplaza sus características modales hacia los períodos correspondientes al grado de daño alcanzado. Esta circunstancia es muy útil porque existen tecnologías capaces de medir y registrar los períodos fundamentales de los edificios cuando estos están sometidos a vibraciones por ruido ambiental. Los períodos pueden medirse con un array de sensores cinemáticos (acelerómetros o velocímetros) instalados en el interior de los edificios o, de forma alternativa, mediante mediciones no invasivas y a distancia utilizando radares interferométricos (Alva *et al*, 2020; Alva, 2021; Gonzalez-Drigo *et al* 2019; Luzi *et al* 2012; Luzi *et al* 2014 a y b; Luzi *et al*, 2017; Liu *et al*, 2017). Esta migración en los períodos que ocurre cuando las estructuras se dañan, y el conocimiento de los períodos para las mismas estructuras sin daño, se pueden utilizar para evaluar el grado de daño desarrollado por las estructuras (Alva *et al*, 2020; Alva, 2021; Gonzalez-Drigo *et al* 2019, Pujades *et al*, 2015).

En un sistema que vibra, la frecuencia natural del sistema,  $f_n$ , el período fundamental,  $T_n$ , y la frecuencia angular natural,  $\omega_n$ , se relacionan entre sí según la expresión clásica 7-1. A su vez, la frecuencia angular natural del sistema,  $\omega_n$ , se relaciona con la rigidez y la masa del mismo a partir de la expresión 7-2.

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{\omega_n}{2 \cdot \pi} \quad 7-1$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad 7-2$$

Un simple análisis de estas expresiones demuestra que si  $\omega_n$  disminuye, debido a un incremento de la masa del sistema, o bien debido a una disminución de la rigidez del mismo, o, eventualmente, debido a una combinación de ambos efectos, esto provocará un correspondiente cambio en los valores del período natural del sistema  $T_n$ , que se verá incrementado, y de la frecuencia natural,  $f_n$ , que disminuirá. Las relaciones que existen entre estos parámetros y las variaciones que los pueden afectar se pueden recoger gráficamente tal como se muestra en la Figura 7-1.

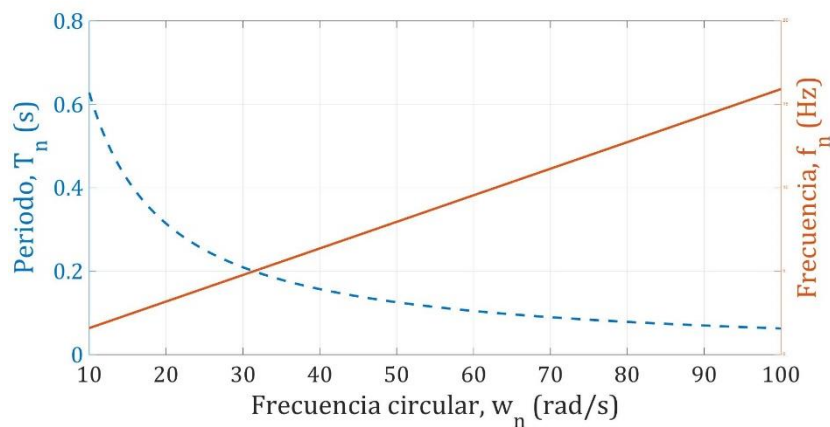


Figura 7-1: Variación de la frecuencia natural,  $f_n$  y del período fundamental,  $T_n$ , en función de la frecuencia angular natural  $\omega_n$

Para un caso práctico, si se tiene monitorizada una estructura durante el tiempo suficiente, y en éste se observa un cambio en sus parámetros dinámicos, por ejemplo, que su período propio aumenta, esto podría indicar que en algún punto de la estructura se está generando, o se ha generado ya, algún tipo de daño. En este capítulo se realiza un análisis detallado del daño acumulado por un edificio de estructura de hormigón armado y cerramientos de mampostería no reforzada, situado en el barrio de San Fernando de la ciudad, el cual fue severamente dañado

por el sismo ( $M_w$  5.1) ocurrido en Lorca (Murcia, España), el 11 de mayo de 2011. Una campaña de monitoreo, realizada en 2013 y utilizando un radar interferométrico de apertura real (RAR), estableció los períodos correspondientes al edificio real dañado tras el sismo de Lorca. En paralelo, se desarrollaron modelos numéricos correspondientes al edificio inicialmente sano y al edificio acumulando diferentes grados de daño.

El objetivo del trabajo es la obtención de modelos numéricos, convenientemente calibrados, que representen adecuadamente al edificio cuando este haya acumulado diferentes grados de daño hasta desarrollar el daño observado tras el sismo de Lorca. Los modelos numéricos que representan el edificio sano y el mismo edificio con diferentes grados de daño acumulado, han de permitir estimar el valor del periodo en cada etapa del daño y evaluar la capacidad resistente residual o remanente del edificio en cada etapa. De este modo, es posible establecer la resiliencia del edificio en cada una de las etapas analizadas. Cada modelo dañado diseñado en este trabajo se corresponde con una acumulación fraccionada, parcial o por etapas, del daño total acumulado durante el sismo de Lorca.

Sobre el modelo de edificio sano y utilizando el método del espectro de capacidad, se ha determinado el punto de desempeño del edificio respecto de la demanda representada por el acelerograma del sismo de Lorca y teniendo en cuenta el efecto de la direccionalidad (Vargas-Alzate *et al.*, 2018; Pinzon *et al.*, 2018). El modelo numérico del edificio se ha podido calibrar ajustando el performance point y su período asociado ( $T_{Beff}$ ), con el período del edificio real dañado ( $T_{RAR}$ ) obtenido en las medidas de monitoreo RAR sobre el edificio dañado. En este sentido, el primer período de la campaña RAR se correspondería con el periodo efectivo ( $T_{Beff}$ ) obtenido para el punto de desempeño, evaluado para el par demanda-capacidad en función de la orientación del terremoto y del eje principal del edificio, respectivamente, coincidentes con el sentido de medición. Las observaciones de daño en el edificio descritas en el documento de la inspección técnica del edificio (Artés-Carril, 2011) realizada pocos días después del terremoto, se han utilizado para definir las etapas de daño real acumulado y registrado, paso a paso, en los elementos estructurales del edificio. De este modo, es posible obtener los

parámetros dinámicos correspondientes a cada etapa o configuración de daño, y poder compararlos con los correspondientes parámetros calculados a partir de los registros instrumentales RAR, así como con aquellos obtenidos aplicando el MEC. Utilizando este modelo numérico de edificio sano como punto de partida, se han diseñado cinco modelos adicionales de edificio dañado en correspondencia con cinco etapas, bien diferenciadas, de daño acumulado durante el sismo. Para diferenciar las etapas de acumulación de daño y asociar un modelo numérico a cada una de ellas, se ha determinado, sobre un análisis pushover, la evolución del daño en los elementos estructurales (cerramientos, columnas y vigas) con el incremento del parámetro de control, *i.e.* del desplazamiento del nodo de control en la cubierta del edificio. De los cinco modelos de edificio dañado, aquel que acumula más daño representa y se corresponde con el edificio real dañado tras el sismo.

## **7.2 Metodología**

Partiendo del modelo numérico correspondiente al edificio de San Fernando exento de daño, se pretende generar un modelo que incorpore los daños descritos en el informe técnico elaborado por el instituto de Vivienda y Suelo (IVS) (Artés Carril, 2011), con el objetivo de representar el estado de la estructura afectada por el sismo, Mw 5.1, ocurrido en Lorca (Murcia, España), el 11 de mayo de 2011. En las conclusiones del citado informe se incluye que el edificio sufrió daños severos (Grado 4), según la escala macrosísmica europea EMS-98 (Grünthal, 1998). En este modelo se introducirán de forma progresiva cada uno de los tipos de daño mediante una función que permite liberar ciertos grados de libertad en los elementos tipo frame. De este modo se pretende representar el edificio en las diferentes etapas de acumulación de los daños descritos en dicho informe con objeto de evaluar la capacidad estructural remanente del edificio tras cada etapa de acumulación de daño. Para ello, se obtendrá la curva de capacidad en sus ejes principales X e Y para cada una de las etapas de acumulación de daño y se analizarán los parámetros modales correspondientes a cada etapa. En este sentido, y tras analizar los daños totales acumulados por el edificio se ha decidido diferenciar cuatro etapas en la

respuesta del edificio ante el sismo, de las cuales tres se corresponden con configuraciones dañadas. Las cuatro etapas son las siguientes:

1. Edificio sano y exento de daño.
2. Falla generalizada de los cerramientos.
3. Aparición de rótulas plásticas en base de pilares.
4. Rótulas plásticas en cabeza de pilares. Aplastamiento de los pilares.

En la Figura 7-2a se detallan los daños en los elementos estructurales y no estructurales de la planta baja del edificio de San Fernando (a) descritos en el reporte elaborado por el instituto de Vivienda y Suelo (IVS) (Artés Carril, 2011). El edificio tuvo una respuesta de piso blando durante el sismo de Lorca de mayo de 2011, dado que la planta baja estaba completamente sustentada por pilares y prácticamente no existían cerramientos en la misma. Se trataría de un edificio de apariencia palafítica. Para comprender la razón de aquel diseño, cabe recordar que los edificios del barrio de San Fernando se resolvieron con un número mínimo de cerramientos en la planta baja para evitar el peligro de la amenaza por inundaciones como la ocurrida en octubre de 1973 y que devastó parte de la ciudad. La simulación del daño concentrado en los soportes de la planta baja del edificio se recoge en la Figura 7-2c. Los mecanismos de daño identificados en esta planta y reportados por el instituto de Vivienda y Suelo (IVS) (Artés Carril, 2011), también se describen en la Figura 7-2d.



*a*



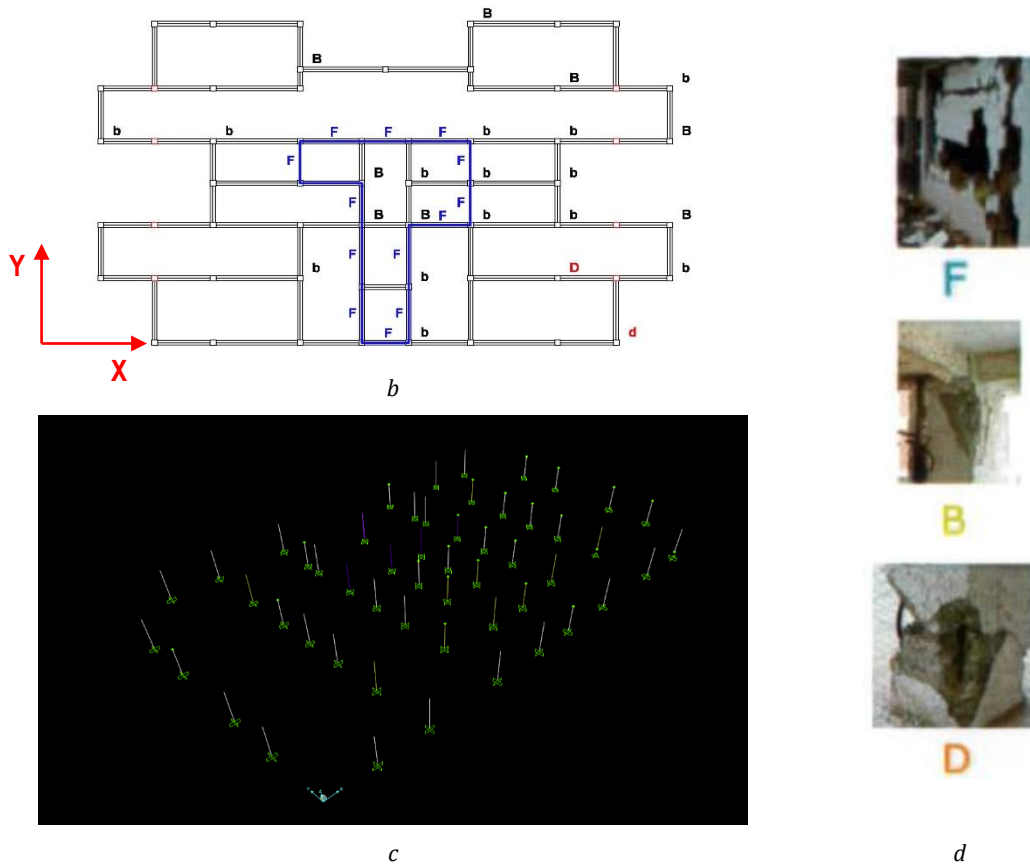


Figura 7-2: Reporte de daños del edificio de San Fernando (Lorca) elaborado por el instituto de Vivienda y Suelo (IVS) (Artés Carril, 2011). a) Vista general del Edificio dañado (bloque 11; b) Identificación del mecanismo de daño en los elementos estructurales y no estructurales en la planta baja del edificio; c) Modelo “dañado” desarrollado en SAP2000; d) Detalles de los mecanismos de daño –(F) daño en los cerramientos de mampostería; (B) rótulas plásticas en cabeza de columnas; (D) Rótulas plásticas y aplastamiento en base de columnas- (fuente: Artés Carril, 2011)

Como se puede apreciar en la Figura 7-2, en el edificio de San Fernando aparecen tres mecanismos de daño cuya discusión se incluye en el capítulo 5 de esta memoria (Ver sección 5.2). Los mecanismos de daño hacen referencia al mecanismo de fallo por cortante en los cerramientos de la primera planta, codificado –F- en el informe; desconchamiento del hormigón y pandeo del acero longitudinal en cabezas de varios pilares, codificado –bB-; y el aplastamiento y posterior pandeo de los aceros de refuerzo longitudinales en los pies de algunos elementos, codificado –dD- en el citado informe. Las letras utilizadas en la codificación, indican la severidad del mecanismo de fallo. Para el análisis presentado en esta sección, cada mecanismo de daño será renombrado del siguiente modo:  $ds_1$  (F),  $ds_2$  (D),  $ds_3$  (d),  $ds_4$  (b),  $ds_5$  (B), estando el estado de daño nulo representado por  $d_0$ . Con este código, el subíndice



indica el grado de severidad del mecanismo de daño ('0' para daño nulo y '5' para mecanismos de daño muy graves). Para el edificio de San Fernando, el mecanismo de daño, y el número de elementos afectados por dicho mecanismo de daño se presentan en la Tabla 7-1. En total, un 45% de las columnas de la planta baja se vieron afectadas, de éstas, más del 41% sufrieron el fallo por aplastamiento, *i.e.* el mecanismo más severo, y en casi un 4% de columnas se desarrollaron rótulas plásticas en la base.

Tabla 7-1: Edificio de San Fernando (Lorca). Distribución de mecanismos de daño en los elementos estructurales y no estructurales de la planta baja. Ver codificación de los mecanismos de daño en el texto. (fuente: Artés Carril, 2011)

| <b>Mecanismo de Daño</b>          | <b>Elemento</b> | <b>Ubicación</b> | <b>Elementos afectados</b> | <b>%</b> |
|-----------------------------------|-----------------|------------------|----------------------------|----------|
| <b>Elementos no estructurales</b> |                 |                  |                            |          |
| F                                 | Cerramiento     | Todo el elemento | 14                         | 100      |
| <b>Elementos estructurales</b>    |                 |                  |                            |          |
| D                                 | Pilar           | Base             | 1                          | 1.88     |
| d                                 | Pilar           | Base             | 1                          | 1.88     |
| b                                 | Pilar           | Cabeza           | 14                         | 26.41    |
| B                                 | Pilar           | Cabeza           | 8                          | 15.09    |

### 7.3 Simulación de daño

En el modelo numérico del edificio de San Fernando ha sido posible introducir modificaciones para considerar el efecto del daño en un elemento. Para esto se utiliza una función, incluida en el código del programa SAP2000 (CSI, 2018a), que permite liberar, total o parcialmente, uno o ambos extremos de un elemento del modelo. La ventana que permite controlar esta función se presenta en la Figura 7-3.

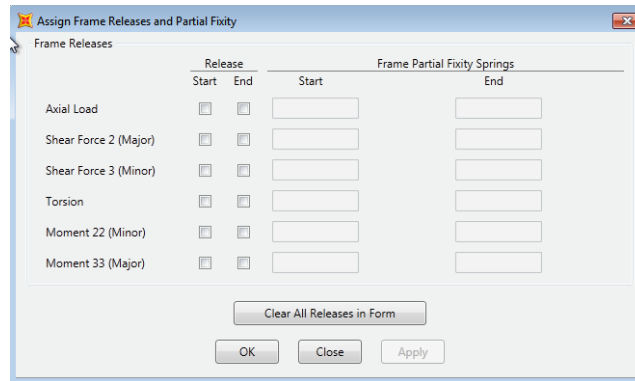


Figura 7-3: Ventana de control de la función que permite desconectar total o parcialmente elementos en la modelación numérica de estructuras con SAP2000. (fuente: CSI, 2016)

Para considerar el primer modelo *dañado*, es decir, sin cerramientos en la planta baja (mecanismos de daño  $ds_1$ ), se retiran todos los elementos tipo membrana que representaban a las paredes de la planta baja. Esto es coherente con la información del informe de daños en el que se establece que para este edificio todas las paredes situadas en la planta baja fracasaron. El mecanismo de daño  $ds_2$  es obtenido aplicando una restricción de articulación en uno de los dos planos principales del extremo inferior de las columnas indicadas. El mecanismo de daño  $ds_3$  es similar a  $ds_2$ , pero en este caso su extremo inferior la articulación se genera en los dos planos principales de la columna. El mecanismo de daño  $ds_4$  es obtenido liberando las componentes de torsión y momentos en las cabezas de los pilares indicados. Finalmente, el mecanismo de daño  $ds_5$  se obtiene liberando, además de lo descrito para  $ds_4$ , las componentes de cortante permitiendo únicamente la transmisión de carga axial. La asignación de los mecanismos de daño se ha realizado atendiendo el mapa de distribución de daños mostrado en la Figura 7-2.

#### 7.4 Resultados y comparación con las medidas RAR

En el presente estudio ha sido posible verificar cómo, a medida que se induce progresivamente daño en el modelo numérico, los resultados obtenidos en cada etapa, para los tres periodos fundamentales migran hacia valores cada vez mayores como consecuencia de la disminución de la rigidez global. El análisis modal del edificio de San Fernando, en su configuración sana, identifica tres primeros

períodos:  $T_{1Y}$ , primer modo (traslacional en la dirección Y);  $T_{2z}$ , segundo modo (torsional) y  $T_{3X}$ , tercer modo (traslacional en la dirección X). Tras ser afectado por el sismo, estos tres períodos se ven afectados. Los tres períodos quedan incrementados. La razón de cambio en el valor del periodo para estos primeros tres modos, calculada como el cociente entre el valor final (edificio dañado) e inicial (edificio sano) es de 1.26, 1.09 y 1.27, respectivamente, lo que indica que la mayor afectación al valor de los periodos propios estaría ocurriendo en aquellos modos dominantes sobre los ejes principales, X e Y, de la estructura. Así,  $T_{3X}$  y  $T_{1Y}$ , que son los modos fundamentales sobre los ejes X e Y, aumentan casi un 26% y 27%, respectivamente, mientras que para  $T_{2z}$ , que es un modo torsional, el aumento es de 9%.

En la Figura 7-4 se muestra la evolución de los primeros tres modos de vibración, así como la variación de los factores de participación de masa en función del desplazamiento espectral. El análisis de la variación en los factores de participación de masa respecto del desplazamiento espectral (Figura 7-4) permite observar que, para desplazamientos espectrales en el intervalo [0cm-1.8cm], los factores más afectados son los correspondientes al primer modo,  $\Gamma_{1Y}$  (traslacional en Y), y tercer modo,  $\Gamma_{3X}$  (traslacional en X), cuyos valores se ven incrementados, mientras que para el factor asociado al segundo modo,  $\Gamma_{2z}$  (torsional en Z) los valores se mantienen prácticamente constantes. Para mayores desplazamientos espectrales con valores en el intervalo [1.8cm-3cm], los períodos fundamentales experimentan un incremento significativo (Figura 7-4a) mientras que las participaciones de masas tienden a disminuir en los modos traslacionales,  $\Gamma_{1Y}$  y  $\Gamma_{3X}$ , y a aumentar levemente en el modo torsional,  $\Gamma_{2z}$  (Figura 7-4b). Esto sugiere que los cambios en los períodos conllevan cambios y una cierta redistribución de las participaciones de masas. Es interesante observar que, con la acumulación de daño la participación en los modos traslacionales disminuye y, de alguna manera, se traslada participación de masa al modo torsional.

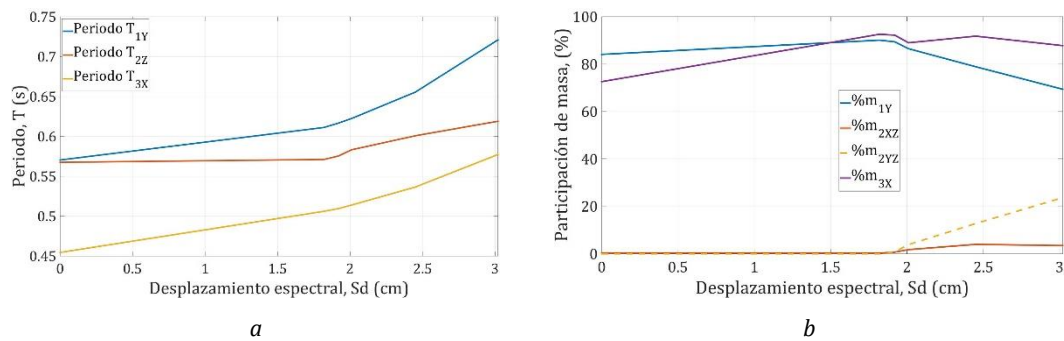


Figura 7-4: Edificio de San Fernando (Lorca). Variación de los tres primeros modos en función del desplazamiento espectral. a) Periodos,  $T_{1Y}$ , traslacional sobre el eje Y,  $T_{2Z}$ , rotacional sobre el eje vertical, y  $T_{3X}$ , traslacional sobre el eje X. b) Variación de los factores de participación de masa de los modos correspondientes

Los periodos registrados obtenidos mediante la técnica RAR son:  $T_{RAR1}=0.733s$  y  $T_{RAR2}=0.661s$ . Únicamente el primer valor (0.733s) pudo ser aproximado mediante el método del espectro de capacidad, cuyo desplazamiento, además, fue confirmado en el análisis dinámico realizado. El periodo efectivo ( $T_{Beff}$ ) obtenido mediante dicho análisis es  $T_{Beff}=0.730s$ . La razón de esto radica en el hecho que el equipo RAR no es capaz de registrar movimientos en planos perpendiculares al plano iluminado por las antenas, es decir, sólo se pueden registrar desplazamientos sobre la línea de visión (LOS, *line of sight* - en inglés) y por esto no es posible obtener un registro de desplazamientos sobre otros planos. En estas condiciones, las mediciones obtenidas por el radar se corresponderían con los respectivos modos predominantes y paralelos a la dirección de medición.

El método del espectro de capacidad, es también un análisis unidireccional porque está evaluado sobre la curva de capacidad obtenida para un eje determinado del modelo. De este modo, el período efectivo,  $T_{Beff}=0.730s$ , calculado a partir del punto de desempeño obtenido sobre la curva de capacidad y enfrentándola a la demanda, es un período que corresponde a un modo de desplazamiento de la dirección correspondiente a la curva de capacidad. En este contexto, se tiene una buena coherencia entre las medidas experimentales y aquellas obtenidas a partir de simulación numérica. Efectivamente, el resultado obtenido sobre el modelo de edificio dañado (simulación de daño),  $T_{SimNum1}=0.721s$ , es muy cercano al valor experimental obtenido mediante el radar,  $T_{RAR1}=0.733s$ , y al valor calculado

aplicando el método del espectro de capacidad,  $T_{Beff}=0.730s$ . Respecto del segundo período detectado experimentalmente con el RAR,  $T_{RAR2}=0.661s$ , es probable que se trate de la proyección de un modo sobre la dirección de medición LOS. A este respecto, si se observa la evolución del período,  $T_{ZZ}$ , correspondiente al segundo modo (torsional), se constata que su valor final es de  $T_{D2}=0.619s$ , también cercano al segundo periodo determinado por la técnica RAR,  $T_{RAR2}=0.661s$ . Esta circunstancia, tomando en cuenta lo discutido previamente, podría indicar que el radar estaría registrando también la componente correspondiente al movimiento torsional, proyectada sobre la línea de visión LOS.

Respecto del tercer periodo traslacional sobre la dirección X,  $T_{3X}$ , obtenido en esta simulación numérica, no puede compararse y discutirse respecto de la medición experimental RAR, puesto que representa al periodo de vibración de la estructura sobre el eje X perpendicular a la dirección de medición LOS. En la Figura 7-5 se pueden apreciar todos los resultados discutidos, proyectados sobre el espectro de capacidad del edificio obtenido según el eje principal Y paralelo al eje de medición LOS. El resumen de resultados obtenidos para los periodos de la estructura dañada, calculados según cada metodología utilizada, se presenta en la Tabla 7-2.

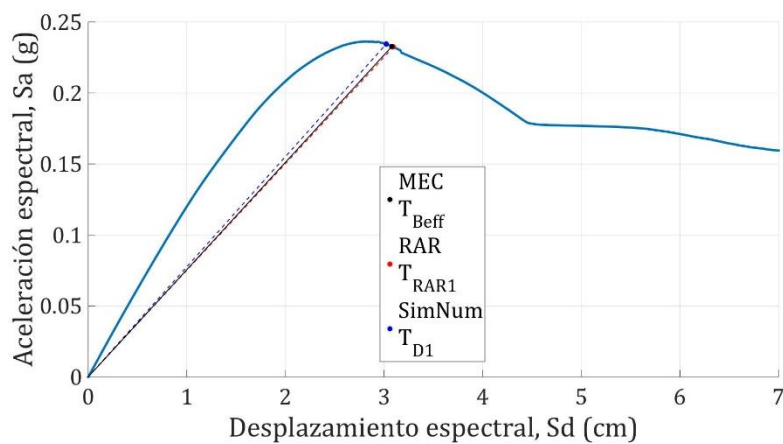


Figura 7-5: Edificio de San Fernando (Lorca). Resultados del periodo del edificio dañado obtenido según varias metodologías y localizados sobre el espectro de capacidad del edificio. Método del espectro de capacidad (MEC), interferometría radar (RAR) y modelo numérico que incluye la simulación del daño (SimNum)

Tabla 7-2: Edificio de San Fernando (Lorca). Tres alternativas para obtener el período propio correspondientes al edificio dañado. Resultados obtenidos mediante la técnica de interferometría radar (RAR), evaluados aplicando el método del espectro de capacidad (MEC) y calculados sobre un modelo numérico en el que se ha simulado el daño (SimNum)

| <b>Técnica</b> | <b>Periodo, T(s)</b> | <b>Variación respecto de RAR (%)</b> |
|----------------|----------------------|--------------------------------------|
| RAR            | $T_{RAR1} = 0.733$   | -                                    |
|                | $T_{RAR2} = 0.661$   | -                                    |
| MEC            | $T_{Beff} = 0.730$   | 0.41                                 |
| SimNum         | $T_{D1} = 0.721$     | 1.63                                 |
|                | $T_{D2} = 0.619$     | 7.41                                 |

En la Figura 7-6 se puede apreciar la proyección de cada uno de los periodos obtenidos en cada paso de esta simulación numérica, sobre el espectro de capacidad de la estructura. Los mecanismos de daño  $ds_1$  (daño por cortante en los cerramientos),  $ds_2$  (rótulas incompletas en pies de pilares) y  $ds_3$  (rótulas completas en pies de pilares) se desarrollan para un intervalo de desplazamientos muy estrecho (Figura 7-6). Esto es debido a que, tras dañarse los elementos que representan a los cerramientos en la planta baja, el número de columnas que desarrollan el mecanismo de daño  $ds_2$  y  $ds_3$  se reduce a una en ambos casos. Sin embargo, para los mecanismos de daño  $ds_4$  y  $ds_5$  el número de columnas afectadas aumenta de forma importante y esto se traduce en un incremento notable del daño estructural. De este modo, los valores del periodo para los mecanismos de daño  $ds_4$  y  $ds_5$  aumentan significativamente. En la misma Figura 7-6 se han incluido los umbrales de estados de daño definidos en el proyecto RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003; Lantada *et al*, 2010; Lantada *et al*, 2018; Barbat *et al*, 2010; Irizarry *et al*, 2011; Gonzalez-Drigo *et al*, 2015; Avila-Haro *et al*, 2013). Se observa que cuando el edificio se desplaza y desarrolla los mecanismos de daño  $ds_1$ , prácticamente también se llega al umbral del estado de daño moderado. A partir de este desplazamiento, la estructura desarrolla los mecanismos de daño  $ds_2$ ,  $ds_3$  y  $ds_4$  y no es hasta el desarrollo del mecanismo  $ds_5$  cuando apenas queda superado el umbral de daño severo. Esta lectura es importante ya que nos permite situar los mecanismos de daño respecto de los umbrales de estados de daño. Por otra parte, en la Figura 7-8 se muestran las curvas de capacidad obtenidas, según cada eje

principal y para cada etapa de esta simulación de daño, y en ambos casos se puede apreciar cómo, a medida que la estructura acumula daño, su capacidad se ve reducida con una correspondiente variación del periodo propio de la misma. La razón de cambio de la rigidez global según cada uno de los ejes principales X e Y es de 0.74 y 0.68, respectivamente, esto indica que en ambos casos ha habido una pérdida o reducción significativa de la rigidez de la estructura comprendida entre un 26% y un 32% sobre cada eje principal y con respecto a los valores iniciales correspondientes a la configuración sin daño.

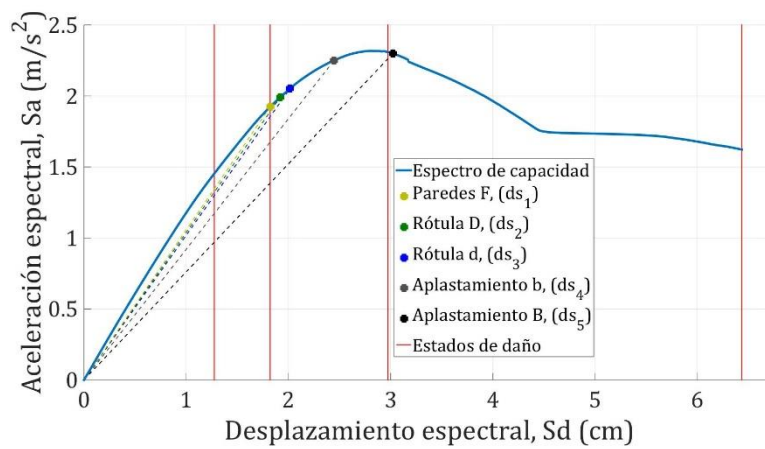


Figura 7-6: Edificio de San Fernando (Lorca). Localización sobre el espectro de capacidad del primer periodo para el edificio dañado según los mecanismos de daño  $d_1$  a  $d_5$  (ver codificación en el texto). También se sitúan con marcas verticales los umbrales de estados de daño Risk-UE (De izquierda a derecha: leve, moderado, severo y completo)

La Figura 7-7 indica el porcentaje de variación del periodo, a medida que progresivamente se simula el incremento del daño estructural.

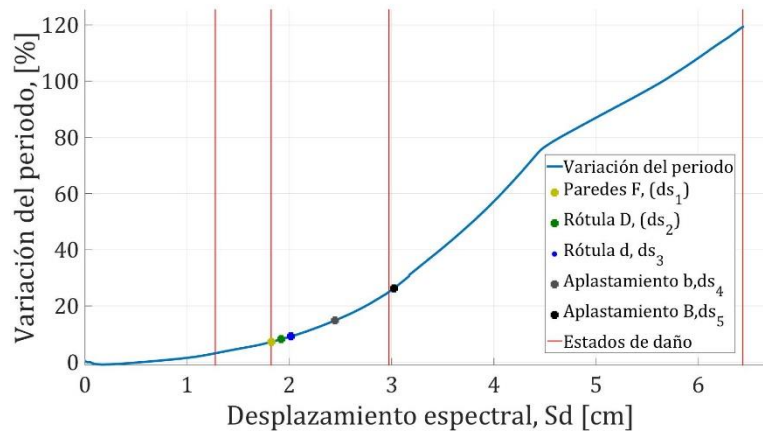


Figura 7-7: Edificio de San Fernando (Lorca). Incremento porcentual del primer periodo del edificio a medida que acumula daño respecto del desplazamiento espectral. Los puntos indican la localización de los mecanismos de daño (ver leyenda) y los segmentos verticales representan los umbrales de estados de daño Risk-UE (De derecha a izquierda: leve, moderado, severo y completo)

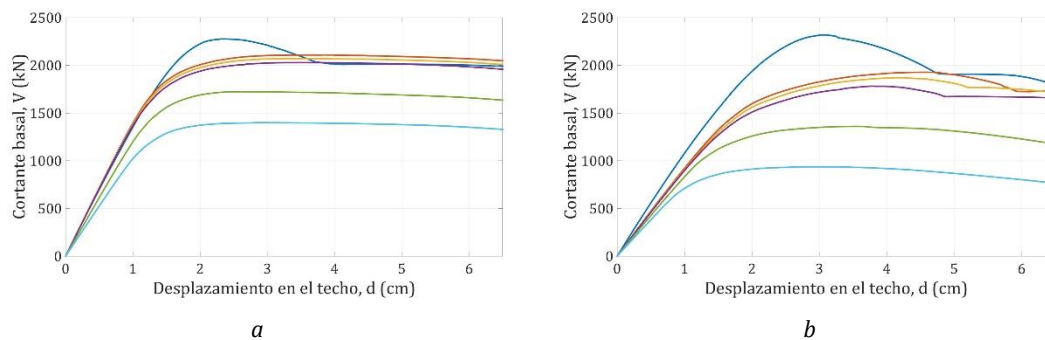


Figura 7-8: Edificio de San Fernando (Lorca). Pérdida de capacidad estructural por acumulación de daño. Cálculos según los ejes: a) X; b) Y

Como puede apreciarse en la Tabla 7-2, el método del espectro de capacidad tiene una mayor cercanía respecto del valor obtenido mediante la técnica RAR, sin embargo, con este análisis no fue posible establecer a qué parámetro representa el periodo registrado de valor 0.661 s. Por su parte, mediante la simulación numérica de configuraciones de daño efectuada en base al informe detallado de daños, se puede establecer no solo una cercanía en el valor para el primer período, sino también, se podría inferir que los resultados están también dando información sobre el segundo modo de vibración que también estaría siendo captado por el equipo RAR. La Tabla 7-3 muestra un resumen de los resultados obtenidos para esta simulación de daño. Es importante destacar cómo, a medida que se “desconectan”

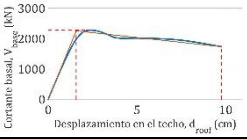
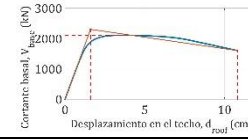
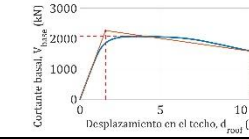
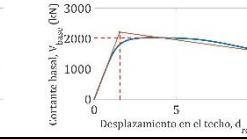
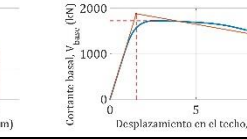
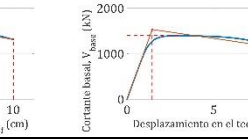
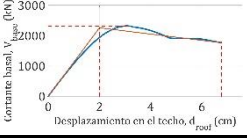
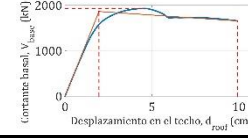
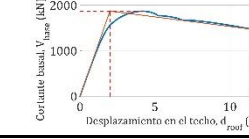
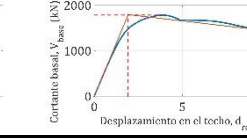
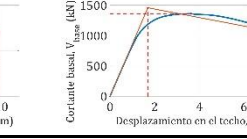
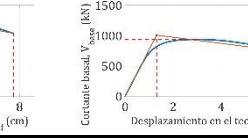


progresivamente más grados de libertad en cada vez más elementos, se produce una disminución significativa, tanto de la rigidez tangente inicial ( $K_{TG}$ ), así como de la capacidad estructural, evidenciado esto por los valores máximos alcanzados para el cortante basal máximo en cada uno de los análisis estáticos no lineales llevados a cabo en cada caso. En el eje X y en el eje Y, la rigidez disminuye, respectivamente, un 28% y un 32%, respecto de los valores iniciales en cada eje.

Respecto de la evolución de los períodos, en la Tabla 7-4 se han calculado las ratios entre el período asociados a cada configuración de daño,  $ds_i$ , respecto de la configuración exenta de daño,  $ds_0$ , (edificio sano). De forma complementaria, también se han calculado los incrementos normalizados de los períodos asociados a cada configuración de daño,  $ds_i$ , respecto de la configuración exenta de daño,  $ds_0$ , (edificio sano). Los valores obtenidos para la dirección X, muestran valores de la ratio superiores a 1,10 desde la primera configuración dañada ( $ds_1$ ), alcanzándose el valor de 1,27 en la configuración más dañada ( $ds_5$ ). En la literatura, estos valores superiores a 1,20 se correlacionan bien con estados de daño moderado a severo (Vidal *et al*, 2014; Alarcón & Benito, 2014). Para la dirección Y, la ratio toma valores inferiores a 1,10 en las tres primeras configuraciones dañadas ( $ds_1$  a  $ds_3$ ). En la configuración  $ds_4$  se ha calculado una ratio de 1,149 y en la configuración última,  $ds_5$ , el valor se incrementa notablemente hasta el valor 1,264. Para el modo torsional, las ratios se incrementan con el nivel de daño, pero los valores permanecen inferiores a 1,10 para todas las configuraciones de daño. Estos resultados muestran que en la dirección X los ratios crecen de una forma homogénea con el daño, en cambio, en la dirección Y, los valores de las ratios se contienen hasta la configuración  $ds_4$ , y, a partir de esta configuración, se tiene un incremento abrupto hasta alcanzar un estado de daño severo en  $ds_5$ . Estos resultados apuntan a que la dirección Y desarrolla una respuesta más frágil que la observada para la dirección X. De forma complementaria, en la Figura 7-7, y tomando en consideración los límites definidos en Risk-UE, se aprecia que el desplazamiento esperado para la configuración  $ds_5$  alcanza el umbral de estado de daño severo. En general, estos resultados son coherentes con el daño observado en el edificio real.

Respecto de la evolución de la capacidad resistente del edificio, los modelos de edificios dañados, es decir, los modelos numéricos en los que se han incorporado las cinco configuraciones de daño propuestas, tienen una capacidad resistente que disminuye de forma importante con la acumulación del daño estructural. Si se define la capacidad resistente en dominio elástico,  $C_p$ , como la energía que es capaz de almacenar el edificio cuando su respuesta alcanza el límite elástico, entonces es posible calcular la capacidad resistente de las sucesivas configuraciones de daño del edificio y compararlas con la capacidad resistente del edificio sano. Esto nos permite una discusión sobre la evolución del daño y del remanente de capacidad resistente del edificio en las sucesivas etapas de daño. Esto es lo que se ha calculado y recogido en la Tabla 7-5 para el edificio objeto de este estudio. El modelo numérico que representa el edificio de San Fernando dañado por el sismo de Lorca, es decir, la configuración de daño  $ds_5$ , conserva una capacidad que representa el 58,29% (dirección X) y 29,21% (dirección Y) de la capacidad que corresponde al edificio sano en régimen elástico (configuración  $ds_0$ ). Para las configuraciones dañadas intermedias ( $ds_1$ ,  $ds_2$  y  $ds_3$ ), la capacidad disminuye de forma menos dramática. De este modo, la configuración  $ds_1$ , que representa el colapso de los cerramientos en el primer nivel del edificio (nivel sobre la rasante del terreno), conserva una capacidad del 96,7% (dirección X) y del 80,5% (dirección Y) relativas al edificio sano. Esta primera configuración permite identificar el aporte a la capacidad estructural total de los cerramientos. En el edificio de San Fernando, los cerramientos en el primer nivel del edificio contribuyen con un 3,3% de la capacidad resistente total inicial, en la dirección X, y con un 19,5% en la dirección Y. Las configuraciones  $ds_2$  y  $ds_3$  disminuyen levemente la capacidad respecto de la configuración  $ds_1$ . Se puede afirmar que, hasta la configuración  $ds_3$  el edificio mantiene una razonable resistencia si se compara con la capacidad del edificio sano. La configuración  $ds_4$  significa un cambio de tendencia ya que, para la dirección Y, la capacidad remanente representa el 54,6% de la capacidad inicial. En la configuración  $ds_5$ , como ya se ha detallado, la pérdida de capacidad es crítica y el edificio alcanza el estado de daño severo.

Tabla 7-3: Edificio de San Fernando (Lorca). Síntesis de resultados de los análisis no-lineal estático equivalentes aplicados al edificio y para las diferentes configuraciones de daño

| Configuraciones de daño <sup>(1)</sup> | $ds_0$  | $ds_1$  | $ds_2$   | $ds_3$  | $ds_4$  | $ds_5$  |         |
|--|---|---|--|---|---|---|---------|
| $T_{1Y}$ [s]                           | 0.5704  | 0.6112  | 0.6167   | 0.6224  | 0.6555  | 0.7210  |         |
| $m_x\%$                                | -   | -   | -  | -   | -   | -   |         |
| $m_y\%$                                | 84.1  | 90.1  | 89.4   | 86.5  | 78.9  | 69.4  |         |
| $T_{2Z}$ [s]                           | 0.5675  | 0.5711  | 0.5754   | 0.5832  | 0.6008  | 0.6190  |         |
| $m_x\%$                                | 0.41  | 0.36  | 0.74   | 1.8   | 4   | 3.5   |         |
| $m_y\%$                                | -   | -   | 0.93   | 3.9   | 12.8  | 23.7  |         |
| $T_{3X}$ [s]                           | 0.4545  | 0.5061  | 0.5095   | 0.5139  | 0.5365  | 0.5773  |         |
| $m_x\%$                                | 72.6  | 92.6  | 92.2   | 89  | 91.8  | 87.8  |         |
| $m_y\%$                                | -   | -   | -  | -   | -   | -   |         |
| $d_y$ [cm]                             | 1.62  | 1.60  | 1.58   | 1.55  | 1.52  | 1.45  |         |
| $V_y$ [kN]                             | 2352.83   | 2304.28   | 2263.79  | 2213.14   | 1879.82   | 1532.51   |         |
| $d_u$ [cm]                             | 9.76  | 10.81   | 10.72  | 10.54   | 10.02   | 9.95  |         |
| $V_u$ [kN]                             | 1731.73   | 1604.11   | 1574.44  | 1542.43   | 1311.10   | 1064.23   |         |
| $V_{MAX}$ [kN]                         | 2277.49   | 2109.55   | 2070.48  | 2028.87   | 1724.03   | 1399.44   |         |
| $K_{TG}$ [kN/cm]                       | 1453.4  | 1442.1  | 1428.9   | 1424.3  | 1234.9  | 1054.6  |         |
| Pushover X                             |    |    |    |    |    |    |         |
|  | $d_y$ [cm]  | 2.00  | 1.95   | 1.99  | 1.93  | 1.69  | 1.31    |
|  | $V_y$ [kN]  | 2256.16   | 1862.85  | 1870.50   | 1793.0  | 1458.13   | 1006.46 |
|  | $d_u$ [cm]  | 6.76  | 9.92   | 11.50   | 9.83  | 7.72  | 7.18    |
|  | $V_u$ [kN]  | 1763.46   | 1655.29  | 1469.40   | 1438.56   | 1036.36   | 711.99  |
|  | $V_{MAX}$ [kN]  | 2319.01   | 1928.42  | 1870.51   | 1782.37   | 1362.0  | 936.78  |
|  | $K_{TG}$ [kN/cm]  | 1127.5  | 953.56   | 939.12  | 930.15  | 861.24  | 767.97  |
| Pushover Y                             |  |  |  |  |  |  |         |
|  | $d_y$ [cm]  | 2.00  | 1.95   | 1.99  | 1.93  | 1.69  | 1.31    |
|  | $V_y$ [kN]  | 2256.16   | 1862.85  | 1870.50   | 1793.0  | 1458.13   | 1006.46 |
|  | $d_u$ [cm]  | 6.76  | 9.92   | 11.50   | 9.83  | 7.72  | 7.18    |
|  | $V_u$ [kN]  | 1763.46   | 1655.29  | 1469.40   | 1438.56   | 1036.36   | 711.99  |
|  | $V_{MAX}$ [kN]  | 2319.01   | 1928.42  | 1870.51   | 1782.37   | 1362.0  | 936.78  |
|  | $K_{TG}$ [kN/cm]  | 1127.5  | 953.56   | 939.12  | 930.15  | 861.24  | 767.97  |

{ $T_{1Y}$ ,  $T_{2Z}$ ,  $T_{3X}$ }; { $m_x\%$ ,  $m_y\%$ ,  $m_z\%$ }, Períodos fundamentales y participación de masas, respectivamente, asociados a las direcciones principales; { $d_y$ ,  $V_y$ }, Desplazamiento y cortante basal en el límite elástico; { $d_u$ ,  $V_u$ }, Desplazamiento y cortante basal en el punto de desplazamiento último;  $V_{MAX}$ , Cortante basal máximo;  $K_{TG}$ , Rígidez tangente.

(1) Configuraciones de daño: Ver descripción en el texto principal.

Tabla 7-4: Edificio de San Fernando (Lorca). Períodos asociados a cada configuración de daño y direcciones principales del edificio. Razón entre el período asociados a cada configuración de daño,  $ds_i$ , respecto de la configuración exenta de daño,  $ds_0$ , (edificio sano). Incrementos normalizados de los períodos asociados a cada configuración de daño,  $ds_i$  respecto de la configuración exenta de daño,  $ds_0$ , (edificio sano)

| Configuraciones de daño <sup>(1)</sup>                    | $ds_0$ | $ds_1$ | $ds_2$ | $ds_3$ | $ds_4$ | $ds_5$ |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $T_{1Y}$ [s]  | 0,5704 | 0,6112 | 0,6167 | 0,6224 | 0,6555 | 0,7210 |
| $T_{1Y}(d_{si}) / T_{1Y}(d_{s0})$                         |        | 1,072  | 1,081  | 1,091  | 1,149  | 1,264  |
| $\frac{\Delta T_{1Y} _{d_{s0}}^{d_{si}}}{T_{1Y}(d_{s0})}$ |        | 0,072  | 0,081  | 0,091  | 0,149  | 0,264  |
| $T_{2Z}$ [s]  | 0,5675 | 0,5711 | 0,5754 | 0,5832 | 0,6008 | 0,6190 |
| $T_{2Z}(d_{si}) / T_{2Z}(d_{s0})$                         |        | 1,006  | 1,014  | 1,028  | 1,059  | 1,091  |
| $\frac{\Delta T_{2Z} _{d_{s0}}^{d_{si}}}{T_{2Z}(d_{s0})}$ |        | 0,006  | 0,014  | 0,028  | 0,059  | 0,091  |
| $T_{3X}$ [s]  | 0,4545 | 0,5061 | 0,5095 | 0,5139 | 0,5365 | 0,5773 |
| $T_{3X}(d_{si}) / T_{3X}(d_{s0})$                         |        | 1,114  | 1,121  | 1,131  | 1,180  | 1,270  |
| $\frac{\Delta T_{3X} _{d_{s0}}^{d_{si}}}{T_{3X}(d_{s0})}$ |        | 0,114  | 0,121  | 0,131  | 0,180  | 0,270  |

$\frac{\Delta T_{1Y}|_{d_{s0}}^{d_{si}}}{T_{1Y}(d_{s0})}$ , Incremento normalizado del período asociado a la configuración de daño,  $s_i$ , respecto de la configuración exenta de daño,  $s_0$ , (edificio sano).

(<sup>1</sup>) Configuraciones de daño: Ver descripción en el texto principal

Tabla 7-5: Edificio de San Fernando (Lorca). Cálculo de la capacidad resistente total del edificio en dominio elástico y para cada configuración de daño. Razón de la capacidad resistente de cada configuración dañada respecto de la configuración exenta de daño. Los cálculos se han realizado para las direcciones X e Y

| Configuraciones de daño <sup>(1)</sup> | $ds_0$  | $ds_1$       | $ds_2$       | $ds_3$       | $ds_4$       | $ds_5$       |
|--|---------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| <b>Pushover X</b>                      |         |              |              |              |              |              |
| $d_Y$ [cm]                             | 1,62    | 1,60         | 1,58         | 1,55         | 1,52         | 1,45         |
| $V_Y$ [kN]                             | 2352,83 | 2304,28      | 2263,79      | 2213,14      | 1879,82      | 1532,51      |
| $Cp(d_{si})$ [kN·cm]                   | 1905,79 | 1843,42      | 1788,39      | 1715,18      | 1428,66      | 1111,07      |
| $Cp(d_{si})/Cp(d_{s0})$                |         | <b>0,967</b> | <b>0,938</b> | <b>0,900</b> | <b>0,750</b> | <b>0,583</b> |
| <b>Pushover Y</b>                      |         |              |              |              |              |              |
| $d_Y$ [cm]                             | 2,00    | 1,95         | 1,99         | 1,93         | 1,69         | 1,31         |
| $V_Y$ [kN]                             | 2256,16 | 1862,85      | 1870,50      | 1793,00      | 1458,13      | 1006,46      |
| $Cp(d_{si})$ [kN·cm]                   | 2256,16 | 1816,28      | 1861,15      | 1730,24      | 1232,12      | 659,23       |
| $Cp(d_{si})/Cp(d_{s0})$                |         | <b>0,805</b> | <b>0,825</b> | <b>0,767</b> | <b>0,546</b> | <b>0,292</b> |

(<sup>1</sup>) Configuraciones de daño: Ver descripción en el texto principal

## 7.5 Resumen y conclusiones

En este trabajo se identifican configuraciones intermedias de daño acumulado, y sus correspondientes modelos numéricos, del edificio de San Fernando afectado por el sismo (Mw 5,1) ocurrido en Lorca (Murcia, España) el 11 de mayo de 2011. Las configuraciones intermedias permiten analizar la capacidad remanente del edificio en cada etapa de acumulación de daño y compararlas con la capacidad estructural inicial del edificio sano. Con este propósito, ha sido necesario modelar los edificios y calcular las correspondientes curvas de capacidad y análisis modales para cada configuración de daño. Este estudio puede interpretarse como una evaluación de la resiliencia del edificio ante la amenaza sísmica. En este sentido, interpretamos la razón entre la capacidad del edificio dañado respecto de la capacidad del edificio sano como una medida de la resiliencia del edificio.

La campaña de monitoreo RAR realizada en 2013, ha sido necesaria para poder calibrar los modelos numéricos utilizados en el presente estudio. También ha sido muy útil disponer de informes técnicos detallados sobre la distribución y los mecanismos de daño en los diferentes elementos estructurales de los edificios dañados. Estos informes han facilitado enormemente las modelizaciones numéricas de las configuraciones intermedias y finales de daño.

Los modelos de edificios dañados, es decir, los modelos numéricos en los que se han incorporado las cinco configuraciones de daño propuestas, tienen una capacidad resistente que disminuye de forma importante con el daño estructural. En el caso de este estudio, el modelo que representa el edificio de San Fernando dañado por el sismo de Lorca, configuración  $ds_5$ , conserva una capacidad que representa el 58,29% (dirección X) y 29,21% (dirección Y) de la capacidad que corresponde al edificio sano en régimen elástico (configuración  $ds_0$ ). Para las configuraciones dañadas intermedias ( $ds_1$ ,  $ds_2$  y  $ds_3$ ) la capacidad disminuye de forma menos dramática. De este modo, la configuración  $ds_1$ , que representa el colapso de los cerramientos en el primer nivel del edificio (nivel sobre la rasante del terreno), conserva una capacidad del 96,7% (dirección X) y del 80,5% (dirección Y) relativas al edificio sano. De este modo, es posible aproximar e identificar, teniendo en cuenta las limitaciones de los

cálculos propuestos, la contribución de los cerramientos localizados en el primer nivel del edificio a la capacidad estructural total del edificio. En el caso del edificio de San Fernando, los cerramientos contribuyen con un 3,3% de la capacidad resistente total inicial, en la dirección X, y con un 19,5% en la dirección Y. Las configuraciones  $ds_2$  y  $ds_3$  disminuyen levemente la capacidad respecto de la configuración  $ds_1$ . Se puede afirmar que, hasta la configuración  $ds_3$ , el edificio mantiene una razonable resistencia si se compara con la capacidad del edificio sano. La configuración  $ds_4$  significa un cambio de tendencia ya que, para la dirección Y, la capacidad remanente representa el 54,6% de la capacidad inicial. En la configuración  $ds_5$ , como ya se ha detallado, la pérdida de capacidad es crítica y el edificio alcanza el estado de daño severo.

Respecto de los cambios de los períodos en función del daño acumulado el incremento es moderado hasta la configuración de daño  $ds_3$ , con cambios de 13% en dirección X y 9% en dirección Y. Es en la configuración  $ds_4$ , en la que se desarrollan muchas de las rótulas de la planta baja del edificio, cuando se incrementan significativamente los períodos, 18,0% en la dirección X y 14,9% en la dirección Y. En la configuración correspondiente al daño inducido durante el sismo de Lorca, identificada como estado de daño severo, los períodos de modos traslacionales se incrementan en un 27,0% en la dirección X y un 26,4% en la dirección Y. En la literatura, los incrementos cercanos a 20% se correlacionan bien con estados de daño entre moderado y severo. En consecuencia, estos resultados, con incrementos superiores a 26%, son coherentes con el daño observado en el edificio real.

El análisis de la variación en los factores de participación de masa respecto del desplazamiento espectral permite observar que, para desplazamientos espectrales en el intervalo [0cm-1.8cm], los factores del primer modo,  $\Gamma_{1Y}$  (traslacional en Y), y tercer modo,  $\Gamma_{3X}$  (traslacional en X), se ven ligeramente incrementados, mientras que, para el factor asociado al segundo modo,  $\Gamma_{2Z}$  (torsional en Z), los valores se mantienen prácticamente constantes. Para mayores desplazamientos espectrales con valores en el intervalo [1.8cm-3cm], los períodos fundamentales experimentan un incremento significativo mientras que las participaciones de masas tienden a disminuir en los modos traslacionales,  $\Gamma_{1Y}$  y  $\Gamma_{3X}$ , y a aumentar levemente en el modo

torsional,  $\Gamma_{zz}$ . Estos cambios sugieren que los cambios en los períodos conllevan cambios y una cierta redistribución de las participaciones de masas. Es interesante observar que, con la acumulación de daño la participación en los modos traslacionales disminuye y, de alguna manera, se traslada participación de masa al modo torsional.

Por otra parte, estos cálculos han sido posibles gracias a los modelos calibrados utilizando los registros del monitoreo RAR. Por tanto, para edificios de características similares al estudiado, es posible identificar y evaluar el daño en base a los resultados obtenidos con técnicas de monitoreo a distancia, es decir, sin necesidad de acceder al interior del edificio dañado. Esto hace posible, con el apoyo de tecnologías no invasivas y a distancia, identificar edificios dañados y potencialmente peligrosos para la seguridad. En general, la expectativa es que estas nuevas propuestas tecnológicas puedan contribuir en un futuro a mitigar el riesgo para inspectores y equipos técnicos durante las evaluaciones de edificios en escenarios post-sísmico.

## **8. Resumen, conclusiones y líneas futuras de investigación**

El Marco de Sendai sobre Reducción del Riesgo de Desastres 2015-2030 fue adoptado en la tercera conferencia mundial de la ONU<sup>4</sup>, celebrada en Sendai, Japón, en marzo de 2015. En este nuevo Marco de actuación se ha puesto énfasis en el estudio y la gestión del riesgo de desastres como prioridad a la gestión de desastres una vez que estos han acaecido. Según Naciones Unidas, la respuesta de emergencia es aproximadamente 20 veces mayor a la respuesta destinada a la prevención y preparación, lo que contradice los principios de sostenibilidad. De este modo, los objetivos se centran la reducción del riesgo existente, en evitar que se produzcan

---

<sup>4</sup> [Third UN World Conference on Disaster Risk Reduction \(WCDRR\) - resilient people. resilient planet.](#)



nuevos riesgos y en el refuerzo de la resiliencia de las comunidades y de la sociedad frente a las amenazas naturales y antropogénicas.

En este contexto, el objetivo general de esta investigación es determinar la capacidad de la tecnología RAR, no invasiva y a distancia, para calibrar modelos numéricos 3D representativos de edificios existentes y para determinar el grado de daño de edificios en escenarios post-sísmicos teniendo en cuenta la direccionalidad de la amenaza sísmica.

Este trabajo de investigación es una aportación al análisis de la vulnerabilidad sísmica de construcciones habitacionales pertenecientes a una de las tipologías constructivas más comunes en España como son los edificios de hormigón armado con forjado reticular o unidireccional y con un sistema de cerramientos confinados contruidos con fábrica de ladrillo cerámico hueco. Como casos de estudio, se han seleccionado dos edificios afectados por el sismo de Lorca de mayo de 2011 y un edificio sano y en servicio situado en Barcelona. Los aspectos más destacables de esta propuesta son: i) La aplicación de modelización numérica avanzada de los edificios en tres dimensiones (3D); ii) La aplicación de metodologías avanzadas de evaluación de la vulnerabilidad, la fragilidad y el daño sísmico de las estructuras; iii) La utilización de tecnología original y novedosa basada en la interferometría de microondas y empleando un radar de apertura real (RAR), para la medición de vibraciones en estructuras excitadas por ruido ambiente.

En este capítulo, siguiendo una organización basada en los temas abordados, se sintetizan los resultados y contribuciones más destacables del trabajo de investigación desarrollado. Asimismo, se exponen las conclusiones más relevantes y se proponen las líneas futuras de investigación sugeridas por los resultados obtenidos.

## **8.1 La acción sísmica. Espectros, acelerogramas y direccionalidad**

La vulnerabilidad estructural hace referencia a la tendencia o predisposición de los edificios, y estructuras en general, a acumular daño ante un determinado evento sísmico. En consecuencia, la estimación de la demanda sísmica debe ser definida correctamente. En este capítulo se ha presentado una descripción de algunas opciones para considerarla, las mismas que dependerán también de la técnica de análisis que se va a usar.

### **8.1.1 Los espectros sísmicos**

Para la aplicación del método del espectro de capacidad (MEC), una primera opción consiste en usar los espectros de diseño propuestos por los códigos, o por algún estudio válido para la zona en estudio. En este trabajo se han estudiado dos edificios dañados por sismo y situados en Lorca y un edificio en servicio y sin patologías localizado en Barcelona. Dado el emplazamiento de los edificios, los espectros de diseño utilizados están definidos en la norma sismorresistente española (NCSE, 2009) y en el Eurocódigo 8 (EC-8, 2004). Para el edificio situado en Barcelona, también se ha considerado un espectro de diseño determinista propuesto específicamente para esta ciudad (Irizarry, 2004). Todos estos espectros de diseño dependen de algunos parámetros que se definen en función del tipo de suelo en el cual está emplazada la estructura.

### **8.1.2 Los acelerogramas**

La aplicación del MEC también admite una segunda opción basada en utilizar espectros de respuesta calculados directamente a partir de acelerogramas representativos, o de algún evento particular que sea de interés. Esta segunda opción obliga a seleccionar acelerogramas en bases de datos suficientemente grandes. Con este propósito, en este trabajo se ha utilizado la base de datos europea, *European Strong-Motion Database ESD* (Ambraseys *et al*, 2002). Para seleccionar los acelerogramas se ha aplicado un criterio de selección basado en la compatibilidad

de los espectros seleccionados respecto de un espectro de referencia. Específicamente, la metodología utilizada se basa en minimizar el error cuadrático medio de la diferencia entre el espectro objetivo y los espectros de los acelerogramas de la base de datos (Vargas-Alzate, 2013). Complementariamente, para obtener el espectro de respuesta de un acelerograma, se ha implementado un código de cálculo Matlab basado en el algoritmo desarrollado por Chopra (Chopra, 2012).

Para realizar análisis dinámicos se somete al modelo estructural a la acción de un acelerograma, y se evalúa la respuesta en cada punto del registro. Este tipo de análisis fue posteriormente expandido al análisis dinámico incremental (IDA, *Incremental Dynamic Analysis*), que consiste en escalar un acelerograma desde PGA muy bajos hasta valores que provoquen lo que se conoce como inestabilidad dinámica global (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Para poder llevar a cabo este análisis es necesario contar con un número suficiente de registros compatibles para reducir la incertidumbre en la evaluación de la respuesta. Hay que tener en cuenta que para valores de PGA crecientes, los efectos no lineales son importantes y esto incrementa la incertidumbre en la respuesta estructural. Dado que en las regiones en las que se localizan los edificios estudiados en esta investigación no se disponía de registros suficientes, el criterio para escoger adecuadamente los acelerogramas consistió en seleccionar señales de otras regiones y cuyo espectro de respuesta fuera semejante (compatible) con un espectro objetivo. En este sentido, los acelerogramas seleccionados para los análisis dinámicos y los IDA también se han obtenido en la base de datos europea *ESD* (Ambraseys *et al*, 2002). En estudios para los que no se dispone de acelerogramas reales, es posible generar acelerogramas artificiales. Se trata de señales generadas matemáticamente mediante una combinación lineal de funciones armónicas y una función envolvente moduladas de modo que el espectro de respuesta de la señal generada se ajuste a un espectro objetivo.

### **8.1.3 La direccionalidad sísmica**

En los registros sísmicos, las componentes de aceleración dependen de la orientación de los sensores. Dado que los espectros de cada componente suelen variar significativamente, es una práctica habitual calcular la media geométrica de las componentes horizontales y utilizar el espectro de esta media como espectro representativo del registro sísmico. Sin embargo, esta media depende de la orientación de los sensores. Esta dependencia de la media geométrica con la orientación de los sensores se conoce como efecto de direccionalidad. En este trabajo se ha utilizado una metodología con la que se tiene en cuenta el efecto de direccionalidad de la acción sobre la estructura. También se ha investigado en la obtención de espectros con los que se minimiza el efecto de direccionalidad (Boore *et al*, 2006). Aplicando esta metodología al sismo de Lorca de mayo de 2011 se han obtenido los PGA de las componentes del sismo en función del ángulo de orientación de los sensores. También se han calculado los espectros de las componentes rotadas considerando todos los posibles ángulos de orientación de registro. Del mismo modo se han calculado las medias geométricas GMRotD100, GMRotD00, GMNoRot, GMRotD50 y GMRotI50 (Boore *et al*, 2006; Pinzón *et al*, 2018; Vargas *et al*, 2018). De este modo, se ha cuantificado el índice de daño utilizando análisis dinámicos no lineales y considerando todas las rotaciones no redundantes de la acción sísmica expresadas como una combinación lineal de las componentes de los acelerogramas originales. Para complementar estos cálculos fue necesario calcular las direcciones principales y centrales de inercia de los edificios estudiados.

## **8.2 Métodos de análisis**

El conocimiento del desempeño de las estructuras frente a la acción sísmica se resuelve aplicando metodologías de análisis no lineal que enfrentan la capacidad de las estructuras a la demanda de la acción sísmica. En general, los métodos de análisis suelen estimar, para un evento sísmico específico, los extremos de funciones de variables cinemáticas referidas a los edificios, como pueden ser el máximo desplazamiento del edificio o los máximos desplazamientos interpiso. Con este

propósito se pueden aplicar técnicas en las que la acción del sismo se representa, por un lado, como sucesión incremental de acciones estáticas y, por otro lado, como una acción dinámica no lineal. Los primeros métodos, que denominaremos métodos estático no lineales, basan los cálculos en la solución de ecuaciones de equilibrio estático y, por tanto, son relativamente sencillos de implementar. Los segundos métodos, que denominaremos métodos dinámicos no lineales, resuelven la respuesta de la estructura solucionando la ecuación diferencial de la dinámica de sistemas teniendo en cuenta la no linealidad material y geométrica del problema. Por tanto, esta segunda opción tiene un coste computacional más elevado que la primera.

### **8.2.1 Análisis pushover**

Las técnicas estáticas no lineales requieren de la caracterización de la capacidad estructural en términos de la curva de capacidad, que es el resultado de un ensayo monotónico incremental utilizando un patrón de carga lateral que permite a la estructura transitar desde el rango elástico hasta un estado de daño completo. En este ensayo, la curva que relaciona el cortante basal con el desplazamiento en un nodo de control de la estructura es la curva *pushover*. En este análisis, la determinación del desplazamiento último, relacionado con el estado de daño completo, continúa siendo una cuestión compleja. Este límite suele determinarse en función de algún criterio establecido, o bien cuando se ha alcanzado algún límite particular. En este trabajo, los criterios para situar el estado de daño completo se han basado, entre otras consideraciones, en la disminución del máximo esfuerzo cortante basal resistido o en valores del desplazamiento máximo alcanzado teniendo en cuenta la ductilidad para la tipología estructural analizada.

En relación al patrón de carga lateral, la participación de los modos de vibración de la estructura debe ser tenida en cuenta. En estructuras de baja o media altura se suelen utilizar patrones de carga proporcionales al primer modo de vibración o incluso triangulares. Para edificios altos, en los que participan de forma significativa modos superiores, se suelen aplicar variantes como son el pushover adaptativo

(Gupta & Kunnath, 2000) y el pushover modal (Chopra & Goel, 2002). En este trabajo de tesis y teniendo en cuenta la altura de los edificios estudiados, para la obtención de las curvas de capacidad se ha aplicado un patrón de carga lateral proporcional al primer modo de vibración. Los métodos de análisis de desempeño se fundamentan en cruzar la capacidad, previamente convertida a un formato espectral, con el espectro de demanda sísmica.

### **8.2.2 Método del punto de capacidad por demanda**

La determinación del punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda se conoce como método del punto de capacidad por demanda (CSM) o punto de desempeño (*Performance point*, en inglés) y define el desplazamiento máximo de respuesta de la estructura sometida a la acción sísmica considerada (ATC-40, 1996). Destacan tres procedimientos estático no lineales desarrollados para calcular el punto de capacidad por demanda: la aproximación lineal equivalente sin reducción de demanda por ductilidad, la aproximación lineal equivalente con reducción de demanda por ductilidad y el procedimiento iterativo conocido como PA-8 y que se refiere al procedimiento A descrito en el capítulo 8 del documento ATC-40 (ATC-40, 1996). En el caso de demandas poco importantes, los dos primeros métodos resuelven el problema de forma rápida y con pocos cálculos. Para demandas importantes, en las que la estructura transita claramente en el dominio no lineal, es necesario considerar la reducción por ductilidad y el método iterativo PA-8 es el más fiable. En este trabajo se ha aplicado el método PA-8 desarrollando un código Matlab basado en las indicaciones del ATC-40 y en trabajos de investigación previos (Vargas-Alzate, 2013).

### **8.2.3 Análisis dinámico incremental**

El análisis dinámico plantea otro enfoque para analizar el comportamiento sísmico de edificios y consiste en resolver la ecuación de movimiento para cada punto del registro de aceleración. En este análisis interesa el máximo valor de la respuesta, expresada en términos de cortante basal, desplazamiento, o cualquier parámetro

mecánico de interés. Una variante del análisis dinámico utilizada en esta investigación es el análisis dinámico incremental en el que los cálculos se realizan con acelerogramas escalados. El procedimiento consiste en escalar un acelerograma, desde valores de PGA muy bajos hasta valores que provoquen el colapso de la edificación. El objetivo es obtener una curva que describa, en función del PGA, el comportamiento de la estructura desde su rango lineal hasta lo que se conoce como inestabilidad dinámica global, entendiéndose éste como el estado para el cual, para pequeños incrementos en el PGA, se corresponde con un crecimiento infinito del parámetro de control.

#### **8.2.4 Fragilidad y daño**

Para medir la respuesta obtenida con cualquiera de los análisis descritos, es necesario definir previamente cuáles serán los estados o umbrales de daño que se tomarán para el análisis de daño. En esta investigación se han considerado los estados límite propuesto en el proyecto Risk-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003; Lantada *et al*, 2010; Lantada *et al*, 2018; Barbat *et al*, 2010; Irizarry *et al*, 2011; Gonzalez-Drigo *et al*, 2015; Avila-Haro *et al*, 2013).

Siguiendo estos mismos límites, la vulnerabilidad de una estructura puede ser expresada mediante modelos de fragilidad, que describen la probabilidad de excedencia de un determinado umbral de daño para un determinado parámetro de control (Pujades *et al*, 2012; Pujades *et al*, 2015; FEMA-440/ATC55, 2005). Estas curvas se definen a partir de una función de distribución cumulativa lognormal bajo la suposición de que la probabilidad de excedencia de un determinado estado es del 50%, y que el daño sísmico responde a una distribución binomial.

#### **8.2.5 Los cerramientos**

En esta investigación se ha considerado el efecto de las paredes de mampostería confinada que forma parte de las estructuras modeladas. Según varios autores, cuando se aplica una carga lateral la pared puede funcionar como un puntal que une

esquinas opuestas, y, por tanto, la variación de la rigidez inicial puede ser muy significativa de tal manera que, al ocurrir un evento sísmico, la estructura podría soportar fuerzas para las cuales no está diseñada. Unas de las condiciones más complejas al momento de considerar este elemento son sus distintos tipos de falla que dependen de algunos factores como la calidad del ladrillo, la calidad del mortero, la rigidez del pórtico y las dimensiones del panel, entre otros. Los modos de falla más comunes son los asociados a la falla por compresión en las esquinas de la pared o la falla por deslizamiento siguiendo las juntas de mortero. Estos modos de falla se ven favorecidos por la relación de aspecto de las paredes en edificaciones de uso común. Para la modelación de estos elementos pueden usarse algunas técnicas como las diagonales equivalentes, piers y spandrels, o bien el criterio de los macroelementos, siendo este último el incorporado en este trabajo mediante el uso de elementos tipo membrana. La inclusión de estos elementos ha generado modelos más fiables dado que sin estos elementos, las propiedades modales medidas experimentalmente (RAR) no se podrían haber ajustado o calibrado adecuadamente. La presencia de estos elementos obliga a reconsiderar el desempeño de las estructuras ya que modifican el comportamiento mecánico de las mismas. Su presencia puede ocasionar comportamientos de piso blando, como en el edificio de San Fernando y en el de la Viña, o puede desplazar los períodos fundamentales hacia zonas del espectro de demanda no deseables.

### **8.3 El radar interferométrico de apertura real (RAR)**

Un objetivo destacable de este trabajo de tesis es investigar la viabilidad de utilizar vibraciones naturales para detectar el estado de salud estructural de los edificios, con el objeto de distinguir estados estructuralmente inseguros o inestables de configuraciones seguras. La base teórica que sustenta la investigación es que las propiedades modales de los edificios cambian con el aumento del daño. La ventaja de esta propuesta es que el período fundamental de edificios afectados por diferentes configuraciones de daño, es una propiedad fácilmente medible (Vidal *et al*, 2014).



### 8.3.1 El equipo RAR y las campañas de monitorización

Para abordar este objetivo, dos campañas de monitoreo fueron propuestas. Una primera campaña de monitoreo de los edificios San Fernando y la Viña, ambos dañados tras el sismo (Mw 5,1) ocurrido en Lorca el 11 de mayo de 2011, y una segunda campaña realizada sobre un edificio en servicio y exento de daño situado en el campus norte de la UPC en Barcelona. Un aspecto original y novedoso fue la utilización de tecnologías no invasivas y a distancia para el monitoreo. En este sentido, un propósito destacable de la campaña ha sido determinar la capacidad del equipo para registrar, de forma no invasiva, propiedades modales cuyo procesado permita evaluar estados de daño de edificios afectados por el sismo. De este modo, en la campaña se utilizó un equipo de interferometría RAR cuyas características principales son; i) Dispositivo dotado de sensor remoto (*Remote Sensing Device*); ii) Carácter no invasivo. Distancia operativa al objetivo [4-1000m]; iii) Banda frecuencial central Ku 17,2GHz; iv) Precisión de decenas de micras (en las mejores condiciones); v) Portabilidad y fácil manejo (manejo y transporte =>2 personas). Equipo ligero (peso total < 50kg); vi) Rápida instalación y medición (tiempo instalación y puesta en marcha  $\approx$  1 hora).

### 8.3.2 Tratamiento de las señales

Las señales monitorizadas con el RAR son procesadas calculando la densidad espectral de potencia (PSD) para estimar la frecuencia fundamental de vibración bajo la excitación producida por el ruido ambiental. La PSD es la transformada discreta de Fourier (DFT) de la función de auto-correlación de la señal. La PSD destaca las frecuencias más energéticas que contiene la señal a analizar que, en el caso de los edificios monitorizados en esta investigación, revelan características de las formas modales de los edificios instrumentados.

En este trabajo, el método de Welch (Welch, 1967), implementado en código Matlab, ha sido aplicado para obtener la PSD de los Rbin seleccionados, *i.e.* de las señales registradas por el RAR. Para aplicar el método de Welch se ha utilizado una ventana

de Hamming con un 70% de solape y una longitud de ventana de registro de 100s. El análisis en el dominio de la frecuencia de las historias temporales revela frecuencias de vibración destacables en la ventana [0.1-10Hz].

### **8.3.3 Monitorización del edificio San Fernando (Lorca)**

En el caso de los edificios situados en Lorca, el primer edificio (edificio San Fernando) fue monitoreado con el radar interferométrico y no se pudieron tomar medidas adicionales en el interior del edificio porque las autoridades locales prohibieron el acceso al interior del edificio por razones de seguridad. En este edificio se trataron amplitudes extremadamente bajas que, prácticamente, coincidían con los límites de precisión del equipo de registro. La amplitud cuadrática media (RMS) del Rbin35 filtrado es de 0,004 mm (4 $\mu$ m) y la del Rbin36 es de 0,025 mm (25 $\mu$ m); por lo tanto, se trata de señales débiles que requieren cuidado y esfuerzo en su procesado. No obstante, el alto rendimiento de los dispositivos RAR de última generación junto con técnicas interferométricas de alta resolución y métodos de análisis de señales permitieron obtener resultados plenamente satisfactorios. Se identifican, de forma clara, dos periodos: 0.77s y 0.66s, que se suponen ligados a los periodos, de la estructura no dañada, del primer modo, en la dirección Y, 0.570s, y al rotacional alrededor del eje Z, 0.567 s. El hecho de que los períodos obtenidos de las mediciones RAR sean más largos se atribuye al daño. Sin embargo, en este tipo de estudios, una cuestión importante es cómo conocer las propiedades vibratorias del edificio no dañado/seguro y cómo evoluciona el período con el daño. No hubo edificios de esta tipología sin daños después del terremoto. Por ello, se centró un importante esfuerzo en la modelización numérica del edificio. A pesar de que se conocían bien las propiedades mecánicas y geométricas del edificio, debido a que se disponía de informes técnicos post-sismo precisos (Artés – Carril, 2011), los parámetros de resistencia del modelo mecánico también se calibraron de tal manera que el período esperado de vibración del edificio la construcción en el punto de desempeño coincidió bien con la obtenida de las mediciones RAR; Se obtuvo un período de 0,75 s, que es muy cercano al período más largo encontrado en las historias de tiempo de desplazamiento RAR.

### **8.3.4 Monitorización del edificio la Viña (Lorca)**

En el segundo edificio monitoreado en Lorca (edificio la Viña), se registraron historias de tiempo de desplazamiento obtenidas con el dispositivo RAR (Negulescu *et al*, 2013). El procedimiento seguido para evaluar el daño en este edificio es paralelo al desarrollado para el edificio de San Fernando. A partir de los registros RAR y acelerométricos se calibró y diseño un modelo numérico avanzado del edificio. Para los detalles geométricos y las propiedades materiales, fue imprescindible la información recogida en el informe sobre la estructura y arquitectura del edificio y sobre los daños estructurales hallados en el edificio tras el sismo de Lorca. Las frecuencias registradas con el equipo RAR, de valores 2.49Hz y 2.7Hz, reportan unos períodos de 0.40s y 0.37s, respectivamente, y que, atendiendo a los objetivos de este estudio, se considerarán como medidas de referencia de períodos de vibración del edificio La Viña dañado tras el terremoto.

### **8.3.5 Monitorización del edificio Omega (Barcelona)**

En el monitoreo del edificio Omega, exento de daño y situado en el campus norte de la UPC en Barcelona, se estima que el monitoreo desde una de las tres posiciones y orientaciones de las antenas (posición A) es el que permite identificar, con claridad, los primeros modos de vibración del edificio. Las frecuencias de estos modos son 2,72 Hz, 2,84Hz y 3,9 Hz.

### **8.3.6 Calibración de modelos numéricos**

Los resultados de las monitorizaciones han sido la base para calibrar los modelos numéricos de los edificios y para aplicar los métodos basados en el espectro de capacidad (Milutinovic & Trendafiloski, 2003; Lagomarsino *et al*, 2006; Lantada *et al*, 2009; Barbat *et al* 2008; Pujades *et al* 2012; Gonzalez-Drigo *et al*, 2015; Avila-Haro *et al*, 2013) que han permitido obtener curvas de fragilidad, estados medios de daño y matrices de probabilidad de daño. Cabe destacar que, para los edificios afectados por el sismo de Lorca (edificios San Fernando y la Viña) las matrices de

daño obtenidas están de acuerdo con los daños observados y comunicados tras el terremoto de Lorca de 2011 (Santamaría *et al*, 2012).

### 8.3.7 Conclusiones

- *Monitorización rápida, a distancia y segura*

Por lo que refiere a las conclusiones de este trabajo se pueden destacar las siguientes. Con respecto a los dispositivos y métodos basados en interferometría RAR, estos pueden convertirse en excelentes herramientas que permiten mediciones rápidas y sencillas de las características de vibración de los edificios reales. Estas herramientas y métodos pueden ser especialmente útiles en evaluaciones post-sismo de edificios severamente dañados porque, cuando se calibran adecuadamente, los resultados obtenidos permiten estimar el estado de daño del edificio a partir de mediciones de sensores remotos que no requieren ingresar a los edificios dañados. Esto evita el riesgo asociado a los controles y evaluaciones realizados en el interior de edificios severamente dañados dado que estos edificios pueden colapsar durante los trabajos de inspección.

- *Documentación y diagnóstico de deficiencias y patologías*

Sin embargo, también es cierto que, para el éxito del diagnóstico de daños, es muy importante conocer la configuración inicial del edificio no dañado. En el caso del edificio de San Fernando, dañado por el sismo de Lorca, un estudio detallado basado en planos y en detalles de la construcción original reveló insuficiencia de acero de refuerzo en estribos y en refuerzos longitudinales en pilares. El análisis de las derivas entre plantas apuntaba hacia el comportamiento de piso blando en el primer piso como la principal fuente de daño. Este efecto se vio incrementado por el cambio abrupto en la rigidez debido a la ausencia de muros interiores en el primer piso.

En el caso del edificio de la Viña, quedó evidente un diseño heterodoxo y fuera de norma en la armadura longitudinal de las vigas, con una inadecuada distribución de

refuerzo longitudinal y una ausencia, prácticamente completa, del recubrimiento en las armaduras.

Por lo tanto, se concluye directamente que los edificios evaluados en Lorca fueron diseñados sin tener en cuenta el riesgo sísmico en la región y fueron construidos aplicando reglas de construcción que conducen a un refuerzo deficiente en los elementos de hormigón de los pórticos y a un desempeño sísmico débil. Estos hechos resaltan la importancia de las regulaciones sísmicas, incluso en regiones de riesgo sísmico bajo y moderado.

- *Tratamiento de las señales*

Las técnicas de post procesado de los registros son un elemento esencial para obtener información útil sobre características de las formas modales de los edificios. En este trabajo, el método de Welch (Welch, 1967), implementado en código Matlab (The Mathworks, 2022), ha sido aplicado para obtener la densidad espectral de potencia de los Rbin seleccionados, *i.e.* de las señales registradas por el RAR. Para aplicar el método de Welch se ha utilizado una ventana de Hamming con un 70% de solape y una longitud de ventana de registro de 100s.

- *Monitorización continua de edificios*

En el futuro, se podrían instrumentar edificios residenciales, edificios esenciales y, en general, estructuras y construcciones civiles de alto valor, especiales y residenciales, de modo que se pudieran monitorear sus características de vibración en tiempo real. De esta forma, se podría detectar cualquier cambio en sus propiedades modales y se podría investigar la causa de dichas modificaciones. De hecho, el coste económico de los acelerómetros y otros dispositivos que permiten medir las vibraciones de los edificios sujetos al ruido ambiental está disminuyendo y el coste adicional de implementar dichos instrumentos y métodos en nuevos edificios y estructuras podría ser insignificante en comparación con el coste total de la edificación. Las investigaciones en curso y futuras sobre este tema pueden conducir a procedimientos simplificados que permitan detectar daños e, incluso, si

la distribución de sensores es adecuada, debería ser posible desarrollar algoritmos con la capacidad de detectar la localización y el instante en el que se ha producido el daño.

- *Recomendación*

En este sentido, una consideración de esta investigación sería la recomendación a las autoridades, administraciones y servicios de protección civil para que impulsen el diseño e implementación de un expediente técnico de la edificación que incluya, entre otros parámetros, el comportamiento modal de las nuevas estructuras, que podrían medirse al final de su construcción. Esta información debería ser crucial para la evaluación de daños que pueden desarrollarse debido a eventos extremos, incluidos los sismos, durante la vida útil de las edificaciones.

#### **8.4 Edificios. Modelización numérica, calibración y análisis**

Los edificios estudiados en este trabajo de tesis pertenecen a una de las tipologías constructivas más comunes en España que son los edificios de estructura de hormigón armado con forjados reticulares y cerramientos de fábrica no reforzada de ladrillo cerámico hueco. Dos de los edificios, San Fernando y La Viña, ambos localizados en Lorca, fueron afectados por el sismo de mayo de 2011, mientras que el tercer edificio, edificio Omega, situado en Barcelona, es un edificio sano y en condiciones de servicio. El movimiento bajo ruido ambiente de los tres edificios fue monitoreado con una tecnología no invasiva y a distancia, el radar interferométrico de apertura real (RAR).

Los edificios de Lorca muestran serias patologías sismorresistentes debido a que fueron diseñados sin consideración de la acción sísmica. En el análisis se ha detectado que las cuantías de acero, en muchos casos, son deficientes y no cumplen con los requisitos mínimos de los códigos actuales. Adicionalmente, en este estudio se ha verificado la aportación de los cerramientos no estructurales a la rigidez global inicial del sistema estructural de los edificios.

### 8.4.1 Elementos de modelización

#### - *Los cerramientos*

La inclusión de los cerramientos (perimetrales y divisiones internas), como elementos no estructurales, en el modelado numérico depende del grado de contacto entre los cerramientos y la estructura (forjados inferior y superior y soportes). Las amplitudes del movimiento del edificio, en régimen elástico y también durante potenciales fases de movimientos fuertes debidas a terremotos importantes, deben calcularse y compararse con el espaciado entre elementos estructurales y no estructurales. Si el espaciado es insuficiente para permitir un movimiento libre cuando existen amplitudes de movimiento importantes, entonces se recomienda incluir los cerramientos en el modelado numérico.

#### - *La estructura*

Con las anteriores consideraciones, para el modelado de vigas y columnas se utilizaron elementos tipo frame con los que se pueden modelar efectos de torsión, corte biaxial, fuerza axial y flexión biaxial. Para forjados y cerramientos de mampostería no reforzada se utilizaron elementos tipo shell que combinan una formulación membranal con un comportamiento tipo plate. La precisión del cálculo mediante el uso de este tipo de elementos está relacionada al detalle del proceso de discretizado, el mismo que depende principalmente del objetivo del análisis. Sin embargo, un elevado número de elementos en la discretización provocará el incremento del tiempo de procesamiento. En términos de geometría, para discretizar un shell es importante evitar usar figuras irregulares y se recomienda usar cuadriláteros cuya relación de aspecto no sobrepase 10. El forjado unidireccional está modelado como un forjado de espesor equivalente uniforme, y se ha optado por un elemento tipo membrana. Asimismo, en el caso de los cerramientos, también se ha optado por elementos tipo membrana debido a que la respuesta principal de este tipo de elementos se encuentra en el plano que contiene el panel.

Para considerar los efectos no lineales en los elementos estructurales, se han definido rótulas plásticas en ambos extremos de cada elemento tipo frame. Para el caso de vigas las rótulas usadas fueron de tipo M3, es decir rótulas con respuesta a momento flector, y, para el caso de columnas se han utilizado rótulas de tipo P – M2 – M3, con respuesta a mecanismos de flexo-compresión biaxial. La definición de estas rótulas se recoge en ASCE 41-17 (ASCE/SEI, 2017). Por otra parte, la no linealidad geométrica está considerada mediante la incorporación en el análisis del efecto P- $\Delta$ .

#### - *La calibración*

Una vez definido el modelo numérico, se calcula la curva de capacidad del edificio (análisis pushover) y su representación espectral sobre la que se determina el punto de desempeño aplicando el método del espectro de capacidad (ATC-40, 1996). En la representación espectral de la capacidad se sitúan el período efectivo correspondiente al punto de desempeño y el período real medido con el RAR. Ambos resultados deberían coincidir, pero lo habitual es que exista una diferencia entre ambos que exceda una cierta tolerancia. El proceso de lo que denominamos calibración consiste en variar las propiedades mecánicas de los materiales, recalcular el espectro de capacidad del edificio y el punto de desempeño y comparar los períodos correspondientes al punto de desempeño y a las mediciones RAR. Este proceso iterativo avanza hasta que la diferencia entre los períodos es inferior a un valor predeterminado (tolerancia). Obviamente, los valores de las propiedades mecánicas deben variar en intervalos coherentes con las propiedades materiales del edificio real. Para ello, la consulta de normativas de construcción contemporáneas y de documentos de evaluación técnica del edificio dañado son fundamentales.

#### **8.4.2 Edificio San Fernando**

En el caso del edificio de San Fernando, la monitorización RAR permitió calibrar el modelado numérico del edificio. Dado que el edificio real se hallaba dañado, las medidas RAR sólo pueden corresponderse a una configuración dañada. Por tanto, el



procedimiento de calibración consistió en utilizar los resultados RAR para situar, de forma conveniente, la configuración dañada sobre la curva de capacidad del edificio. El procedimiento consistió en generar, en un primer paso, un modelo numérico inicial del edificio. El modelo numérico tridimensional se generó utilizando el código avanzado SAP2000 (CSI, 2018a). En el caso del edificio de San Fernando, los cerramientos, como elementos no estructurales, fueron incluidos en el modelado. En el estudio se ha incluido un análisis de las contribuciones modales debidas a cerramientos con diferentes propiedades mecánicas.

Una vez calibrada la capacidad del edificio, se calcularon las curvas de fragilidad siguiendo la metodología propuesta en Risk-UE, y se calcularon las matrices de daño correspondientes a la configuración dañada del edificio. Los resultados obtenidos indican probabilidades de excedencia de 0,04; 0,43; 0,43 y 0,13 para los estados de daño leve, moderado, severo y completo, respectivamente. Adicionalmente, el estudio de las derivas entre pisos ha puesto de manifiesto el comportamiento de piso blando asociado al primer nivel del edificio. Este comportamiento es debido al diseño “palafítico” del edificio, en el que se han reducido drásticamente los cerramientos en la planta baja respecto de las plantas superiores. Los detalles de estos resultados son coherentes con el daño observado en el edificio de San Fernando.

Para completar el estudio, se ha aplicado el análisis dinámico utilizando el sismo de Lorca y el análisis dinámico incremental utilizando el mismo sismo y 15 señales compatibles con el espectro tipo II definido por el Eurocódigo 8 para Lorca. El edificio San Fernando, según el informe de daños, presenta un daño generalizado en las cabezas y pies de columnas ubicadas sobre el primer nivel, que es diáfano. Esta situación ha sido verificada por los resultados de los análisis dinámicos utilizando el sismo de Lorca y son coherentes con los resultados obtenidos en base al análisis pushover y aplicando el MEC. Así mismo, tanto el análisis de fragilidad, como el de estimación de daño, sugieren un índice de daño cercano a 0,6, cuyo grado de severidad coincide con los daños observados.

Un resultado interesante obtenido aplicando el IDA es el análisis de la variación de los períodos fundamentales con el incremento de daño. Para el edificio de San Fernando se ha calculado que, para el estado de daño leve, el período se incrementa en un 3%, para el estado de daño moderado el incremento es de 7%, para el estado de daño extensivo la variación es de 25 % y para el estado de daño completo se calcula un valor de 120%.

Otro resultado relevante y ya conocido es la dispersión en los resultados de desplazamientos máximos calculados con el IDA y para diferentes acelerogramas compatibles cuando el PGA se incrementa. Las diferencias en los desplazamientos máximos son debidas a los efectos no lineales cuya importancia crece con el PGA.

### **8.4.3 Edificio la Viña**

El edificio de la Viña presenta una deficiencia generalizada del refuerzo en sus elementos estructurales. El análisis llevado a cabo en este trabajo revela que su estructura no fue lo suficiente rígida y que, en la rigidez global, el aporte de las paredes es muy importante, ayudando a la estructura a resistir fuerzas elevadas. Sin embargo, estos elementos pierden rigidez y disipan energía muy rápidamente, de modo que la capacidad global del edificio es reducida y el nivel de daño esperado para el evento sísmico considerado es elevado. Al tener este edificio una primera planta más alta que las demás, se genera un efecto de piso blando que absorbe la mayor parte de la deformación, como se puede ver en el perfil de deformaciones.

Respecto del edificio de La Viña, la metodología de cálculo y análisis es la misma que se utilizó para el edificio de San Fernando. En la modelización de la estructura y de los elementos no estructurales se utilizaron los mismos elementos ya descritos. La modelización del edificio con cerramientos (modelo MAMP) y sin cerramientos (modelo BF) evidenció la diferencia de comportamiento modal entre ambos modelos. Estos modelos también ayudaron a comprender el desempeño del edificio durante el sismo de Lorca. En síntesis, en la primera fase del sismo, los cerramientos cedieron su contribución a la resistencia y rigidez iniciales del edificio dañándose y

el edificio incrementó su período fundamental volviéndose más flexible y un poco menos resistente. De este modo, el edificio pasó de una configuración inicialmente rígida y con una determinada resistencia (edificio inicial sano) a una configuración menos resistente, pero a la vez más flexible (edificio con cerramientos dañados). Los resultados presentados en esta sección y para las dos variantes de modelo numérico del edificio La Viña, evidencian que la respuesta del edificio está muy condicionada por la presencia de una mampostería muy rígida, en comparación con su estructura, la cual es muy flexible.

Para la calibración en base a las monitorizaciones RAR, el procedimiento seguido fue el mismo que se utilizó para el edificio de San Fernando.

#### **8.4.4 Edificio Omega**

El edificio Omega fue el único edificio en condiciones de servicio y no dañado por sismo estudiado en este trabajo. El edificio fue diseñado según las disposiciones de la norma NCSE-02. Para su modelación se ha determinado que, si bien el edificio tiene 7 niveles, 3 de ellos están soterrados y apoyados en un muro semiperimetral, por tanto, la longitud libre del edificio se corresponde con los 4 pisos superiores. Así también, según el análisis modal del edificio completo, la masa que se moviliza en el primer modo se corresponde con la masa de estos 4 pisos, con estas consideraciones se decidió simplificar el modelo y considerar sólo los 4 pisos superiores, y con este modelo simplificado se determinaron las curvas de capacidad y se llevaron a cabo los análisis dinámicos para la determinación de la respuesta de la estructura.

Se han propuesto dos modelos de edificio: el edificio sin cerramientos (modelo OBF) y el edificio con cerramientos (modelo OMNR). Las monitorizaciones utilizando el RAR realizadas sobre el edificio exento de daño devuelven medidas de los períodos fundamentales ( $T_{RAR1}=0,367s$ ;  $T_{RAR2}=0,353s$ ;  $T_{RAR3}=0,256s$ ) que coinciden con las mediciones del modelo numérico que incluye los cerramientos ( $T_{OMNR1}=0,366s$ ;  $T_{OMNR2}=0,342s$ ;  $T_{OMNR3}=0,256s$ ). Estas mediciones difieren significativamente de las mediciones del edificio modelado sin cerramientos ( $T_{OBF1}=0,665s$ ;  $T_{OBF2}=0,626s$ ;

$T_{0BF3}=0,572s$ ). Estos resultados ratifican la importancia de incluir los cerramientos en los modelos numéricos.

Los resultados de los análisis dinámicos determinaron que el edificio, expuesto al escenario determinista para Barcelona y propuesto por Irizarry, no sufriría daños significativos. El análisis dinámico de esta edificación también muestra que los pisos inferiores tienen muy poca participación en la respuesta global, y que son los superiores los que tendrán mayores desplazamientos en el caso de un potencial evento ajustado al espectro seleccionado.

#### **8.4.5 Conclusiones**

##### *- Documentación y modelización*

La base para una generar modelizaciones numéricas fiables es un buen conocimiento de los detalles estructurales, constructivos y materiales de los edificios. Esta información es accesible consultando los proyectos, *i.e.* memorias y planos constructivos, y las normativas prescritas en el período de construcción de los edificios. Respecto de edificios con patologías por sismo u otras causas, los informes técnicos relativos a los daños son también una fuente de información básica. En todos los casos, las visitas de campo, con acceso al interior de los edificios cuando éste sea posible, son un complemento necesario a la información documental de los edificios.

##### *- Modelos simplificados versus modelos complejos*

Un modelo complejo no es necesariamente un buen modelo. En ocasiones, los modelos con una discretización muy densa o con detalles constitutivos no bien controlados pueden generar problemas computacionales de convergencia, inestabilidades y singularidades, entre otros inconvenientes, que son difícilmente rastreables. Con una cierta experiencia y en base a los datos documentales y a la información obtenida en visitas de campo, se pueden introducir simplificaciones a

los modelos que no restan fiabilidad a los resultados y con los que se disminuyen significativamente los costes computacionales.

- *Criterios para incluir elementos no estructurales en los modelos numéricos*

Es necesario estudiar los enlaces entre los elementos estructurales (pórticos y forjados) y los elementos no estructurales (cerramientos). El objetivo es determinar el comportamiento mecánico del conjunto para amplitudes del movimiento compatibles con la sismicidad esperable y, de este modo, determinar el grado de acoplamiento entre ambos tipos de elementos.

Comparar las amplitudes del movimiento del edificio y el espaciado entre los elementos estructurales y no estructurales es la base del criterio para decidir la inclusión de los elementos no estructurales en el modelado.

Las amplitudes del movimiento del edificio, en régimen elástico y también durante potenciales fases de movimientos fuertes debidas a terremotos importantes, deben calcularse y compararse con el espaciado entre elementos estructurales y no estructurales. Si el espaciado es insuficiente para permitir un movimiento libre cuando existen amplitudes de movimiento importantes, entonces se recomienda incluir los cerramientos en el modelado numérico. De este modo, las rigideces de los cerramientos se incorporan a la matriz de rigidez global del edificio.

- *Discretización de los cerramientos*

En el modelado con elementos shell de los cerramientos, en términos de geometría, es importante evitar usar figuras irregulares. Para una correcta discretización, se recomienda usar cuadriláteros cuya relación de aspecto no sobrepase el valor 10.

- *Análisis dinámico como referencia*

Los análisis dinámicos y dinámicos incrementales aplicados sobre los modelos numéricos calibrados son una referencia para cualquier análisis estático no lineal.

## **8.5 Fragilidad y daño. Influencia de elementos no estructurales y direccionalidad**

En esta investigación se adopta una metodología avanzada para el análisis de la capacidad, fragilidad y daño de los edificios considerados como unidades individuales y no agrupados en tipologías. El objetivo es desarrollar herramientas de cálculo que permitan evaluar el daño y la reparabilidad de edificios específicos a partir de una modelización numérica específica calibrada con medidas de monitoreo RAR.

### **8.5.1 Índice-SAP de daño. Nueva propuesta**

En este trabajo de tesis se introduce un nuevo índice de daño estructural al que denominaremos índice-SAP, cuya base de cálculo son los resultados calculados por el programa de cálculo estructural avanzado SAP2000 o ETABS (CSI, 2018 a y b), y que detallan la evolución y la cuantificación del daño en las rótulas de la estructura durante el desarrollo de la curva de capacidad. Por tanto, se trata de una herramienta, por un lado, muy potente, dado que se apoya en los cálculos de programas avanzados de cálculo estructural, y, por otro lado, de bajo coste computacional, ya que su aplicación requiere, únicamente, el cálculo de curvas de capacidad en base a análisis no lineal estático equivalente e incremental. El modelo paramétrico propuesto por (Pujades *et al.* 2015) se ha utilizado, con éxito, para calibrar el nuevo índice de daño estructural propuesto (Índice-SAP).

### **8.5.2 Modelos de fragilidad e índices de daño**

Para el análisis de la fragilidad y del daño se han utilizado dos modelos de fragilidad. Un primer modelo basado en la metodología descrita en el proyecto Risk-UE (Milutinovich & Trendafiloski, 2003) y un segundo modelo basado en el índice-SAP de daño presentado en este trabajo, y en los umbrales de estados de daño propuestos por (Pujades *et al.* 2015). Los resultados comparados de las dos aproximaciones a la fragilidad y al daño, evidencian que el índice Risk-UE tiende a

sobreestimar el daño para desplazamientos relativamente pequeños, y subestima el daño cuando el desplazamiento tiende a valores relativamente más altos. Esta tendencia del índice Risk-UE ya fue estudiada y observada en un trabajo de investigación anterior en el que se comparaban diferentes metodologías basadas en cálculos estáticos no lineales con los resultados de análisis dinámicos incrementales tomados como referencia (Gonzalez-Drigo *et al*, 2017). En contraposición, el índice-SAP demuestra un comportamiento más alineado con los resultados del análisis dinámico incremental (IDA) obtenidos en aquel trabajo. De este modo, se puede apuntar que el índice-SAP genera resultados confiables y realistas si se toman los resultados IDA como referencia.

En el capítulo se estudia el desempeño estructural frente a la acción sísmica de tres edificios: el edificio de San Fernando y el edificio de la Viña, ambos en Lorca, y el edificio Omega situado en el campus universitario de la UPC en Barcelona.

### **8.5.3 Edificio San Fernando**

El edificio San Fernando se ha modelado con diferentes propiedades de los cerramientos no estructurales de mampostería no reforzada (fábrica de ladrillo cerámico hueco). Los resultados muestran que, manteniendo constantes las propiedades resistentes de la mampostería, el daño se incrementa cuando se incrementa el módulo de elasticidad de la mampostería. Es decir, el daño tiende a crecer cuando lo hace la rigidez de la mampostería. Para este edificio se han calculado incrementos del 17,5% en el índice de daño cuando el módulo de elasticidad dobla su valor. Por otro lado, se verifica que el daño es más sensible al incremento de rigidez que a la resistencia de la fábrica de ladrillo. Los resultados mostrados sugieren que la modelación de la mampostería no estructural desempeña un papel fundamental en la respuesta general de los edificios.

Para este mismo edificio, el análisis del efecto de la direccionalidad de la acción sísmica se ha estudiado utilizando el índice de daño medio y el índice-SAP. Los resultados muestran una excelente coherencia en las tendencias para ambos

índices. Los valores extremos coinciden en las mismas regiones angulares para ambos índices y para ambas direcciones principales del edificio. No obstante, en la dirección X, el índice-SAP genera un rango de valores ligeramente superior al obtenido con el índice de daño medio.

#### **8.5.4 Edificio la Viña**

El edificio de la Viña se ha utilizado para analizar la influencia de los cerramientos no estructurales en la respuesta ante el sismo. Para ello se han generado dos modelos de edificio, un modelo carece de cerramientos y el otro los incluye. Los análisis muestran que el edificio sin cerramientos tiene un desempeño que lo mantiene en el nivel de ocupación inmediata. Por otro lado, el edificio modelado con los cerramientos muestra un peor comportamiento frente a la misma acción sísmica. En el caso del edificio la Viña se constata que el modelo sin cerramientos tiene períodos fundamentales ( $T_1=1.416s$ ;  $T_2=1.269s$ ;  $T_3=1.195s$ ) que prácticamente quintuplican los períodos del modelo con cerramientos ( $T_1=0.291s$ ;  $T_2=0.239s$ ;  $T_3=0.215s$ ).

Para ambos modelos se ha estudiado el efecto de la direccionalidad de la acción sísmica. Los resultados demuestran, para todas las orientaciones de la acción, que el edificio sin cerramientos tiene una mejor respuesta que el edificio con cerramientos. Es evidente que en estos resultados el valor de los períodos fundamentales de cada edificio va a ser determinante en la respuesta ante el sismo. En este sentido, el edificio inacabado tiene un período fundamental mayor que el edificio real de la Viña y, una vez situado sobre el espectro de la acción sísmica, se evidencia que el edificio sin cerramientos es menos vulnerable que el edificio con cerramientos. Los análisis utilizando el índice-SAP generan resultados con un mayor rango de índices de daño que aquellos que utilizan el índice de daño medio.

Con este edificio también se realiza un análisis del efecto de direccionalidad de la acción considerando el sismo de Lorca rotado sobre un arco de  $180^\circ$  y calculando la respuesta estructural mediante análisis dinámico no lineal. Si se comparan los



resultados con aquellos obtenidos aplicando el método del espectro de capacidad, se observa que los valores para los desplazamientos del punto de desempeño obtenidos utilizando el cálculo dinámico son mayores que aquellos. Por tanto, los resultados obtenidos aplicando métodos de cálculo y análisis estático equivalentes podrían estar subestimando, para cada orientación, el desplazamiento del punto de desempeño y, por tanto, el nivel de daño alcanzado. En cualquier caso, en general los resultados obtenidos son coherentes con los resultados presentados en estudios previos (Vargas-Alzate *et al*, 2018; Pinzón *et al*, 2018; Hidalgo-Leiva *et al*, 2018) y demuestran que el efecto de direccionalidad debe incluirse en cualquier discusión sobre vulnerabilidad sísmica.

### **8.5.5 Edificio Omega**

El edificio Omega se ha modelado con y sin los cerramientos estructurales. Respecto de las propiedades modales, el edificio sin cerramientos tiene períodos fundamentales ( $T_1=0.665s$ ;  $T_2=0.626s$ ;  $T_3=0.572s$ ) que prácticamente duplican los períodos del modelo con cerramientos ( $T_1=0.367s$ ;  $T_2=0.352s$ ;  $T_3=0.256s$ ).

Tres acelerogramas extraídos de la base de datos europea (Ambraseys, 2004), y compatibles con el espectro determinista propuesto por Irizarry (Irizarry, 2004) para la ciudad de Barcelona, han sido utilizados para aplicar el método del espectro de capacidad (MEC), el IDA y para analizar el efecto de direccionalidad de la acción. En los análisis MEC, con resultados en desplazamientos calculados con el IDA, se evidencia que la dirección X es la dirección más vulnerable del edificio. Se obtienen las mismas tendencias aplicando el índice-SAP. No obstante, el cálculo del índice-SAP requiere un coste computacional inferior al necesario para aplicar el MEC y sustancialmente inferior al necesario para los IDA. Esto muestra que el índice-SAP es una herramienta útil, simple y rápida para el cálculo del daño, y tiene una característica añadida importante y es su independencia del análisis de fragilidad. Se completa el estudio introduciendo el análisis de direccionalidad de la acción. Los cálculos se han realizado aplicando el MEC y el índice-SAP a los tres acelerogramas seleccionados y considerándolos de forma incremental. Los resultados permiten

apreciar que el comportamiento aparente del índice-SAP es coherente con el del índice de daño medio, aunque, para valores elevados de la intensidad, el índice-SAP genera valores de índice de daño mayores que los que se obtienen con el índice de daño medio. Tal como se comentó en anteriores secciones, parece que el índice de daño medio tiende a subestimar el daño cuando la intensidad del sismo es incrementada.

### 8.5.6 Conclusiones

#### - *Índice de daño medio e índice-SAP*

El índice de daño medio calculado aplicando la metodología Risk-UE, tiende a sobreestimar el daño para desplazamientos relativamente pequeños, y subestima el daño para desplazamientos relativamente altos. En contraposición, el índice-SAP demuestra un comportamiento más alineado con los resultados del análisis dinámico incremental (IDA). De este modo, se puede apuntar que el índice-SAP genera resultados confiables y realistas si se toman los resultados IDA como referencia. El modelo paramétrico propuesto por (Pujades *et al*, 2015) se ha utilizado, con éxito, para calibrar la propuesta de nuevo índice de daño estructural, el índice-SAP. El cálculo del índice-SAP requiere un coste computacional inferior al necesario para aplicar el MEC y sustancialmente inferior al necesario para los IDA. El índice-SAP es una herramienta útil, simple y rápida para el cálculo del daño, y tiene como característica añadida destacable su independencia del análisis de fragilidad.

#### - *Daño y propiedades de la mampostería*

El daño estructural ante un sismo se incrementa cuando se incrementa el módulo de elasticidad de la mampostería. Es decir, el daño tiende a crecer cuando lo hace la rigidez de la mampostería. Por otro lado, se verifica que el daño es más sensible al incremento de rigidez que a la resistencia de la fábrica de ladrillo.

- *Modelos numéricos con y sin cerramientos. Propiedades modales*

Los edificios modelados con y sin cerramientos (la Viña y Omega) tienen propiedades modales claramente diferentes. Para un sismo dado, el desempeño de los edificios depende de sus períodos propios y de la posición de estos en el espectro del sismo.

## **8.6 Simulación numérica del daño estructural**

El edificio San Fernando, afectado por el sismo (Mw 5,1) ocurrido en Lorca (Murcia, España) el 11 de mayo de 2011, es el caso de estudio considerado para identificar las configuraciones intermedias de daño acumulado durante aquel sismo, y para generar los modelos numéricos que corresponden a cada etapa de daño acumulado. Las configuraciones intermedias permiten analizar la capacidad remanente del edificio en cada etapa de acumulación de daño y compararlas con la capacidad estructural inicial del edificio sano y en servicio. Con este propósito, ha sido necesario generar modelos del edificio y calcular las correspondientes curvas de capacidad y análisis modales para cada configuración de daño. Este estudio puede interpretarse como una evaluación de la resiliencia del edificio ante la amenaza sísmica. En este sentido, interpretamos la razón entre la capacidad del edificio dañado respecto de la capacidad del edificio sano y en servicio como una medida de la resiliencia del edificio.

### **8.6.1 Informes técnicos de daños, monitorización RAR y modelos de edificio dañado**

Las mediciones de la campaña de monitoreo RAR realizada en 2013, han sido utilizadas para poder calibrar los modelos numéricos utilizados. También ha sido esencial disponer de informes técnicos detallados sobre la distribución y los mecanismos de daño en los diferentes elementos estructurales de los edificios dañados. Estos informes han facilitado enormemente las modelizaciones numéricas de las configuraciones intermedias y finales de daño.

### **8.6.2 Evolución del daño. Contribución de los cerramientos**

Los modelos del edificio dañado, es decir, los modelos numéricos en los que se han incorporado las cinco configuraciones de daño propuestas, tienen una capacidad resistente que disminuye de forma importante con el daño estructural. En el caso de este estudio, el modelo que representa el edificio de San Fernando dañado por el sismo de Lorca, configuración  $ds_5$ , conserva una capacidad que representa el 58,29% (dirección X) y 29,21% (dirección Y) de la capacidad inicial que corresponde al edificio sano en régimen elástico (configuración  $ds_0$ ). Para las configuraciones dañadas intermedias ( $ds_1$ ,  $ds_2$  y  $ds_3$ ) la capacidad disminuye de forma menos dramática. De este modo, la configuración  $ds_1$ , que representa el colapso de los cerramientos en el primer nivel del edificio (nivel sobre la rasante del terreno), conserva una capacidad del 96,7% (dirección X) y del 80,5% (dirección Y) relativas al edificio sano. De este modo, es posible aproximar e identificar, teniendo en cuenta las limitaciones de los cálculos propuestos, la contribución de los cerramientos localizados en el primer nivel del edificio a la capacidad estructural total del edificio. En el caso del edificio de San Fernando, los cerramientos contribuyen con un 3,3% de la capacidad resistente total inicial, en la dirección X, y con un 19,5% en la dirección Y. Las configuraciones  $ds_2$  y  $ds_3$  disminuyen levemente la capacidad respecto de la configuración  $ds_1$ . Se puede afirmar que, hasta la configuración  $ds_3$ , el edificio mantiene una razonable resistencia si se compara con la capacidad del edificio sano. La configuración  $ds_4$  significa un cambio de tendencia ya que, para la dirección Y, la capacidad remanente representa el 54,6% de la capacidad inicial. En la configuración  $ds_5$ , como ya se ha detallado, la pérdida de capacidad es crítica y el edificio alcanza el estado de daño severo.

### **8.6.3 Evolución de los períodos fundamentales con el daño**

Respecto de los cambios de los períodos en función del daño acumulado el incremento es moderado hasta la configuración de daño  $ds_3$ , con cambios de 13% en dirección X y 9% en dirección Y. Es en la configuración  $ds_4$ , en la que se desarrollan la mayoría de las rótulas de la planta baja del edificio, cuando se incrementan

significativamente los períodos, 18,0% en la dirección X y 14,9% en la dirección Y. En la configuración correspondiente al daño inducido durante el sismo de Lorca, identificada como estado de daño severo, los períodos de modos traslacionales se incrementan en un 27,0% en la dirección X y un 26,4% en la dirección Y. En la literatura, los incrementos cercanos a 30% se correlacionan bien con estados de daño entre moderado y severo. En consecuencia, estos resultados, con incrementos superiores a 26%, son coherentes con el daño observado en el edificio real.

#### **8.6.4 Evolución de la participación de masas con el daño**

El análisis de la variación en los factores de participación de masa respecto del desplazamiento espectral permite observar que, para desplazamientos espectrales en el intervalo [0cm-1.8cm], los factores del primer modo,  $\Gamma_{1Y}$  (traslacional en Y), y tercer modo,  $\Gamma_{3X}$  (traslacional en X), se ven ligeramente incrementados, mientras que, para el factor asociado al segundo modo,  $\Gamma_{2Z}$  (torsional en Z), los valores se mantienen prácticamente constantes. Para mayores desplazamientos espectrales con valores en el intervalo [1.8cm-3cm], los períodos fundamentales experimentan un incremento significativo mientras que las participaciones de masas tienden a disminuir en los modos traslacionales,  $\Gamma_{1Y}$  y  $\Gamma_{3X}$ , y a aumentar levemente en el modo torsional,  $\Gamma_{2Z}$ . Estos cambios sugieren que los cambios en los períodos conllevan cambios y una cierta redistribución de las participaciones de masas. Es interesante observar que, con la acumulación de daño la participación en los modos traslacionales disminuye y, de alguna manera, se traslada participación de masa al modo torsional.

#### **8.6.5 Conclusiones**

Los cerramientos confinados son los elementos más sensibles a los desplazamientos en los edificios estudiados. Suelen ser los primeros elementos en dañarse y, de este modo, el edificio transita hacia períodos fundamentales más elevados.

Es posible evaluar la pérdida de capacidad resistente del edificio en cada configuración de daño. Respecto de los cerramientos en el caso de estudio del edificio San Fernando, se ha podido calcular la contribución de los cerramientos a la capacidad resistente del edificio.

Los períodos fundamentales del edificio aumentan con la acumulación de daño.

Los factores de participación de masas varían con el incremento de daño. Se ha detectado una cierta redistribución de los factores entre las componentes analizadas para configuraciones de daño entre moderadas y severas.

## **8.7 Síntesis de conclusiones y recomendaciones**

En las secciones precedentes, estructuradas según los principales temas abordados en esta investigación, se han apuntado conclusiones y recomendaciones relativas a los temas investigados en este trabajo de tesis. En esta sección se condensan en forma de lista aquellas conclusiones y recomendaciones.

### **8.7.1 Modelización numérica**

- La documentación (memorias de proyectos, planos e informes técnicos), la información de expertos, las normativas prescritas en el período de construcción de los edificios y las visitas o inspecciones de campo son la base para una generar modelizaciones numéricas fiables.
- Orientar la modelización hacia la generación de modelos simplificados versus modelos complejos. Con una cierta experiencia y en base a los datos documentales y a la información obtenida en visitas de campo, se pueden generar modelos simplificados que no restan fiabilidad a los resultados y con los que se disminuyen significativamente los costes computacionales.
- Los edificios modelados con y sin cerramientos (la Viña y Omega) tienen propiedades modales claramente diferentes. Dado que, para un sismo dado, el desempeño de los edificios depende de sus períodos propios y de la

posición de estos en el espectro, es importante determinar la oportunidad de incluir los cerramientos en los modelos numéricos.

- Un criterio para incluir elementos no estructurales en los modelos numérico es calcular y comparar las amplitudes del movimiento del edificio, en régimen elástico y también durante potenciales fases de movimientos fuertes, con el espaciado entre elementos estructurales y no estructurales. Si el espaciado es insuficiente para permitir un movimiento libre y desacoplado, entonces se recomienda incluir los cerramientos en el modelado numérico.
- En el modelado con elementos *shell* de los cerramientos, en términos de geometría, es importante evitar usar figuras irregulares. Para una correcta discretización, se recomienda usar cuadriláteros cuya relación de aspecto no sobrepase el valor 10.

### 8.7.2 Monitorización RAR

- La interferometría RAR es una tecnología que permite mediciones rápidas y relativamente sencillas que puede ser especialmente útil en evaluaciones post-sismo de edificios severamente dañados.
- La interferometría RAR utiliza sensores remotos (*remote sensing*) que no requieren ingresar a los edificios dañados. Esto evita el riesgo asociado a los controles y evaluaciones realizados en el interior de edificios severamente dañados dado que estos edificios pueden colapsar durante los trabajos de inspección.
- La interferometría RAR, tal como se ha aplicado en este estudio, mide el comportamiento modal global del edificio y no el desempeño local de los elementos estructurales.
- Actualmente, los sensores RAR tienen una precisión limitada a decenas de micras lo que limita las monitorizaciones a edificios con una altura mínima. Los edificios estudiados en este trabajo, de altura media, se consideran cercanos al límite de aplicación de la técnica RAR. Edificios más bajos y

rígidos presentan problemas ya que las amplitudes de movimiento son del orden de la precisión de los sensores.

- La interferometría RAR es una tecnología en desarrollo. Nuevos sensores podrán incrementar la precisión para, previsiblemente, poder incluir edificios más rígidos, *i.e.* más bajos, en futuras monitorizaciones.
- Monitorizar las variables modales de estructuras y construcciones civiles de alto valor, especiales y residenciales, permitiría detectar cambios en sus propiedades modales y descubrir la causa de dichas modificaciones. Actualmente, El coste económico de los acelerómetros y otros dispositivos representa una fracción mínima del coste total de la edificación.
- Las técnicas de post procesado de los registros son un elemento esencial para obtener información útil sobre características de las formas modales de los edificios. En este trabajo, el método de Welch (Welch, 1967), implementado en código Matlab, ha sido aplicado para obtener la densidad espectral de potencia de los Rbin seleccionados, *i.e.* de las señales registradas por el RAR. Para aplicar el método de Welch se ha utilizado una ventana de Hamming con un 70% de solape y una longitud de ventana de registro de 100s.
- Complementar los resultados de mediciones RAR con los de otras tecnologías disponibles es determinante para reducir, en algunos casos, las incertidumbres en las monitorizaciones.

### **8.7.3 Análisis del daño**

- Los análisis dinámicos y dinámicos incrementales aplicados sobre los modelos numéricos calibrados son una referencia para cualquier análisis estático no lineal.
- El índice de daño medio calculado aplicando la metodología Risk-UE, tiende a sobreestimar el daño para desplazamientos relativamente pequeños, y subestima el daño para desplazamientos relativamente altos. En contraposición, el índice-SAP demuestra un comportamiento más alineado con los resultados del análisis dinámico incremental (IDA).



- El índice-SAP es una herramienta útil, simple y rápida para el cálculo del daño, y tiene como característica añadida destacable su independencia del análisis de fragilidad.
- Para los edificios afectados por el sismo de Lorca, el daño esperado depende de la direccionalidad del sismo.
- El daño es más sensible al incremento de rigidez que a la resistencia de la fábrica de ladrillo en los casos de estudio analizados en esta investigación.
- Los cerramientos parcialmente confinados son los elementos más sensibles a los desplazamientos en los edificios estudiados. Suelen ser los primeros elementos en dañarse y, de este modo, el edificio transita hacia períodos fundamentales más elevados.
- Es posible evaluar la pérdida de capacidad resistente del edificio en cada configuración de daño. Respecto de los cerramientos en el caso de estudio del edificio San Fernando, se ha podido calcular la contribución de los cerramientos a la capacidad resistente global del edificio.
- Los períodos fundamentales del edificio aumentan con la acumulación de daño.
- Los factores de participación de masas varían con el incremento de daño. Se ha detectado una cierta redistribución de los factores entre las componentes analizadas para configuraciones de daño entre moderadas y severas.

- *Recomendación final*

Una consideración final de esta investigación sería la recomendación a las autoridades, administraciones y servicios de protección civil para que impulsen el diseño e implementación de un expediente técnico de la edificación que incluya, entre otros parámetros, el comportamiento modal de las nuevas estructuras, que podrían medirse al final de su construcción. Esta información debería ser crucial para la evaluación de daños que pueden desarrollarse debido a eventos extremos, incluidos los sismos, durante la vida útil de las edificaciones.

## **8.8 Líneas futuras de investigación**

Investigar es trabajar en la frontera del conocimiento y los objetivos y resultados conseguidos son un puente para que futuros investigadores puedan cruzar la frontera y dibujarla más allá. De este modo, finalizar un trabajo de investigación es abrir perspectivas y oportunidades para nuevas ideas. No es tarea fácil, pero la investigación y el conocimiento mejoran la sociedad y, en nuestro caso, esperamos que contribuyan a que nuestras comunidades sean más resilientes frente a la amenaza por sismo.

A continuación, apuntamos algunas líneas de investigación sugeridas durante el desarrollo de esta investigación.

### **8.8.1 La interferometría RAR**

Los nuevos equipos y sensores RAR, actualmente en etapa de investigación, trabajan en bandas frecuenciales más altas que las definidas en los equipos utilizados en este trabajo. En consecuencia, se trata de sensores más precisos. Aplicar estos nuevos equipos en trabajos de investigación permitiría determinar si estos nuevos sensores son capaces de resolver la incertidumbre que presentan los sensores actuales en algunas monitorizaciones. Este es el caso con edificios muy rígidos y, habitualmente, de baja altura.

### **8.8.2 La modelización numérica**

Programas de cálculo avanzado de estructuras como SAP2000 o ETABS (CSI, 2018 a y b), incorporan modelos de elementos estructurales avanzados para soportes, vigas y forjados y son programas orientados hacia la definición y cálculo de estructuras porticadas (*frame structures*). No obstante, estos programas no incluyen elementos *ad hoc* para modelizar cerramientos no estructurales. Esto obliga a diseñar soluciones con elementos Shell que no incluyen, a priori, rótulas para definir un comportamiento plástico adecuado. Alternativamente, existen otros programas de cálculo avanzado diseñados para calcular estructuras de mampostería no

reforzada como Tremuri (Lagomarsino *et al*, 2013). La base de cálculo son los macroelementos (Gamberotta & Lagomarsino, 1996) que incluyen un número mínimo de nodos para describir de forma completa el comportamiento mecánico de elementos de mampostería no reforzada. Esta solución, basada en macroelementos, no está orientada hacia el cálculo de estructuras porticadas que incluyen elementos de acero y hormigón. En consecuencia, se tienen dos propuestas mutuamente excluyentes.

Dado que los cerramientos pueden colaborar en el desempeño de las estructuras porticadas, una línea de investigación sería el diseño de elementos que representen adecuadamente la respuesta mecánica de estos elementos y su incorporación a las librerías de programas orientados al cálculo de estructuras porticadas. Investigar esta posibilidad en programas de código abierto sería interesante y, sobre todo, ventajoso desde un punto de vista económico.

### **8.8.3 La aproximación probabilista al problema**

En esta investigación, se exponen tres casos de estudio relativos a tres edificios concretos. Los resultados expuestos son específicos y detallan el comportamiento de estos edificios sin considerar la variabilidad de ninguno de los parámetros mecánicos que los caracterizan. Una propuesta de investigación es considerar la incertidumbre de los parámetros mecánicos de la estructura y también de los cerramientos. De este modo se podría estimar la respuesta de edificios pertenecientes a tipologías en las que se incluyan los elementos no estructurales como colaboradores en la respuesta estructural global. En este contexto y en relación al modelo de daño, una propuesta complementaria sería profundizar en la utilización exhaustiva del índice-SAP con modelos probabilistas.

Un elemento que no debe subestimarse es que la acción sísmica es el elemento que añade una mayor incertidumbre en la evaluación por daño sísmico (Vargas-Alzate, 2013). A esta cuestión se añade el efecto de direccionalidad de la acción. Ambos aspectos, sin considerar todavía la incertidumbre de los parámetros mecánicos de

la estructura, determinan que el daño se extienda sobre un amplio intervalo de valores. Por tanto, el esfuerzo en introducir la variabilidad en la modelización estructural debe tener en cuenta la mayor influencia y, por tanto, la importancia de la incertidumbre de la acción sísmica en la evaluación del daño.

Líneas de investigación con la aproximación probabilista ya han sido desarrollados para otras tipologías (Vargas-Alzate, 2013; Hidalgo-Leiva *et al*, 2018).

#### **8.8.4 La interacción con el suelo**

En los casos de estudio analizados en este trabajo no se ha considerado la interacción suelo-estructura. En futuros trabajos, y dadas las posibilidades de algunas aplicaciones de cálculo estructural avanzado, introducir esta interacción enriquecerá el análisis del daño.

#### **8.8.5 El modelo de daño**

El índice-SAP de daño introducido en este trabajo se ha validado utilizando el modelo paramétrico. Sería muy útil determinar si se puede definir un índice de daño similar al índice-SAP en otros programas de código abierto y dedicados al cálculo estructural avanzado.



# Bibliografía

Abrams, D. P. (1994). *Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills. California*. Technical report NCEER-94-0004, San Francisco/California. Obtenido de <https://www.eng.buffalo.edu/mceer-reports/94/94-0004.pdf>

ACI Committee 318 American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (Aci 318-19) : An Aci Standard ; Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (Aci 318r-19)*. Farmington Hills MI: American Concrete Institute.

Agrawal, N., Kulkarni, P. B., & Pooja, R. (2013). Analysis of Masonry Infilled R. C. Frame with & without Opening Including Soft Storey by usign "Equivalent Diagonal Strut Method".. *International Journal of Scientific and Research Publications*, 3(9), 1-8.

Alarcón, E., & Benito Oterino, M. (2014). Foreword special issue LORCA's earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5), 1827-1829. doi:10.1007/s10518-014-9602-4

Alva, R. E., Pujades, L. G., González-Drigo, R., Luzi, G., Caselles, O., & Pinzón, L. A. (2020). Dynamic monitoring of a mid-rise building by real-aperture radar interferometer: Advantages and limitations. *Remote Sensing*, 12(6), 1025. doi:doi.org/10.3390/rs12061025

Alva Bañuelos, R. E. (2021). *Daño sísmico y propiedades modales en estructuras de edificación*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña UPC, BarcelonaTech, Barcelona.

Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P., & Margaris, B. (2002). *Internet-Site for European Strong-Motion Data, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme*. Obtenido de [http://www.isesd.hi.is/ESD\\_local/frameset.htm](http://www.isesd.hi.is/ESD_local/frameset.htm)

Ambraseys, N., Smit, P., Douglas, J., Margaris, B., Sigbjörson, R., Ólafsson, S., . . . Costa, G. (2004). Internet site for European strong-motion data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 45(3), 113-129.

Applied Technology Council. (1996). *ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Technical report, Seismic Safety Commission, Redwood City, California.

Arangio, S., Bucchi, F., & Bontempi, F. (2013). Pushover seismic analysis of masonry buildings with different commercial codes. *Proceedings of Built Heritage Monitoring Conservation Management, November*, (págs. 18-20).

Artés-Carril, J. (2011). *Informe sobre actuaciones realizadas y daños en el grupo de 232 viviendas sociales del barrio de San Fernando de Lorca (Murcia) como consecuencia del terremoto del día 11-05-2011*. Instituto de Vivienda y suelo. Consejería de obras públicas y ordenación del territorio.

Asteris, P. G. (1996). A method for the modelling of infilled frames (Method of contact points). *11th World conference on earthquake engineering*.

Asteris, P. G. (2008). Finite element micro-modelling of infilled frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 8, 1-11. doi:10.56748/ejse.894

Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: State of the art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508-1517. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384

Asteris, P. G., Chrysostomou, C. Z., Giannopoulos, I. P., & Smyrou, E. (2011). Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames With Opening. *III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Obtenido de <https://ktisis.cut.ac.cy/handle/10488/7669>

Asteris, P. G., Kakaletsis, D. J., Chrysostomou, C. Z., & Smyrou, E. (2011). Failure modes of In-filled frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 11(1), 11-20. doi:10.56748/ejse.11139.

Atzeni, C., Bicci, A., Dei, D., Fratini, M., & Pieraccini, M. (2010). Remote survey of the leaning tower of Pisa by interferometric sensing. *IEEE Geoscience and Remote Sensing Letters*, 7(1), 185-189. doi:10.1109/LGRS.2009.2030903

Avila-Haro, J. A., Drigo, R. G., Pujades, L. G., & Barbat, A. (2011). Modelización de un edificio de mampostería no reforzada característico del distrito del eixample de Barcelona, España. *4CNIS*. Granada, España.

Avila-Haro, J. A., González-Drigo, J. R., Vargas, Y. F., Pujades, L. G., & Barbat, A. H. (2013). Deterministic and probabilistic earthquake scenarios for the seismic risk analysis of URM buildings. *Key Engineering Materials*, 525, 537-540. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.525-526.537

Barbat, A., Pujades, L., & Lantada, N. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 851-865. doi:10.1016/j.soildyn.2007.10.006

Barbat, A. H., Carreño, M. L., Pujades, L. G., Lantada, N., Cardona, O. D., & Marulanda, M. C. (2010). Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1-2), 17-38. doi:10.1080/15732470802663763

Barbat, A., Vargas, Y., Pujades, L., & Hurtado, J. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 32(1), 39-47. doi:10.1016/j.rimni.2014.11.001

Bartoli, G., Facchini, L., Pieraccini, M., Fratini, M., & Atzeni, C. (2008). Experimental utilization of interferometric radar techniques for structural monitoring. *Structural Control and Health Monitoring*, 15(3), 283-298. doi:10.1002/stc.252

Beben, D. (2013). Experimental study on the dynamic impacts of service train loads on a corrugated steel plate culvert. *Journal of Bridge Engineering*, 18(4), 339-346. doi:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000395

Bermúdez, C. (2010). *Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica, Barcelona.



- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2007). Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading. A review of current practice and code provisions. *Journal of Earthquake Engineering*, 11, 13-45. doi:10.1080/13632460701280013
- Boore, D., Watson-Lamprey, J., & Abrahamson, N. (2006). Orientation-independent measures of ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4A), 1502-1511. doi:10.1785/0120050209
- Brenich, A., Gambrotta, L., & Lagomarsino, S. (1998). A Macroelement approach to the three dimensional seismic analysis of masonry buildings. *11th European Conference on Earthquake Engineering*, (pág. 10). Balkema, Rotterdam.
- Capozzoli, L., & Rizzo, E. (2017). Combined NDT techniques in civil engineering applications: Laboratory and real test. *Construction and Building Materials*, 157, 1139-1150. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.07.147
- Chang, P., Flatau, A., & Liu, S. C. (2003). Review paper: Health monitoring of civil infrastructure. *Structural Health Monitoring*, 2(3), 257-267. doi:10.1177/1475921703036169
- Chen, A., & He, G. (2013). Wind-induced vibration analysis and remote monitoring test of wind turbine power tower. *Advanced Materials Research*, 639-640, 293-296.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561-582. doi:10.1002/eqe.144
- Chopra, A. (2012). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Pearson Education. 4th edition. ISBN-10: 0273774247.
- Cid, J. (1998). *Zonación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Barcelona.
- Clough, R., & Penzien, J. (1993). *Dynamic of Structures (2 Ed)*. New York: McGraw-Hill.

Comisión permanente del Hormigón. (2010). *EHE-08: Instrucción de hormigón estructural 4ed*. Ministerio de Fomento Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica. Obtenido de [https://www.mitma.gob.es/recursos\\_mfom/1820100.pdf](https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/1820100.pdf)

Coppi, F., Gentile, C., & Ricci, P. (2010). Software tool for processing the displacement time series extracted from raw radar data. *Proceedings of the 9th Int. Conference on Vibration Measurements by Laser and non-contact Techniques, 1253*, págs. 22-25. Ancona, Italy. doi:10.1063/1.3455458

Cosenza, E., Manfredi, G., & Ramasco, R. (1993). The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods. *Earthquake engineering & structural dynamics, 22*(10), 855-868. doi:10.1002/eqe.4290221003

Cosenza, E., & Manfredi, G. (1997). The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage concept. En *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes* (pág. 12).

Cosenza, E., & Manfredi, G. (2000). Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials, 2*(1), 50-59. doi:10.1002/(SICI)1528-2716(200001/03)2:13.3.CO;2-J

Cunlong, L., Weimin, C., Gang, L., Rong, Y., Hengyi, X., & Yi, Q. (2015). A Noncontact FMCW Radar Sensor for Displacement Measurement in Structural Health Monitoring. *Sensors, 15*(4), 7412-7433. doi:10.3390/s150407412

D'Amico, M., Felicetta, C., Russo, E., Sgobba, S., Lanzano, G., Pacor, F., & Luzi, L. (2020). Italian Accelerometric Archive- ITACA, v 3.1 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale. doi:10.13127/itaca.3.1

De Vivo, A., Brutti, C., & Leofanti, J. (2008). Modal shape identification of large structure exposed to wind excitation by operational modal analysis technique. *Mechanical Systems and Signal Processing, 39*(1-2), 195-206. doi:10.1016/j.ymssp.2013.03.025

Dei, D., Pieraccini, M., Fratini, M., Atzeni, C., & Bartoli, G. (2009). Detection of vertical bending and torsional movements of a bridge using a coherent radar. *NDT and E International, 42*(8), 741-747. doi:10.1016/j.ndteint.2009.07.001

Díaz-Alvarado, S. (2017). *Análisis estructural sísmico de edificios de acero: un enfoque probabilista*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña-UPC BarcelonaTech.

Díaz-Alvarado, S., Pujades, L., Barbat, A., Hidalgo-Leiva, D., & Vargas, Y. (2018). Capacity, damage and fragility models for steel buildings. A probabilistic approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(3), 1209-1243. doi:10.1007/s10518-017-0237-0

Ditommaso, R., Vona, M., Gallipoli, M. R., & Mucciarelli, M. (2013). Evaluation and considerations about fundamental period of damaged reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13, 1903-1912. doi:10.5194/nhess-13-1903-2013

Doebbling, S., Farrar, C., Prime, M., & Shevitz, D. (1996). *Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in their Vibration Characteristics: A Literature Review*. Laboratory report LA-13070-MS, USDOE, Los Alamos National Lab. (LANL), Washington DC. doi:10.2172/249299

EC-6. (2011). *UNE-EN 1996-3:2011: Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica. Parte 3: Métodos simplificados de cálculo para estructuras de fábrica sin armar*. AENOR.

EH-73. (1973). *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*. Obtenido de

<https://www.boe.es/boe/dias/1973/12/07/pdfs/R23701-24204.pdf>

El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 177-185. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(177)

El-Dakhkhni, W. W., Hamid, A. A., & Elgaaly, M. (2004). Strength and stiffness prediction of masonry infill panels. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.

- El-Dakhakhni, W. W., Hamid, A. A., Hakam, Z. H., & Elgaaly, M. (2006). Hazard mitigation and strengthening of unreinforced masonry walls using composites. *Composite Structures*, 73(4), 458-477. doi:10.1016/j.compstruct.2005.02.017
- European Committee for Standardization CEN. (2004). *EC-8, EN 1998-1. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1. General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, English Version; EN 1998-1:2004: E*. Brussels, Belgium.
- Fajfar, P. (1998). Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 979-993. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199909)28:9<979::AID-EQE850>3.0.CO;2-1
- Fan, W., & Quiao, P. (2011). Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study. *Structural Health Monitoring*, 10(1), 83-111. doi:10.1177/1475921710365419
- Fanaie, N., & Ezzatshar, S. (2014). Studying the seismic behavior of a gate braced frames by incremental dynamic analysis (IDA). *Journal of Constructional Steel Research*, 99, 111-120. doi:10.1016/j.jcsr.2014.04.008
- Farrar, C., Darling, T., Migliorini, A., & Baker, W. (1999). Microwave interferometer for non-contact vibration measurements on large structures. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 13(2), 241-253. doi:10.1006/mssp.1998.1216
- Farrar, C., Doebling, S., & Nix, D. (2001). Vibration-based structural damage identification. *Philosophical Transactions of The Royal Society A Mathematical Physical and Engineering Sciences*, 359(1778), 131-149. doi:10.1098/rsta.2000.0717
- Farrar, C., & Lieven, N. (2007). Damage prognosis: The future of structural health monitoring. *Philosophical Transactions of The Royal Society A Mathematical Physical and Engineering Sciences*, 365(1851), 623-632. doi:10.1098/rsta.2006.1927
- Farrar, C., & Worden, K. (2007). An introduction to structural health monitoring. *Philosophical Transactions of The Royal Society A Mathematical Physical and Engineering Sciences*, 365(1851), 303-315. doi:10.1098/rsta.2006.1928

FEMA. (2000). *FEMA 356, Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building*. Washington, DC.

FEMA/NIBS. (2002). *HAZUS'99 Technical Manual, SR2*. Federal Emergency Management Agency, FEMA & National Institute of Building Sciences, NIBS, Washington D.C., Vol. 1,2,3.

FEMA/NIBS. (2019). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model. Hazus®-MH 2.1 Technical Manual*. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency Mitigation Division Washington, DC.

FEMA/NIBS. (2020). *Hazus earthquake model. Technical manual. Hazus 4.2 SP3*.

FEMA-440/ATC55. (2005). *FEMA-440/ATC-55. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency/Applied Technical Council, California, U.S.A.

Ferrito, T., Milosevic, J., & Bento, R. (2016). Seismic vulnerability assessment of a mixed masonry-RC building aggregate by linear and nonlinear analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(8), 2299-2327. doi:10.1007/s10518-016-9900-0

Fratini, M., Pieraccini, M., Atzeni, C., Betti, M., & Bartoli, G. (2011). Assessment of vibration reduction on the Baptistery of San Giovanni in Florence (Italy) after vehicular traffic block. *Journal of Cultural Heritage*, 12(3), 323-328. doi:10.1016/j.culher.2011.01.003

Galasco, A., Lagomarsino, S., & Penna, A. (2006). On The Use Of Pushover Analysis For Existing Masonry Buildings. *Proceedings of the 13th European Conference on Earthquake Engineering*, (págs. 3-8). Geneva.

Gentile, C., & Bernardini, G. (2008). Output-only modal identification of a reinforced concrete bridge from radar-based measurements. *NDT & E International*, 41(7), 544-553. doi:10.1016/j.ndteint.2008.04.005

Gentile, C. (2010). Deflection measurement on vibrating stay cables by non-contact microwave interferometer. *NDT and E International*, 43(3), 231-240. doi:10.1016/j.ndteint.2009.11.007

Gentile, C., & Bernardini, G. (2010). An interferometric radar for non-contact measurement of deflections on civil engineering structures: Laboratory and full-scale tests. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(5), 521-534. doi:10.1080/15732470903068557

Gentile, C., & Saisi, A. (2011). Dynamic measurement on historic masonry towers by microwave remote sensing. En C. Gentile, & F. Benedettini (Ed.), *Proceeding of the International Conference on Experimental vibration analysis for civil engineering structures, II*, págs. 524-530. Varenna, Italy.

Gentile, C., & Ubertini, F. (2012). Radar-based dynamic testing and system identification of a guyed mast. *Proceedings of the 10th International Conference on Vibration Measurements by Laser and Noncontact Techniques, AIP Conference Proceedings, 1457*, págs. 318-325. Ancora, Italy. doi:10.1063/1.4730624

Gikas, V. (2012). Ambient vibration monitoring of slender structures by microwave interferometer remote sensing. *Journal of Applied Geodesy*, 6(3-4), 167-176. doi:10.1515/jag-2012-0029

Giunta, G., Monti-Guarnieri, A., D'Aria, D., Speziali, F., Falcone, P., Maggi, L., & Amoroso, G. (2015). Advanced three-dimensional monitoring of structural vibrations and displacements by remote radar sensing. *16th International Radar Symposium (IRS). Proceedings of the IEEE*, (págs. 706-711). doi:10.1109/IRS.2015.7226277

Gonzalez-Drigo, R., Avila-Haro, J. A., Barbat, A. H., Pujades, L. G., Vargas, Y. F., Lagomarsino, S., & Cattari, S. (2015). Modernist unreinforced masonry (URM) buildings of barcelona: Seismic vulnerability and risk assessment. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(3), 214-230. doi:10.1080/15583058.2013.766779

Gonzalez-Drigo, R., Avila-Haro, J., Pujades, L. G., & Barbat, A. H. (2017). Non-linear static procedures applied to high-rise residential URM buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(1), 149-174. doi:10.1007/s10518-016-9951-2

Gonzalez-Drigo, R., Cabrera, E., Luzi, G., Pujades, L. G., Vargas-Alzate, Y. F., & Avila-Haro, J. (2019). Assessment of post-earthquake damaged building with

interferometric real aperture radar. *Remote Sensing*, 11(3), 2830. doi:10.3390/rs11232830

Grazzini, G., Pieraccini, M., Dei, D., & Atzeni, C. (2009). Simple microwave sensor for remote detection of structural vibration. *Electronics Letters*, 45(11), 567-569. doi:10.1049/el.2009.1107

Grazzini, G., Pieraccini, M., Dei, D., & Atzeni, C. (2009). Simple Microwave sensor for remote detection of structural vibration. *Electronics Letters*, 45(11), 567-569.

Grünthal, G. (1998). *European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98) European Seismological Commission, sub commission on Engineering Seismology, Working Group Macroseismic Scales. Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie* (Vol. 15). Luxembourg.

Gupta, B., & Kunnath, S. K. (2000). Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures. *Earthquake Spectra*, 16(2), 367-391. doi:10.1193/1.1586117

Hermanns, L., Fraile, A., Alarcón, E., & Álvarez, R. (2014). Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5), 1977-1997. doi:10.1007/s10518-013-9499-3.

Hidalgo-Leiva, D. (2017). *Análisis estructural probabilista orientado a evaluación del daño sísmico con aplicaciones a tipologías constructivas empleadas en Costa Rica*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña UPC.

Hidalgo-Leiva, D., Pujades, L., Díaz-Alvarado, S., Vargas-Alzate, Y., & Schmidt-Díaz, V. (2018). Nonlinear behavior of reinforced concrete masonry structures. *Rvista internacional de ingeniería de estructuras*, 23(1), 29-45. doi:10.24133/riie.v23i1.702

Irizarry, J. (2004). *An Advanced Approach to Seismic Risk Assessment. Application to the Cultural Heritage and the Urban System Barcelona*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Barcelona.

- Irizarry, J., Lantada, N., Pujades, L. G., Barbat, A. H., Goula, X., Susagna, T., & Roca, A. (2011). Ground-shaking scenarios and urban risk evaluation of Barcelona using the Risk-UE capacity spectrum based method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(2), 441-466. doi:10.1007/s10518-010-9222-6
- Ivanovich, S., Trifunac, M. D., & Todorovska, M. I. (2001). Ambient vibration tests of structures - A review. *Journal of earthquake technology*, 37(4), 165-197.
- Jenkins, W., Rosenblad, B., Gomez, F., Legarsky, J., & Loehr, E. (2012). Deformation measurements of earth dams using a ground based interferometric radar. *Proceedings of the 2012 ASDSO Annual Conference on Dam Safety, (GBIR) Association of State Dam Safety Officials-Dam Safety*, (pág. 15). Denver, Colorado.
- Kaapos, A. J., & Ellul, F. (2000). Seismic design and performance assessment of masonry infilled R/C frames. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, (págs. 1-8).
- Kappos, A. J. (1997). Seismic damage indices for RC buildings: evaluation of concepts and procedures. *Progress in Structural Engineering and materials*, 1(1), 78-87. doi:10.1002/pse.2260010113
- Kaushik, H. B., Rai, D. C., & Jain, S. K. (2007). Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(9), 728-739. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728)
- Kennedy, R., Cornell, C., Campbell, C., Kaplan, S., & Perla, D. (1980). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear plant. *Nuclear Engineering and Design*, 59(2), 315-338.
- Kreslin, M., & Fajfar, P. (2012). The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 695-715. doi:10.1007/s10518-011-9319-6
- Kuras, P., Owerko, T., & Strach, M. (2009). Application of interferometric radar to examination of engineering objects vibration. *Reports on Geodesy*, 2(87), 8.



Kuras, P., Oruba, R., & Kocierz, R. (2010). Application of IBIS microwave interferometer for measuring normal-mode vibrational frequencies of industrial chimneys. *Geomatics and Environmental Engineering*, 4(1/1), 83-89.

Lagomarsino, S., & Giovinazzi, S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 415-443. doi:10.1007/s10518-006-9024-z

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787-1799. doi:10.1016/j.engstruct.2013.08.002

Lantada, N., Pujades, L., & Barbat, A. (2009). Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Natural Hazards*, 51, 501-524. doi:10.1007/s11069-007-9212-4

Lantada, N., Irizarry, J., Barbat, A. H., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., & Pujades, L. G. (2010). Seismic hazard and risk scenarios for Barcelona, Spain, using the Risk-UE vulnerability index method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(2), 201-229. doi:10.1007/s10518-009-9148-z

Lantada, N., Pujades, L. G., & Barbat, A. H. (2018). Earthquake risk scenarios in urban areas: a review with applications to the Ciutat Vella District in Barcelona, Spain. *International Journal of Architectural Heritage*, 12(7-8), 1112-1130. doi:10.1080/15583058.2018.1503367

Liu, W., & Yamazaki, F. (2017). Extraction of Collapsed Buildings in the 2016 Kumamoto Earthquake Using Multi-Temporal PALSAR-2 Data. *Journal of Disaster Research*, 12(2), 241-250. doi:10.20965/jdr.2017.p0241

Luzi, G., Crosetto, M., & Monserrat, O. (2010). Advanced techniques for dam monitoring, dam maintenance and rehabilitation II. *Proceedings of the 2nd international congress on dam maintenance and rehabilitation*, (págs. 1103-1108). Zaragoza, Spain.

Luzi, G., Monserrat, O., & Crosetto, M. (2012). The Potential of Coherent Radar to Support the Monitoring of the Health State of Buildings. *Research in Nondestructive Evaluation*, 23(3), 125-145. doi:10.1080/09349847.2012.660241

Luzi, G., Crosetto, M., & Cuevas-González, M. (2014). A radar-based monitoring of the Collserola Tower (Barcelona). *Mechanical Systems and Signal Processing*, 49(1-2), 234-248. doi:10.1016/j.ymsp.2014.04.019

Luzi, G., Crosetto, M., & Monserrat, O. (2014). Monitoring a tall tower through radar interferometry: The case of the Collserola tower in Barcelona. *AIP Conference Proceedings*. 1600, págs. 171-179. American Institute of Physics.

Luzi, G., Crosetto, M., & Fernández, E. (2017). Radar interferometry for monitoring the vibration characteristics of buildings and civil structures: Recent case studies in Spain. *Sensors*, 17(4), 669. doi:doi.org/10.3390/s17040669

Magenes, G., & Calvi, G. M. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(11), 1091-1187. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199711)26:11<1091::AID-EQE693>3.0.CO;2-6

Mahaney, J. A., Paret, T. F., Kehoe, B. E., & Freeman, S. A. (1993). The capacity spectrum method for evaluating structural response during the Loma Prieta earthquake. *U.S. Central United States Earthquake Consortium (CUSEC). Mitigation and damage to the built environment*. (págs. 501-510). Memphis, Tennessee: U.S. Central United States Earthquake Consortium.

Masciotta, M., Roque, J., Ramos, L., & Lourenço, P. (2016). A multidisciplinary approach to assess the health state of heritage structures: The case study of the Church of Monastery of Jerónimos in Lisbon. *Construction and Building Materials*, 116, 169-187. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.04.146

Milutinovic, Z. V., & Trendafiloski, G. (2003). *Risk-UE An advanced approach to earthquake risk. WP4: Vulnerability of current buildings*. Risk-UE project Handbook.

Ministerio de Fomento. (2019). *Documento Básico Seguridad Estructural: Fábrica (DBSE-F)*. Norma Técnica. Obtenido de

<https://www.codigotecnico.org/pdf/Documentos/SE/DBSE-F.pdf>

Ministerio de la Vivienda. (1963). *Norma MV-101-1962 Acciones en la Edificación*. Norma de construcción.

- Mohammadi, M., & Nikfar, F. (2013). Strength and Stiffness of Masonry-infilled Frames with Central Openings Based on Experimental Results. *Journal of Structural Engineering*, 136(6), 974-984. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000717
- Muriá-Vila, D., Fuentes, O., & Gonzáles, A. (2000). Uncertainties in the estimation of natural frequencies of buildings in Mexico City. *12th World conference on earthquake engineering*, 11, págs. 177-184.
- Mwafy, A., & Elnashai, A. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23, 407-424. doi:10.1016/S0141-0296(00)00068-7
- Nakamura, Y., Gurler, E., & Saita, J. (1999). Dynamic characteristics of leaning tower of Pisa using micro tremor. Preliminary results. *Proceedings of the 25th JSCE Earthquake Engineering Symposium*, 2, págs. 921-924. Tokyo, Japan.
- NCSE-02. (2009). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*. Ministerio de Fomento. Dirección General del Instituto Geográfico Nacional. Gobierno de España.
- Negulescu, C., Luzi, G., Crosetto, M., Raucoules, D., Roullé, A., Monfort, D., . . . Dewez, T. (2013). Comparison of seismometer and radar measurements for the modal identification of civil engineering structures. *Engineering Structures*, 51, 10-22. doi:10.1016/j.engstruct.2013.01.005
- Ordaz, M., Aguilar, A., & Arboleda, J. (2007). CRISIS2007 [Programa para la evaluación de la amenaza sísmica]. Obtenido de [www.ecapra.org](http://www.ecapra.org)
- Owerko, T., Ortyl, Ł., Kocierz, R., & Kuras, P. (2012). Novel technique of radar interferometry in dynamic control of tall slender structures," , vol. 6, no. 8, pp. 1007–1013, 2012. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 6(8), 1007-1013. doi:10.17265/1934-7359/2012.08.008
- Park, Y. (1985). *Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design for RC Structures (Earthquake, Building, Reliability, Design)*. PhD Thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign.

Park, Y., Ang, A., & Wen, Y. (1984). *Seismic damage analysis and damage-limiting design of RC Buildings*. Technical Report for research. Civil engineering studies Structural research series. N.O. 516, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana - Illinois.

Park, Y., & Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural engineering ASCE*, 111(4), 722-757.

Park, Y., Ang, A., & Kwei-Wen, Y. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 111(4), 740-757.

Petrovic, S., & Kilar, V. (2013). Seismic failure mode interaction for the equivalent frame modelling of unreinforced masonry structures. *Engineering Structures*, 54, 9-22. doi:10.1016/j.engstruct.2013.03.050

Pieraccini, M., Dei, D., Betti, M., Bartoli, G., Tucci, G., & Guardini, N. (2013 (a)). Dynamic identification of historic masonry towers through an expeditious and no-contact approach: application to the "Torre del Mangia" in Siena (Italy). *Journal of Cultural Heritage*, 15(3), 275-282. doi:10.1016/j.culher.2013.07.006

Pieraccini, M., Dei, D., Mecatti, D., & Parrini, F. (2013 (b)). Dynamic testing of historic towers using an interferometric radar from an unstable measurement position. *Journal of Nondestructive Evaluation*, 32(4), 398-404. doi:10.1007/s10921-013-0193

Pieraccini, M., Fratini, M., Parrini, F., & Atzeni, C. (2006). Dynamic monitoring of bridges using a high-speed coherent radar. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, 44(11), 3284-3288. doi:10.1109/TGRS.2006.879112

Pieraccini, M., Fratini, M., Parrini, F., Macaluso, G., & Atzeni, C. (2004 (a)). High-speed CW step-frequency coherent radar for dynamic monitoring of civil engineering structures. *Electronics Letters*, 40(14), 907-908. doi:10.1049/el:20040549

Pieraccini, M., Fratini, M., Parrini, F., Pinelli, G., & Atzeni, C. (2005). Dynamic survey of architectural heritage by high-speed microwave interferometry. *IEEE Geoscience and Remote Sensing Letters*, 2(1), 28-30. doi:10.1109/LGRS.2004.840616

- Pieraccini, M., Luzi, G., Mecatti, D., Fratini, M., Noferini, L., Carissimi, L., . . . Atzeni, C. (2004 (b)). Remote sensing of building structural displacements using a microwave interferometer with imaging capability. *NDT and E International*, *37*(7), 545-550. doi:10.1016/j.ndteint.2004.02.004
- Pieraccini, M., Parrini, F., Fratini, M., Atzeni, C., & Spinelli, P. (2008). In-service testing of wind turbine towers using a microwave sensor. *Renewable Energy*, *33*(1), 13-21. doi:10.1016/j.renene.2007.02.001
- Pieraccini, M., Parrini, F., Fratini, M., Atzeni, C., Spinelli, P., & Micheloni, M. (2007). Static and dynamic testing of bridges through microwave interferometry. *NDT and E International*, *40*(3), 208-214. doi:10.1016/j.ndteint.2006.10.007
- Pieraccini, M., Tarchi, D., Rudolf, H., Leva, D., Luzi, G., & Atzeni, C. (2000 (a)). Interferometric radar for remote monitoring of building deformations. *Electronics Letters*, *36*(6), 569-570. doi:10.1049/el:20000475
- Pieraccini, M., Tarchi, D., Rudolf, H., Leva, D., Luzi, G., Bartoli, G., & Atzeni, C. (2000 (b)). Structural static testing by interferometric synthetic radar. *NDT&E International*, *33*(8), 565-570.
- Pieraccini, M., & Miccinesi, L. (2019). Ground-Based Radar Interferometry: A Bibliographic Review. *Remote Sensing*, *11*(9), 1029. doi:10.3390/rs11091029
- Pinzón, L., Díaz-Alvarado, S., Pujades, L., & Alva, R. (2018). Do Directionality effects influence the expected damage? A Case Study of the 2017 Central Mexico Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *108*(5A), 2543-2555. doi:10.1785/0120180049
- Pujades, L., Barbat, A., Gonzalez-Drigo, R., Avila-Haro, J., & Lagomarsino, S. (2012). Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain). *Bulletin of Earthquake Engineering*, *10*, 331-349. doi:10.1007/s10518-010-9207-5
- Pujades, L., Vargas-Alzate, Y., Barbat, A., & Gonzalez-Drigo, J. (2015). Parametric model for capacity curves. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *13*, 1347-1376. doi:10.1007/s10518-014-9670-5

Ratzlaff, S. (2011). *Informe estructural de edificios de viviendas tras el terremoto de Lorca del 11/05/2011 "Edificio la Viña y Viña No.1"*. Reporte técnico, Murcia, España.

Ren, W. X., Zhao, T., & Harik, I. E. (2004). Experimental and analytical modal analysis of a steel arch bridge. *Journal of structural engineering ASCE*, 130(7), 1022-1031. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:7(1022)

Reynders, E. (2012). System Identification Methods for (Operational) Modal Analysis: Review and comparison. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 19(1), 51-124. doi:10.1007/s11831-012-9069-x

Riga, E., Karatzetzou, A., Aikaterini, M., & Pitilakis, K. (2017). Studying the uncertainties in the seismic risk assessment at urban scale applying the capacity spectrum method: The case of Thessaloniki. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 9-24. doi:10.1016/j.soildyn.2016.09.043

Ruediger, H., Lachmann, S., & Hartmann, D. (2012). Conceptual study on instrumentation for displacement-based service strength checking of wind turbines. *Proceedings of the 14th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering*.

Sabatino, R., & Rizzano, G. (2011). A Simplified Approach for the Seismic Analysis of Masonry Structures. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 5(Supl 1-M7), 97-104. Obtenido de <https://openconstructionbuildingtechnologyjournal.com/contents/volumes/V5/TOBCTJ-5-97/TOBCTJ-5-97.pdf>

Samoila, D. M. (2012). Analytical Modelling of Masonry Infill. *Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture*, 55(2).

Santamaría, G., González López, S., & Alguacil, L. (2012). Análisis de Consecuencias y Actuaciones de Protección Civil en el Terremoto de Lorca (Murcia): Pre-Emergencia, Emergencia y Post-Emergencia. *Física de la Tierra*, 24, 343-362. doi:10.5209/rev\_FITE.2012.v24.40144

Sofi, M., Lumantarna, E., Mendis, P. A., Duffield, C., & Rajabifard, A. (2017). Assessment of a pedestrian bridge dynamics using interferometric radar system IBIS-FS. *Procedia Engineering*, 188, 33-40. doi:10.1016/j.proeng.2017.04.454

Sohn, H., Farrar, C., Hemez, F., & Czarnecki, J. (2002). *A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996–2001*. Laboratory report, Los Alamos National Lab. (LANL) LA-UR-02-2095; USDOE, Washington, DC.

Stabile, T., Perrone, A., Gallipoli, M., Ditommaso, R., & Ponzo, F. (2013). Dynamic Survey of the Musmeci Bridge by Joint Application of Ground-Based Microwave Radar Interferometry and Ambient Noise Standard Spectral Ratio Techniques. *IEEE Geoscience and Remote Sensing Letters*, 10(4), 870-874. doi:10.1109/LGRS.2012.2226428

Structural Engineering Institute, American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17 : seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston Virginia: American Society of Civil Engineers.

Tarchi, D., Rudolf, H., Luzi, G., Chiarantini, L., Coppo, P., & Sieber, A. J. (1999, June). SAR interferometry for structural changes detection: A demonstration test on a dam. *IEEE 1999 International Geoscience and Remote Sensing Symposium. IGARSS'99 (Cat. No. 99CH36293)*, (págs. 1522-152).

Tarchi, D., Rudolf, H., Pieraccini, M., & Atzeni, C. (2000). Remote monitoring of buildings using a ground-based SAR: application to cultural heritage survey. *International Journal of Remote Sensing*, 21(18), 3545–3551. doi:10.1080/014311600750037561

Tasligedik, A. S., Pampanin, S., & Palermo, A. (2011). Damage Mitigation Strategies of "non-structural" infill walls: Concept and Numerical-Experimentation Validation Program. *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering*. Auckland/New Zealand.

The Mathworks Inc. (2022). Matlab the Language of Scientific Computing. *r2022b*. Recuperado el 24 de Agosto de 2022, de <https://www.mathworks.com/>

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. doi:10.1002/eqe.141

Vamvatsikos, D. (2014). Seismic performance uncertainty estimation via IDA with progressive accelerogram-wise Latin Hypercube Sampling. *Journal of Structural Engineering*, 140(8), 1-10. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001030

Vargas-Alzate, Y. (2013). *Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña. UPC- BarcelonaTech, Barcelona.

Vargas-Alzate, Y., Pujades, L., Barbat, A., Hurtado, E., Diaz, S., & Hidalgo-Leiva, D. (2018). Probabilistic seismic damage assessment of reinforced concrete buildings considering directionality effects. *Structure and Infrastructure Engineering*, 14, 817–829. doi:10.1080/15732479.2017.1385089

Vidal, F., Navarro, M., Aranda, C., & Enomoto, T. (2014). Changes in dynamic characteristics of Lorca RC buildings from pre- and post- earthquake ambient vibration data. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5), 2095-2110. doi:10.1007/s10518-013-9489-5

Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement. *Dynamics, Earthquake Engineering & Structural*, 23(5), 507-521. doi:doi.org/10.1002/eqe.4290230504

Welch, P. (1967). The use of Fast Fourier Transform for the estimation of power spectra: A method based on time averaging over short, modified periodograms. *IEEE Transactions on Audio and Electroacoustics*, 15(2), 70–73. doi:10.1109/TAU.1967.1161901

Xing, C., Huang, J., & Han, X. (2014). Research on the Environmental Effects of GB-SAR for Dam Monitoring. *Advanced Materials Research*, 919, 392-397.

Zetner, I. (2014). A procedure for simulating synthetic accelerograms compatible with correlated and conditional probabilistic response spectra. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 63, 509-527. doi:10.1016/j.soildyn.2014.03.012

Zingoni, A. (2005). Special issue on structural health monitoring, damage detection and long- term performance (selected papers of SEMC, 2004 Conference). *Engineering Structures*, 27(12), 1713–1834. doi:10.1016/j.engstruct.2005.06.001