

# Capítulo 7

## Evaluación del comportamiento sísmico de edificios de obra de fábrica

### 7.1. Introducción

Casi la mitad (47.5%) de los edificios residenciales actuales de Barcelona fueron construidos antes de 1940 (Lantada, 2006). El año medio de construcción de los edificios de “L’Eixample” es 1931. El sistema constructivo más frecuente en Barcelona, a finales del siglo XIX y principios del siglo XX, utilizaba muros de carga de obra de fábrica de ladrillo y forjados de bovedilla con vigas de madera o de hierro. En el distrito *l’Eixample* aproximadamente el 65% de los edificios son de esta tipología.

En general, los edificios de *l’Eixample* no son aislados, sino que forman parte de agregados para constituir manzanas. La figura 7.1 muestra la vista aérea de una manzana típica de este distrito.

El objetivo de este capítulo es evaluar el comportamiento sísmico de este



Figura 7.1: Manzana típica del Eixample. Se indica la línea estudiada para considerar el comportamiento sísmico de edificios agregados.

tipo de edificios, pero, teniendo en cuenta también, que, en general no son aislados, sino que forman un sistema de edificios agregados. Para conseguir este objetivo, se han modelado 3 edificios existentes en el *Eixample*, de los que se ha tenido acceso a los planos estructurales y arquitectónicos.

El primer edificio tiene 7 pisos y una planta rectangular de  $341.55m^2$  de superficie. El segundo edificio tiene 6 pisos, también tiene una planta rectangular, aunque mayor y más regular que el primero, con una superficie de  $436.08m^2$ . El tercer edificio es irregular en planta, con un área de  $557m^2$ ; se trata de un edificio de esquina de 8 pisos de altura. A lo largo del capítulo, a estos 3 edificios se les referencian, respectivamente, como: Casti, Bcn y Angolo. También se analiza el comportamiento sísmico de un conjunto de edificios agregados dispuestos en hilera. Los edificios intermedios se han supuesto tipo Casti y Bcn, mientras que el primero y el último de la fila se han supuesto tipo Angolo.

La figura 7.1 ilustra también la disposición de los edificios intermedios y esquina en un agregado definido por una hilera de edificios. La flecha indica

el edificio de esquina aquí analizado. Durante el desarrollo de este capítulo se entiende como dirección  $X$  la paralela a la fachada o a la calle, mientras que la dirección  $Y$  se entenderá como la perpendicular a la calle. El análisis de los edificios se efectúa en ambas direcciones.

El capítulo se inicia con una descripción cualitativa de las principales características de los edificios de obra de fábrica de Barcelona y del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. Posteriormente, pero antes de proceder al análisis, se comentan los principales modelos numéricos utilizados para modelar la mampostería. El estudio específico de los tres edificios y de la configuración de edificios agregados en hilera, se inicia con su descripción detallada que incluye sus propiedades geométricas, mecánicas y materiales.

Para el análisis de su capacidad, se ha utilizado el programa TreMuri (Galasco et al., 2002). Este programa permite efectuar análisis estático y dinámico no lineal 3D de edificios de mampostería, y se adapta bien a las características de los edificios de obra de fábrica de ladrillo de Barcelona. De esta forma, se han obtenido las propiedades modales y los espectros de capacidad bilineales, de donde se estiman las curvas de fragilidad. Finalmente, para analizar el daño sísmico que es razonable esperar que sufran este tipo de edificaciones, se ha considerado un escenario sísmico. Para definir este escenario se ha adoptado un valor de  $PGA=0.04g$  que es el que la norma sísmica española (NCSE, 2002) establece para Barcelona para un período de retorno de 500 años. Los espectros elásticos de respuesta se han tomado del Eurocódigo 8 (2003), considerando los 5 tipos de suelo allá previstos. De esta forma, se han obtenido las matrices de probabilidad de daño correspondientes. Un apartado dedicado a la discusión de los resultados obtenidos y otro de síntesis y conclusión cierran este capítulo.

El trabajo que se presenta en este capítulo se ha llevado a cabo en la Universidad de Génova, durante una estancia realizada por la autora de esta tesis, bajo la supervisión y tutoría del profesor Sergio Lagomarsino.

## 7.2. Los edificios de Barcelona

Marí et al. (2003) describen, de forma cualitativa, las principales características de los edificios de obra de fábrica de Barcelona. Éstos son edificios de paredes de carga, los cuales muestran esquemas muy repetitivos, tales como: cimentación superficial sobre zapatas corridas bajo muros, o aisladas bajo pilares de hormigón; una organización estructural en la que esencialmente sólo existen los elementos resistentes, tales como muros de carga y elementos de sustentación en planta baja, rigurosamente necesarios para la estabilidad del edificio, sustentación de las paredes de carga o bien secundarias (de medianería, interiores de separación entre viviendas o de patios de luces) sobre un sistema de jácenas metálicas o de pórticos de hormigón; cuando el apoyo es sobre jácenas metálicas, éstas, a su vez, se hallan apoyadas sobre paredes de fábrica de ladrillo (en algunos casos apilastradas) o pilares de fundición; éstos elementos, a su vez, descansan sobre zapatas corridas o aisladas, respectivamente. Los forjados son unidireccionales y presentan luces cortas; en la mayoría de los casos se desconoce la naturaleza exacta del forjado, pero es previsible que se trate de forjados unidireccionales de viguetas de madera, metálicas, o de hormigón sin capa superior de compresión armada. Por otra parte, es previsible que no exista una cadena de atado, formada adecuadamente en el perímetro de los forjados. Tales deficiencias redundan en la isostaticidad de los sistemas estructurales resultantes. Presentan una geometría principalmente rectangular con una proporción entre las dimensiones principales variable del orden de 2:1 o incluso superior. En la parte central de los edificios suele existir uno o más núcleos parcialmente cerrados mediante paredes de fábrica de ladrillo de 10 ó 15 cm de espesor, formados alrededor de las cajas de escaleras o de los patios de luces. La distribución de las paredes de carga (y en consecuencia de la dirección de trabajo de los forjados) responde a tres esquemas estructurales fundamentales:

- Los muros de fachada de la calle y del patio de manzana (que suelen ser aproximadamente de 30cm de espesor) actúan como paredes de

carga (muros portantes) junto a un conjunto de paredes interiores de carga, de sólo 15cm de espesor, paralelas a aquéllas. Se suele forjar transversalmente en la zona situada a los lados del núcleo interior, resultando recibir carga, en esta zona, en las paredes de los núcleos y en las paredes de medianería.

- En el caso de edificios particularmente estrechos, el forjado se forma en sentido transversal actuando las paredes de medianería como muros de carga.
- En el caso de edificios de esquina (o de chaflán), la distribución es más compleja debido a la forma trapezoidal de la planta. La fachada de calle actúa como pared de carga, así como la fachada de patio de manzana, si existe. Se dispone de una segunda pared de carga interior que se mantiene paralela a la fachada en el perímetro y se utilizan asimismo las paredes de uno o más núcleos interiores de caja de escalera y/o patio, de forma triangular o trapezoidal, como elementos de carga. De esta forma, resultan existir paredes de carga según, al menos, tres direcciones separadas angularmente a  $45^\circ$  (una dirección transversal, paralela al chaflán, y dos direcciones diagonales al eje y paralelas a los lados de la manzana).

Las paredes de medianería, de 15cm, suelen presentar una longitud muy importante que, cuando no existe patio comunitario entre medianería, abarca sin solución de continuidad toda la profundidad del edificio. Cuando existe patio comunitario de medianería, la pared experimenta un retranqueo y, asimismo, se ve afectada por un conjunto de huecos de ventana; suelen existir ventanas, en particular, en los paños de pared que constituyen el retranqueo, observándose frecuentemente que sus antepechos se hallan fisurados. En los edificios de esquina las paredes de medianería se hallan a  $45^\circ$  y, en algunos casos, resultan convergentes. Existe un sistema secundario de paredes interiores que, sin recibir carga, presentan asimismo un espesor de 15cm; su función es proporcionar el aislamiento acústico necesario entre propietarios distintos.

En general, estas paredes, han sido construidas sin traba con las paredes de carga e incluso sin cimentación propia, por lo que no pueden realmente moverse como paredes arriostrantes. En algunos casos, tales paredes alcanzan longitudes importantes (10m). En caso de edificios de esquina, pueden aparecer paredes de este tipo a 45° con respecto al plano de la fachada principal.

Los tabiques presentan habitualmente longitudes reducidas. En los edificios de esquina aparecen tabiques a 45° con respecto al plano de la fachada principal, además de tabiques paralelos y perpendiculares a éste.

En todos los tipos de paredes que se han descrito existen aberturas para puertas o ventanas que dan lugar a dinteles o antepechos de anchura y altura variables (entre 0.70-1.00m). En las paredes de fachada, el ancho y la altura de los huecos de ventana suelen ser mayores. Los paños de pared situados sobre dinteles o antepechos constituyen zonas particularmente débiles en las que la aparición de fisuras por efecto de asentamientos es especialmente probable.

### **7.3. Comportamiento estructural y propiedades de las fábricas**

De la observación de ensayos de rotura a compresión, de prismas fabricados con unidades macizas, y para el caso habitual en el que las piezas son más resistentes y rígidas que el mortero de junta, se deducen ciertos mecanismos de rotura de la fábrica de ladrillo a compresión. La fábrica de ladrillo rompe con unas tensiones que son inferiores a la resistencia última de la unidad (pieza) y superiores a la resistencia del mortero. La rotura del prisma va precedida, normalmente, por una fisuración vertical de sus unidades centrales. Esto se explica si se analiza el estado tensional en que se encuentran las piezas y el mortero durante la aplicación de las cargas. En la figura 7.2 se observa que la expansión lateral libre de la capa de mortero está restringida por las piezas

superior e inferior. Esta deformación coartada origina una compresión lateral (confinamiento) del mortero que, de este modo, se ve sometido a un estado de compresión triaxial; o sea, más favorable que en el ensayo normalizado del mortero en que el material está solicitado por una compresión uniaxial. A su vez la situación en que se encuentra la pieza, que está reforzando el mortero a modo de zuncho, es una combinación de compresión axial vertical y tracción biaxial en el plano horizontal. Este estado tensional es más desfavorable que el de compresión uniaxial en que se encuentra la unidad en un ensayo normalizado de la misma (Villegas, 1992). Otro mecanismo de rotura muy común es por tensión diagonal, el cual se presenta cuando la dirección principal de los esfuerzos se vuelve diagonal.

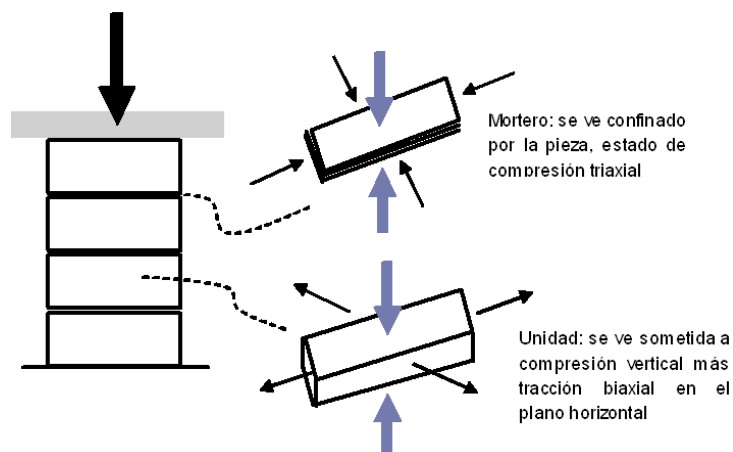


Figura 7.2: Ensayo a compresión de la fábrica de ladrillo.

En los edificios de obras de fábrica de ladrillo es habitual distinguir entre el comportamiento en el plano y fuera del plano. La dirección sísmica, en realidad, no corresponde a una de las direcciones principales del edificio, por lo tanto las paredes están sujetas a acciones en el plano y fuera del plano. Sin embargo, el comportamiento fuera del plano no fue considerado en el presente trabajo.

Para garantizar un buen comportamiento estructural en los edificios de obras de fábrica de ladrillo, éstos deben ser construidos como un ensamblaje tri-

dimensional de muros y forjados bien conectados, garantizando el funcionamiento de una caja y dando estabilidad y robustez al mismo tiempo.

En esta sección se hace un repaso de las propiedades intrínsecas de la fábrica, considerada como un conjunto de piezas (e.g. bloques, ladrillos, etc.) y mortero. Como se ha visto, un modo de fallo común en la obra de fábrica de ladrillo sujeta a compresión es el de grietas verticales en las unidades de fábrica de ladrillo, originadas por las deformaciones verticales e incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas. Las deformaciones del mortero se producen debido a que éste tiende a expandirse más que la unidad de fábrica de ladrillo, como consecuencia de su mayor flexibilidad y mayor coeficiente de Poisson. Debido a que el mortero y el bloque están unidos, la unidad de fábrica de ladrillo resiste la expansión lateral adicional del mortero.

Las principales propiedades mecánicas de las fábricas de bloques son: la resistencia a compresión ( $f_k$ ), la resistencia a cortante ( $f_v$ ), la resistencia a flexión ( $f_x$ ) y la relación tensión-deformación ( $\sigma - \epsilon$ ) (Villegas, 1992).

### 7.3.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión de cualquier fábrica puede determinarse experimentalmente, por rotura de especímenes representativos de la misma. Para el caso de fábrica habituales, y normalmente aparejadas, puede acudir a obtener la resistencia  $f_k$  empíricamente, a partir de una formulación adecuada.

La obtención experimental de  $f_k$ , se consigue, normalmente, a partir de la rotura a compresión de tres especímenes de la fábrica construidos con materiales y mano de obra representativos de los hábitos constructivos de la zona de estudio. La obtención empírica de la resistencia característica de una fábrica a través de fórmulas, se hace en función de las resistencias de sus materiales componentes (unidades,  $f_b$ , y mortero,  $f_m$ ).



Los principales factores que afectan la resistencia a compresión de los paneles de mampostería son: la resistencia a compresión de los materiales que los componen, el tamaño y tipo de las piezas y el espesor de la junta de mortero. Se comenta a continuación, la influencia de estos factores en la resistencia del panel (Villegas, 1992).

- Resistencia a compresión de los materiales componentes. Cuanto mayor es la resistencia a compresión de las unidades ( $f_b$ ) y del mortero ( $f_m$ ), mayor es la resistencia de la fábrica ( $f_k$ ).
- Altura de las piezas. La resistencia de la fábrica aumenta con el incremento de la altura de la pieza, ya que existirá más sección transversal de ésta para confinar la misma cantidad de mortero. Cuanto menos juntas entren en una altura determinada de fábrica, por aumento de la altura de las piezas, mayor será su resistencia.
- Tipología de la pieza. La rotura de la fábrica a compresión se inicia por tracciones transversales que fisuran las unidades. Por lo tanto, cuando éstas tengan huecos importantes, en el ensayo, sus paredes perimetrales y tabiques interiores se ven sometidos a concentración de esfuerzos transversales. Estos esfuerzos reducen su capacidad resistente y conducen a roturas frágiles y explosivas.
- Espesor de la junta de mortero. La resistencia de la fábrica disminuye al aumentar el espesor de la junta. Cuanto mayor es la cantidad de mortero que debe confinar la pieza, mayores son las tracciones transversales sobre ésta, y, consecuentemente, menor es la resistencia de la fábrica.

### 7.3.2. Resistencia a esfuerzo cortante

La resistencia de los muros de arriostramiento frente a las fuerzas laterales (viento o sismo) que les solicitan, se basa en la capacidad de la fábrica de

resistir esfuerzos cortantes. Normalmente estos esfuerzos horizontales se ven acompañados por compresiones verticales que favorecen el mecanismo resistente. Numerosos ensayos han demostrado que existe una relación entre la resistencia cortante y la precompresión aplicada.

### **7.3.3. Resistencia a flexión**

Los muros de cerramiento en edificación deben resistir la acción horizontal del viento, que provoca presiones y succiones sobre aquellos. Éstas originan flexiones en la pared y su estabilidad frente a los mismos queda confiada a la resistencia a flexión de la fábrica.

### **7.3.4. La relación tensión-deformación**

Como resultado de diferentes ensayos en paneles de obras de fábrica de ladrillo, se han obtenido curvas que relacionan el esfuerzo a compresión con la deformación unitaria, observándose parábolas, las cuales han sido modeladas por diferentes autores, proponiéndose a la vez relaciones empíricas para evaluar el módulo de elasticidad o de deformación longitudinal,  $E$ , como  $E = 1000f_k$ , el módulo de corte o de deformación transversal  $G = 0,4E$ , lo que supone aceptar un comportamiento elástico de la fábrica  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  y admitir un coeficiente de poisson  $\nu = 0.20$ .

## **7.4. Comportamiento sísmico de la obra de fábrica**

Los mecanismos básicos que un edificio de obra de fábrica de ladrillo tiene para soportar las cargas dinámicas se suelen clasificar en mecanismos en el plano y fuera del plano, aunque esta clasificación no es ni exacta ni real,

como muchos investigadores han indicado (Benedetti y Castoldi, 1982; Sorrentino y Masiani, 2003). De hecho, es absolutamente inverosímil que un terremoto mueva a una estructura exactamente en las direcciones longitudinal y transversal, siendo el movimiento diagonal o inclinado el caso más común (Restrepo, 2004).

De todos modos, debido a las dificultades inherentes al estudio de los estados tridimensionales simultáneos de deformación, causados por las cargas dinámicas en una pared, es ampliamente aceptado hacer la distinción entre los mecanismos en el plano y fuera del plano, permitiendo una simplificación del problema.

#### **7.4.1. Resistencia y fallo en el plano**

De acuerdo a los resultados de los análisis de daño sísmico y subsecuentes experimentos, tres tipos de mecanismos y modos de fallo definen el comportamiento sísmico de las paredes estructurales de obras de fábrica de ladrillo cuando son sometidas a cargas cíclicas en el plano.

El mecanismo depende de la geometría de la pared y de la calidad de los materiales, pero también de las restricciones del contorno y de las cargas actuando sobre las paredes (Tomažević, 1997).

Una pared de obra de fábrica de ladrillo es capaz de resistir las fuerzas laterales en el plano con el efecto combinado de la deformación a flexión, a cortante y el movimiento de cuerpo rígido. Para la mayoría de las paredes compactas el desplazamiento lateral es dado por la deformación a cortante, mientras que para las paredes esbeltas, la mayor contribución se da por la deformación a flexión. Existen tres tipos de agrietamiento en las paredes de obra de fábrica de ladrillo, correspondientes a los posibles modos de fallo para el mecanismo resistente en el plano, uno son las grietas diagonales, las cuales son típicas de un tipo de fallo a cortante y se debe al exceso de los esfuerzos tensionales principales, otro son las grietas horizontales, producidas por el tipo de fallo

de deslizamiento y son posibles a lo largo de las juntas de mortero para las paredes compactas con poca carga vertical; para las paredes esbeltas, donde el fallo por flexión es la condición predominante, en la base de la pared aparecen grietas horizontales en una esquina y, en la otra esquina de abajo, aparecen desprendimientos o aplastamientos de la pared. Dependiendo de la carga vertical, en paredes esbeltas, es posible el vuelco.

En general, estos tres mecanismos de fallo ocurren localmente, y en condiciones normales, cada uno de estos modos de fallo no debería producir el colapso total de la pared. El colapso de una pared en el plano ocurre, generalmente, por causa de una combinación de estos modos de fallo (Lang, 2002).

#### **7.4.2. Resistencia y fallo fuera del plano**

Además del mecanismo en el plano, el mecanismo resistente fuera del plano juega un rol fundamental en el comportamiento estructural global de una pared de obra de fábrica de ladrillo y su interacción con el edificio.

El fallo más común, fuera del plano, ocurre debido al anclaje inadecuado de la pared al diafragma de piso. En tales casos, la pared se comporta como una viga en voladizo y colapsa si las fuerzas de inercia sobre la pared empujan más allá del punto de inestabilidad. Dando un anclaje adecuado a los diafragmas, las paredes responderán, fuera del plano, como elementos verticales en flexión, ya que las fuerzas de inercia sobre las paredes son distribuidas a los diafragmas adjuntos. Debido a la limitada resistencia a tensión del mortero, las paredes ancladas, frecuentemente, se agrietarán por la mitad de la pared. Esto da como resultado el vuelco en la dirección fuera del plano. Si los desplazamientos inducidos por el movimiento sísmico, son suficientemente grandes, la pared se vuelve inestable y colapsa.

## 7.5. Modelos numéricos de los elementos estructurales

El comportamiento real de la obra de fábrica es el de un material inelástico y anisótropo. Las técnicas modernas de cálculo por ordenador basadas en el método de los elementos finitos, han propuesto modelos específicos para el análisis de estructuras de obra de fábrica que incorporen aspectos del comportamiento, tales como la resistencia a compresión y tracción y la degradación de la rigidez, entre otros.

Para el análisis de estructuras formadas por elementos lineales, se han desarrollado modelos unidimensionales, llamados elementos barra. Es conocido que la principal causa del comportamiento no lineal que exhiben las construcciones de obra de fábrica de ladrillo reside en la baja resistencia a tracción. Debido a esta baja resistencia a tracción, la obra de fábrica de ladrillo experimenta fácilmente estados de intensa fisuración bajo diversas solicitaciones. Partiendo de aquí, la manera más simple de reproducir el comportamiento no lineal de este material es considerarlo con resistencia nula o resistencia limitada a la tracción.

El estudio de los modelos desarrollados para el análisis de paneles de muro, son los llamados modelos bidimensionales y tridimensionales (Molins, 1996). Existen dos grandes grupos de modelos para el análisis de estructuras de obra de fábrica, éstos son los micromodelos y los macromodelos.

### 7.5.1. Micromodelos

Reproducen el comportamiento global de un material compuesto mediante una discretización geométrica detallada, basada en el método de los elementos finitos, e incorporando las leyes constitutivas no lineales de cada uno de los componentes. En general, la aplicación de micromodelos a materiales

compuestos como el hormigón o la obra de fábrica de ladrillo, requiere un enorme esfuerzo de cálculo debido a la necesidad de emplear discretizaciones densas y métodos iterativos para resolver los sistemas de ecuaciones no lineales resultantes. En el caso de la obra de fábrica de ladrillo, su aplicación queda restringida al estudio de paneles individuales o muros con un reducido número de aperturas y a los efectos locales sobre muros, debidos, por ejemplo, a cargas concentradas. No obstante, la micromodelización, constituye, junto con la experimentación, una técnica válida para profundizar en el comportamiento real de la obra de fábrica de ladrillo. En general, para las piezas se emplean elementos finitos de tensión plana.

Page (1978) fue el primer investigador en obtener resultados mediante la aplicación de un micromodelo al estudio de la obra de fábrica de ladrillo. Su modelo considera un comportamiento indefinidamente elástico e isótropo para ladrillos. La rotura se produce cuando en las juntas se alcanza el criterio de rotura a tracción o a corte.

Otros micromodelos desarrollados son los de Chiostrini y Vignoli (1989), quienes reprodujeron el comportamiento de un panel de fábrica de ladrillo ensayado en el laboratorio hasta la rotura, mediante un micromodelo simplificado. Al igual que Page, emplearon elementos finitos de tensión plana para los ladrillos, mientras que para las juntas emplearon elementos de contacto (elementos *GAP*).

Ali y Page (1988) emplearon un micromodelo completo para simular el comportamiento de un panel de obra de fábrica de ladrillo sometido a elevados gradientes de tensión, como los generados por cargas concentradas.

Siguiendo en esta línea, Ignatakis, Stavrakakis y Penelis (1989) desarrollaron un micromodelo completo más sofisticado, el cual incorporaba modelos triaxiales completos, con fisuración distribuida, para el comportamiento de las piezas y del mortero. Las piezas y el mortero se simulan mediante elementos triangulares de tensión plana. Ignatakis et al. (1989), suponen que

el comportamiento triaxial de las piezas y el mortero es asimilable al de un hormigón con igual resistencia a compresión uniaxial.

Riddington y Ghazali (1990) realizaron un estudio experimental y numérico del comportamiento a cortante de los paneles de obra de fábrica de ladrillo. En la vertiente numérica de su trabajo, estos autores han desarrollado un micromodelo detallado que emplea elementos finitos de tensión plana para los ladrillos y el mortero y elementos de junta en la interfase entre ellos. Supone un comportamiento elástico lineal de los ladrillos y uno no lineal con fisuración distribuida para el mortero.

En otros micromodelos como por ejemplo los de Lotfi (1994) y de Lourenço (1994), se ha profundizado en la simulación numérica del comportamiento plástico con dilatación para elementos juntas.

### 7.5.2. Macromodelos

Parten de considerar la obra de fábrica como un material continuo con una determinada ecuación constitutiva, incluyendo una relación tensión-deformación y un criterio de rotura. En general, se distinguen dos tipos básicos de macromodelos, aquellos desarrollados para el hormigón armado y los desarrollados para la obra de fábrica (mampostería).

Samarashinge et al. (1982) propusieron un macromodelo sencillo para el análisis no lineal de la fábrica de ladrillo en estados biaxiales de tracción-compresión, basado en un modelo de comportamiento elasto-frágil para el material.

Dhansekar y Page (1986) desarrollaron un macromodelo más sofisticado que incluía las relaciones tensodeformacionales no lineales de Dhansekar, por un lado, y, por el otro, el criterio empírico de rotura bidimensional de Dhansekar et al. (1985).

Brencich y Lagomarsino (1998) proponen un modelo de macroelementos pa-

ra representar una estructura y determinar la capacidad sísmica de la misma mediante un análisis estático no lineal. El modelo de macroelemento de Brencich y Lagomarsino (1998), se encuentra incorporado en un programa de ordenador llamado TreMuri (Galasco et al., 2002). Este modelo se utiliza en el presente trabajo, para evaluar el comportamiento sísmico de los edificios de obra de fábrica de ladrillo.

## **7.6. Capacidad**

En este apartado se obtienen los espectros de capacidad para los tres edificios seleccionados y para la configuración de edificios agregados en hilera.

Para ello, en primer lugar se efectúa una descripción de sus características geométricas y de las propiedades mecánicas de los materiales. Teniendo en cuenta sus características estructurales y arquitectónicas, se construyen los modelos de macroelementos que serán utilizados para efectuar el análisis estático no lineal mediante el programa TreMuri. Como resultado de este análisis se caracteriza cada estructura y la configuración en hilera de edificios mediante el espectro de capacidad bilineal, que va a permitir la obtención de las correspondientes curvas de fragilidad.

### **7.6.1. Geometría y modelización de los edificios**

Los edificios Casti y Bcn son representativos de los edificios de obra de fábrica de ladrillo (edificios de mampostería) situados dentro de las hileras de edificios de una misma manzana, cuya fachada principal da a una misma calle (ver figura 7.1). Estos edificios, de planta rectangular, son los llamados edificios de banda, es decir, no forman esquina; el edificio Angolo tiene una planta más irregular y, muestra tres secciones de fachada, dos que dan a calles distintas y una en chaflán que las une. Este edificio Angolo es típico de



las esquinas correspondientes a los cruces entre calles.

La figura 7.3 muestra las plantas de estos edificios. Aquí se puede observar la disposición de los patios de luces y de escaleras. Los tres edificios son típicos en *l'Exemple* y las plantas han sido tomadas directamente de planos originales.

Normalmente, los edificios de Barcelona tienen un ático y/o sobreático que no son visibles en la fachada principal y, además, algunos edificios están formados en las paredes interiores por pilares y jácenas metálicas en las dos primeras plantas y por fábrica de ladrillo macizo en las fachadas principal y posterior. El resto de las plantas, y en general están formadas por paredes de 30cm en fachada y de 15cm las paredes interiores, las cuales soportan los forjados, bien sean éstos de viguetas metálicas de ala estrecha o de madera y revoltón cerámico.

El edificio Casti tiene 7 pisos (6 pisos y planta baja) con una altura total de 22m, la planta baja tiene una altura de 4m y el resto de los pisos de 3m. Las dimensiones en planta del edificio son de 12.65m x 27.00m, siendo la dimensión más corta la que corresponde a la fachada (figura 7.3). Las paredes de la fachada principal y trasera tienen espesores de 50cm y 45cm, reduciéndose a partir del primer piso unos 10 y 15cm, respectivamente. Las paredes laterales o medianeras tienen un espesor de 30cm en la planta baja y de 15cm en el resto de los pisos. Existen otras paredes de carga, interiores, de 15cm de espesor. Este edificio tiene un patio de luces interior y dos exteriores rectangulares, estos últimos pueden convertirse en patios interiores, al acoplarse con otros edificios adyacentes de características similares.

El edificio Bcn, también es representativo de los edificios de banda, pero presenta un volumen mucho más elevado que el edificio Casti. Las dimensiones en planta son de 18.40m x 23.70m, siendo la dimensión más pequeña la longitud de la fachada. Este edificio tiene un patio interior cuadrado (figura 7.3). Se trata de un edificio de 6 pisos, incluyendo la planta baja y un entresuelo

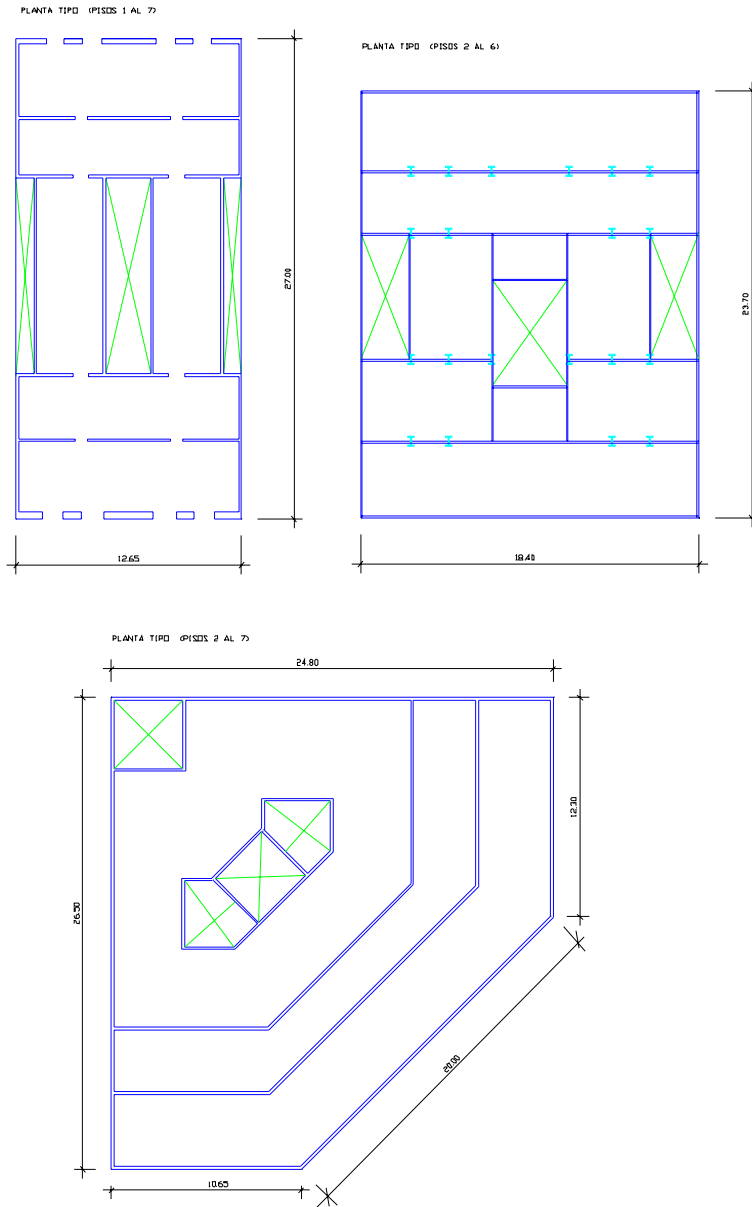


Figura 7.3: Plantas de los edificios Casti (arriba izquierda), Bcn (arriba derecha) y Angulo (abajo).

en el segundo piso. Tiene una altura total de 24.4m, la primera planta tiene 4.8m de altura, la segunda 4.0m y la altura de las 4 plantas restantes de 3.9m. Las paredes son de obra de fábrica de ladrillo de 15cm de espesor y las paredes de fachadas tienen un espesor de 30cm. En las dos primeras plantas existen pilares y jácenas metálicas, las cuales soportan el peso de las paredes superiores.

El edificio representativo de esquina, llamado aquí Angolo, presenta una mayor diversidad de formas geométricas, pero, en general, las paredes están dispuestas de forma paralela las unas con las otras para crear un sistema resistente, pero la falta de conexión de éstas y la carencia de conexiones perpendiculares entre ellas, hace que estos edificios se comporten de forma más frágil que el resto (ver disposición de las paredes en figura 7.3).

El edificio de esquina analizado, tiene un área de 557m<sup>2</sup> y un perímetro de 94.30m, siendo la longitud del chafalán de 20 metros. El edificio Angolo tiene 8 pisos, incluyendo la planta baja, el entresuelo y el ático. La altura total sobre la rasante es de 22.40 metros, que se distribuye de la siguiente manera: 3.1m en la planta baja, 2.5m en el entresuelo y 2.8m las 6 plantas restantes. El muro de fachada (lado calle) tiene un espesor de 40cm y la fachada trasera que da al patio interior de la manzana es de 30cm, las paredes interiores de carga son de 15cm de espesor. El sistema resistente interior en las dos primeras plantas está formado de pilares y jácenas metálicas.

Esta solución constructiva para los dos primeros pisos es muy frecuente en la ciudad, permitiendo grandes espacios diáfanos que faciliten su uso para comercios, bares y restaurantes en las plantas bajas y oficinas o actividades de negocio en los entresuelos. El precio de esta opción constructiva es la sistematización del piso blando (conocido en la literatura inglesa como *soft-storey*).

Existen varias soluciones para los forjados utilizados en este tipo de edificios. Paricio (2001) describe en detalle las características principales de los que él

denomina como “techos de madera”, “techos de hierro”, “techos de vigueta de hormigón”, “techos cerámico” y “de revoltón”. En este trabajo, el tipo de forjado que se ha tenido en cuenta para llevar a cabo el análisis, es un forjado de losas de viguetas de madera, cubiertas de revoltón y con una base de baldosa doblada encajada en el interior para sostenerlo, y finalmente, cubierto de mortero de cal (figura 7.4) este tipo de forjado junto a los de viguetas metálicas son los más utilizados. La figura 7.4 muestra un detalle de este tipo de forjado de los edificios de Barcelona construidos entre finales del siglo XIX y principios del siglo XX.

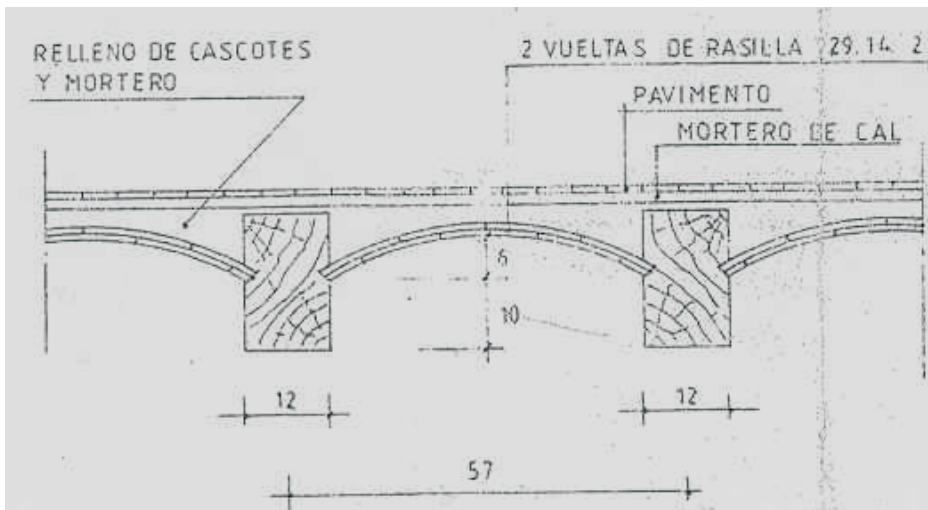


Figura 7.4: Forjado de madera típico del Eixample.

Se ha realizado también el análisis de un agregado de edificios de acuerdo a una configuración en hileras. La figura 7.5 muestra un ejemplo de este tipo de agregados que constituyen cada uno de los cuatro lados de una manzana típica del Eixample. En esta figura se presenta una vista 3D de dicha manzana y la arista estudiada.

Para su modelado se han combinado 7 edificios individuales de los tipos aquí analizados. Si a un edificio tipo esquina (Angolo) se le llama *ES*, *LE* a un edificio estrecho tipo banda (Casti) y *LA* a un edificio ancho tipo banda (Bcn), se ha analizado el agregado, mediante un estudio global simpli-

ficado, formado por: 2 tipo  $ES$ , 3 tipo  $LE$  y 2 tipo  $LA$ , según la siguiente combinación:  $ES_1, LE_1, LA_1, LE_2, LA_2, LE_3, ES_2$ . El análisis también se efectuó para otras combinaciones con los edificios Casti y Bcn, obteniéndose resultados muy parecidos, por lo que, aquí, sólo se presentan los resultados correspondientes a esta combinación. Para referenciar a esta hilera de edificios agregados se les asignó el nombre de *Total X*, donde  $X$  indica que el análisis de interés corresponde a la dirección longitudinal de la fachada, es decir, paralela a la hilera de edificios.



Figura 7.5: Ejemplo de manzana típica del Eixample. Se destaca un lado de la manzana comparable al agregado aquí analizado.

Así pues, los edificios Casti, Bcn, Angolo y Total X se han modelado para su análisis mediante el programa TreMuri, el cual utiliza macroelementos para representar los paneles de obra de fábrica, forjados, pilares y jácenas. Los modelos numéricos que incorpora el programa han sido calibrados cuidadosamente de forma que el programa es capaz de reproducir los mecanismos de disipación observados en casos reales. En consecuencia, TreMuri es capaz de describir y simular el comportamiento no lineal, en el plano, de los paneles de mampostería y permite estimar el daño que este tipo de edificios sufren, cuando se ven sometidos a sismos.

La figura 7.6 muestra el modelo 3D del edificio Casti y la pared 1 correspondiente a la fachada principal (pared 1). La figura 7.7 muestra el edificio Bcn en 3D y una pared medianera que es perpendicular a la fachada. Ésta corres-

ponde a una pared lateral del edificio (pared 9). La figura 7.8 corresponde al edificio Angolo. Como en los casos anteriores, se muestra un ejemplo de una de sus paredes, en este caso, es una pared interior paralela a la fachada principal (pared 2) y, además, de la vista 3D del edificio, se muestra también una vista desde arriba del mismo, donde se aprecian los patios interiores del edificio Angolo. En estas tres figuras se presenta el modelo espacial de cada uno de los edificios y un ejemplo del detalle de una de sus paredes. Finalmente, la figura 7.9 muestra el caso de evaluación del edificio Total X.

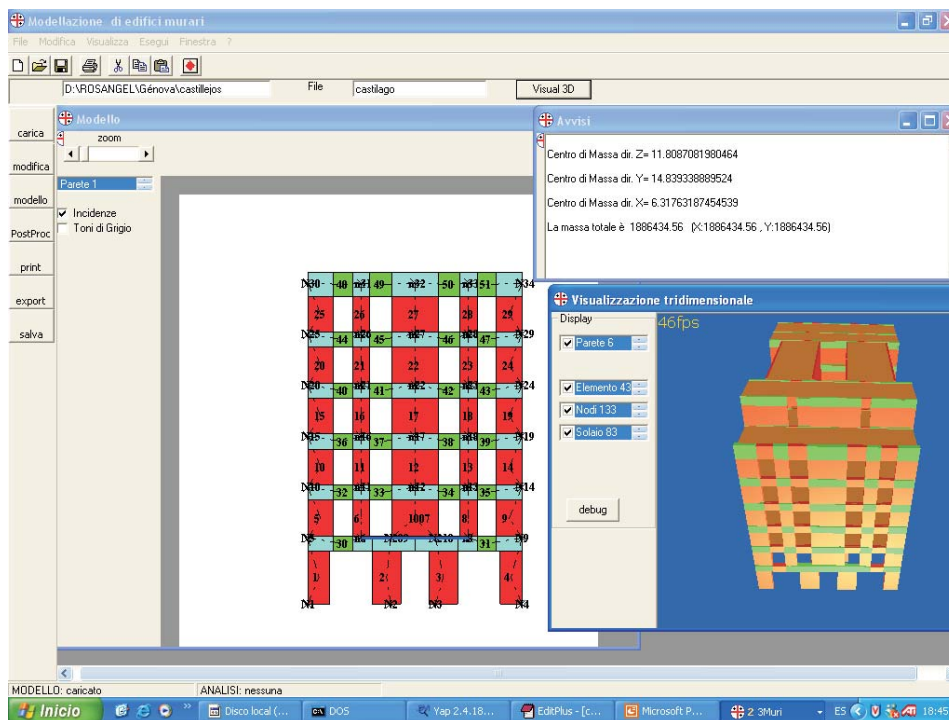


Figura 7.6: Vista del modelo 3D del edificio Casti y detalle de una pared.

### 7.6.2. Características mecánicas

Para evaluar el comportamiento de los edificios es necesario conocer sus propiedades mecánicas. En base a las especificaciones técnicas al uso, a las características constructivas y a los materiales utilizados en estos edificios, se

CAPÍTULO 7. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE OBRA DE FÁBRICA

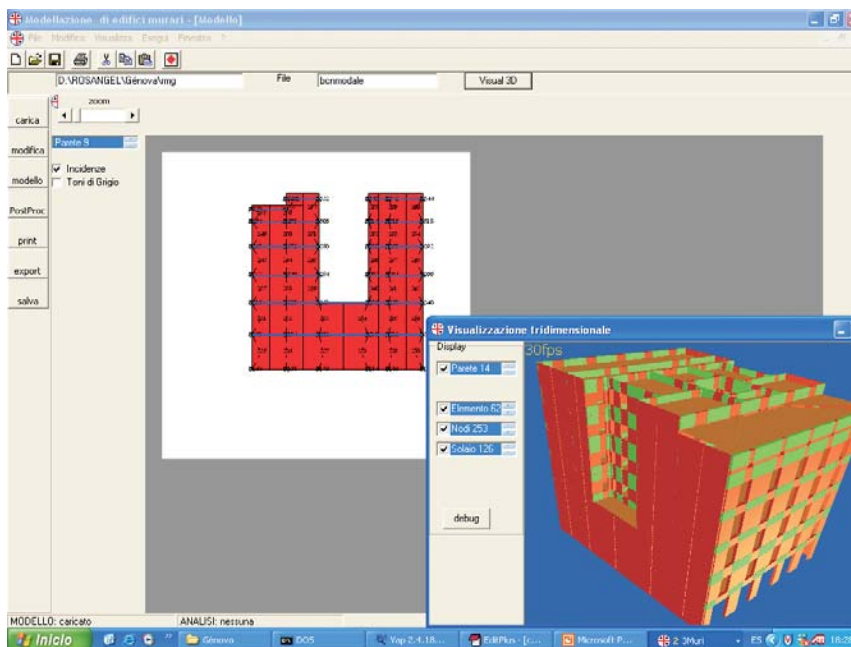


Figura 7.7: Vista del modelo 3D del edificio Ben y detalle de una pared.

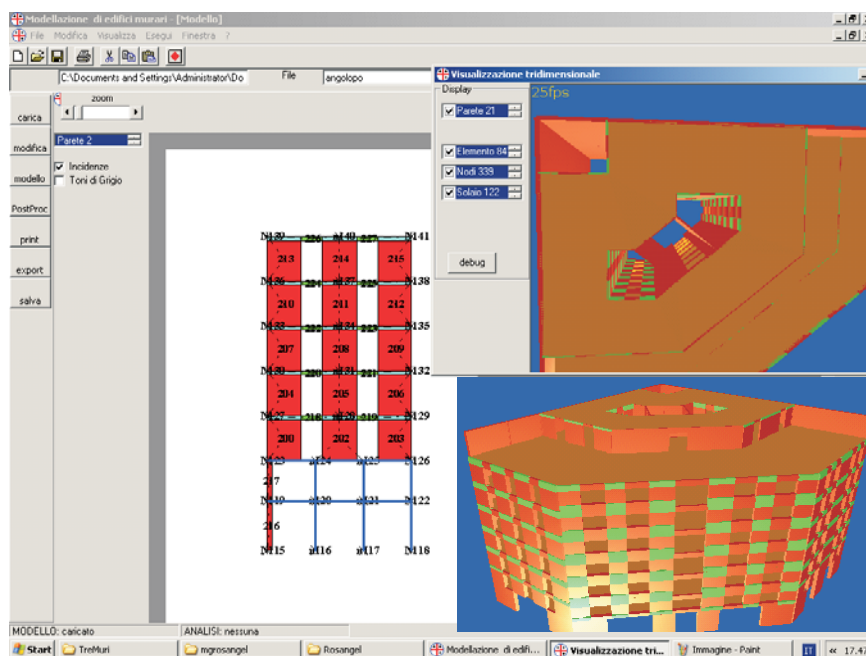


Figura 7.8: Vista del modelo 3D del edificio Angolo y detalle de una pared.

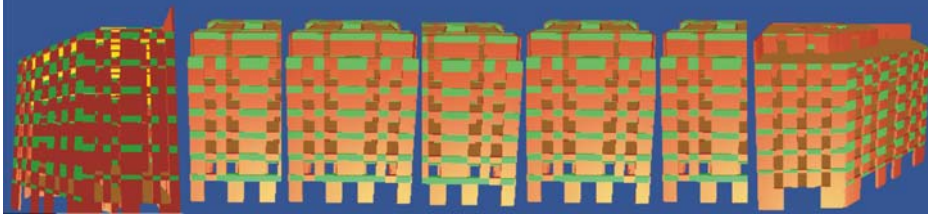


Figura 7.9: Combinación de los edificios para el modelo Total X.

ha realizado un volumen importante de ensayos numéricos con el programa TreMuri y con la ayuda de la opinión de ingenieros con experiencia en el conocimiento del comportamiento mecánico de la mampostería sin armar (obra de fábrica de ladrillo), se han definido los parámetros mecánicos que requiere la definición de los macroelementos.

La Tabla 7.1 contiene los parámetros característicos de los macroelementos tipo pilar y tipo dintel utilizados para modelar paredes y muros de mampostería. La misma Tabla 7.1 muestra los parámetros para las configuraciones constructivas aquí definidas. La Tabla 7.2 muestra las características de los forjados y la Tabla 7.3 muestra las propiedades de los pilares y jácenas metálicas.

Tabla 7.1. Propiedades mecánicas de los paneles de obra de fábrica.

Parámetros	Valores para Barcelona
Módulo elástico, $E$	1800 MPa
Módulo cortante, $G$	300 MPa
Resistencia cortante, $\tau_k$	0.12 MPa
Resistencia compresión, $\sigma_k$	4.0 MPa
Peso específico, $\tau$	1800 $kg/m^3$
Parámetro ablandamiento para pilares, $\beta_p$	0.20
Parámetro ablandamiento para dinteles, $\beta_d$	0.05



Tabla 7.2. Propiedades mecánicas de los forjados.

Parámetros	Valor
Módulo elástico, $E_1$	4000 MPa
Módulo elástico, $E_2$	40 MPa
Módulo cortante, $G$	100 MPa
Carga, $q$	500 $kg/m^2$

Tabla 7.3. Propiedades mecánicas de pilares y jácenas metálicas.

Parámetros	Pilares metálicos	Jácenas metálicas
Perfiles metálicos	HEB-200	IPN-360
Módulo elástico, $E_S$	2.1E5 MPa	2.1E5 MPa
Área, $A$	0.00781 $m^2$	0.0097 $m^2$
Momento inercia, $I_y$	56.97E-6 $m^4$	19.61E-5 $m^4$
Peso específico, $\tau$	7850 $kg/m^3$	7850 $kg/m^3$

### 7.6.3. Propiedades modales

Para cada modelo estructural se han obtenido sus propiedades modales. La Tabla 7.4 muestra las características modales correspondientes a los 3 primeros modos de vibración de los edificios Casti, Bcn y Angolo. A partir de un análisis modal se obtienen las propiedades dinámicas de cada estructura, tales como las frecuencias naturales de vibración y los correspondientes modos de forma.

Para la evaluación de cada edificio (independientemente el uno del otro) se ha elegido el modo de vibración que produce un desplazamiento longitudinal en dirección  $y$ . En la figura 7.10 se muestran los tres primeros modos de vibración (traslación  $x$ ,  $y$  y torsional) vistos en planta, de uno de los edificios aquí analizados, este edificio corresponde al llamado Casti.

Tabla 7.4. Valores del análisis modal para los edificios Casti, Bcn y Angolo.

Edificio Casti	Modo 1 (desp. X)	Modo 2 (rot.)	Modo 3 (desp. Y)
$T$ (s)	0,85	0,66	0,56
% <i>masa X</i>	0,85	0,04	0,00
% <i>masa Y</i>	0,00	0,00	0,76
% <i>masa Z</i>	0,00	0,00	0,00
Edificio Bcn	Modo 1 (desp. X)	Modo 2 (rot.)	Modo 3 (desp. Y)
$T$ (s)	1,24	0,84	0,80
% <i>masa X</i>	0,91	0,02	0,00
% <i>masa Y</i>	0,00	0,00	0,83
% <i>masa Z</i>	0,00	0,00	0,00
Edificio Angolo	Modo 1 (desp. Y)	Modo 2 (desp. X)	Modo 3 (rot.)
$T$ (s)	0,83	0,81	0,49
% <i>masa X</i>	0,26	0,44	0,07
% <i>masa Y</i>	0,38	0,30	0,09
% <i>masa Z</i>	0,00	0,00	0,00

Los tres edificios aislados se han analizado en la dirección  $y$  (perpendicular a la calle), es decir, se han utilizado las propiedades modales correspondientes al modo 3 para los edificios Casti y Bcn, y al modo 1 para el edificio Angolo. La figura 7.10 muestra los 3 primeros modos de vibración para el edificio Casti. El modo 1 corresponde al desplazamiento en dirección  $x$ , el modo 2 corresponde al movimiento rotacional y el modo 3 al desplazamiento en la dirección  $y$ .

Para el análisis del edificio Total X se han utilizado las propiedades correspondientes a los edificios individuales pero en la dirección paralela a la calle (dirección  $x$ ). Para el edificio Total X, en el sistema equivalente SDOF,  $T^* = 1.45$  segundos.

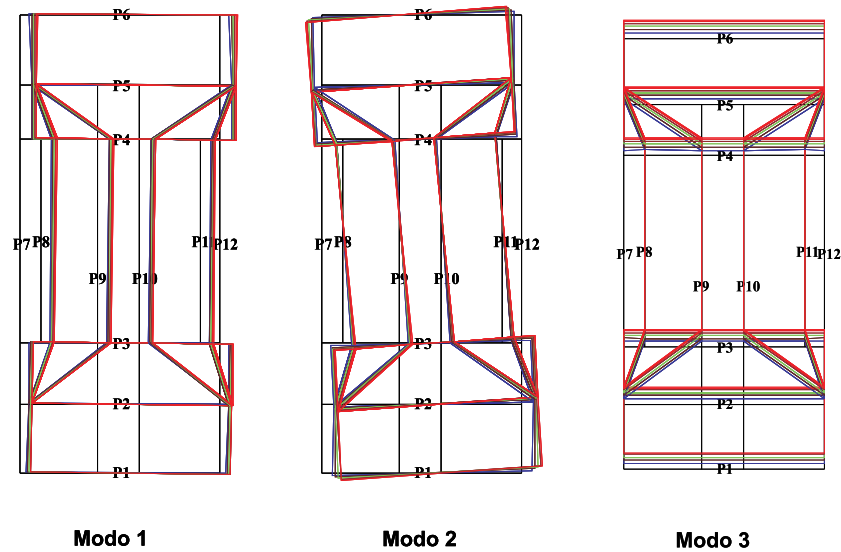


Figura 7.10: Vista en planta de los 3 primeros modos de vibración del edificio Casti. De izquierda a derecha: modo 1, modo 2 y modo 3.

#### 7.6.4. Espectros de capacidad

A partir de un análisis pushover con el programa TreMuri se han obtenido los espectros de capacidad para cada edificio, donde el patrón de fuerzas aplicado corresponde con el modo de vibración elegido. El programa TreMuri permite observar los daños en los paneles de mampostería y su evolución, de forma que, permite estimar adecuadamente el desplazamiento de colapso. La figura 7.11 muestra el mecanismo de colapso de una pared mientras el edificio era sometido a una acción horizontal, esta pared corresponde al edificio Casti.

El color violeta indica los paneles que comienzan a sufrir daños y, el color rojo indica el daño máximo sufrido por el panel. En esta misma figura, también se muestra el desplazamiento de la planta que presenta el edificio Casti al ser sometido al análisis pushover.

La figura 7.12 muestra las curvas de capacidad obtenidas para los edificios Casti, Bcn y Angolo. La figura 7.13 muestra los correspondientes espectros de capacidad en formato ADRS y la figura 7.14 muestra los correspondien-

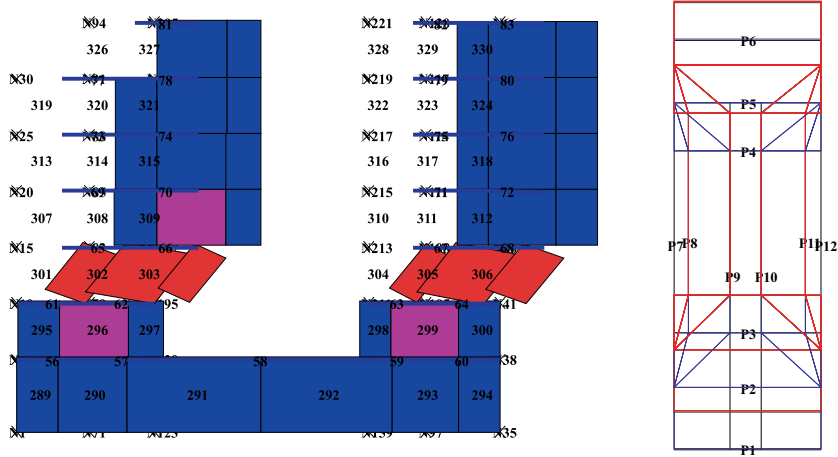


Figura 7.11: Desplazamiento en planta debido al pushover del edificio Casti (figura derecha) y mecanismo de colapso de la pared 7 (figura izquierda).

tes espectros de capacidad bilineales. Mediante un sistema equivalente de un grado de libertad se obtuvo el espectro de capacidad de los edificios agregados, para esto se supuso que las estructuras presentan un forjado rígido en su plano, que las alturas de los edificios son similares y que tienen un sistema constructivo muy similar, como es el caso. La figura 7.15 muestra los resultados obtenidos para el conjunto de edificios Total X. En esta figura se muestra el espectro de capacidad en formato ADRS y su forma bilineal simplificada. La Tabla 7.5 contiene los puntos de capacidad de cedencia y capacidad última que definen los espectros de capacidad bilineales.

Tabla 7.5. Parámetros de los espectros de capacidad bilineales correspondientes a los edificios analizados.

	$Dy(m)$	$Ay(g)$	$Du(m)$	$Au(g)$
<i>Casti</i>	0.015	0.19	0.071	0.20
<i>Bcn</i>	0.025	0.12	0.17	0.10
<i>Angolo</i>	0.011	0.12	0.051	0.12
<i>TotalX</i>	0.013	0.077	0.040	0.091

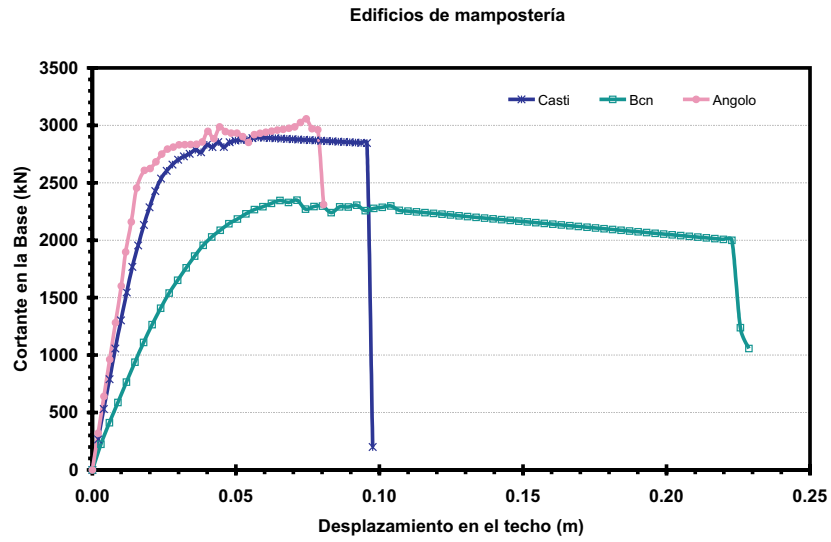


Figura 7.12: Curvas de capacidad para los edificios Casti, Bcn y Angolo.

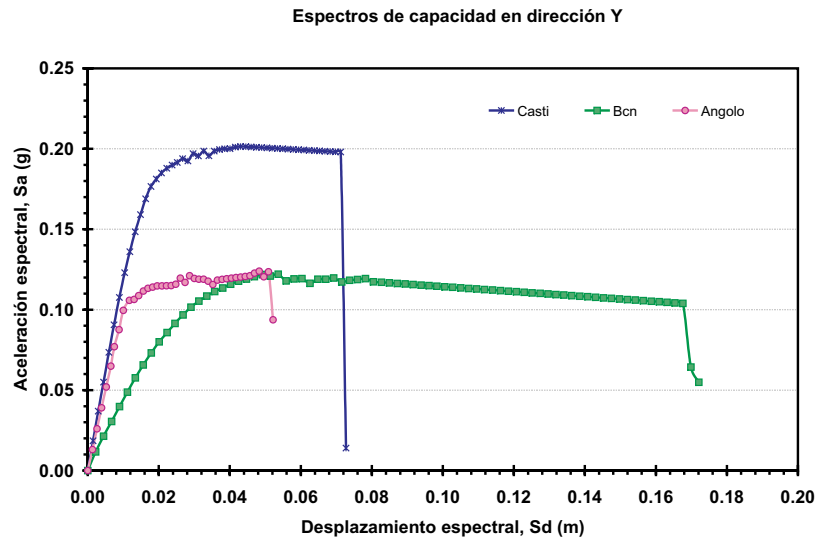


Figura 7.13: Espectros de capacidad para los edificios Casti, Bcn y Angolo.

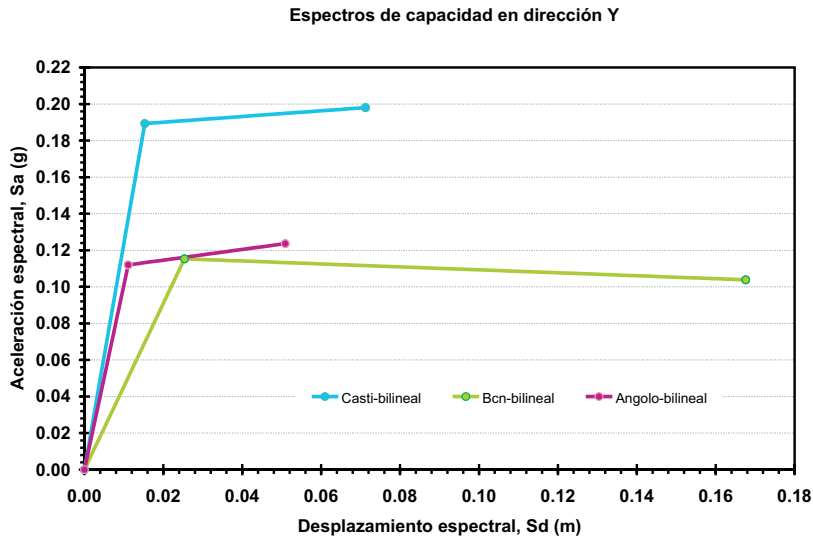


Figura 7.14: Formas bilineales de los espectros de capacidad de la figura 7.13.

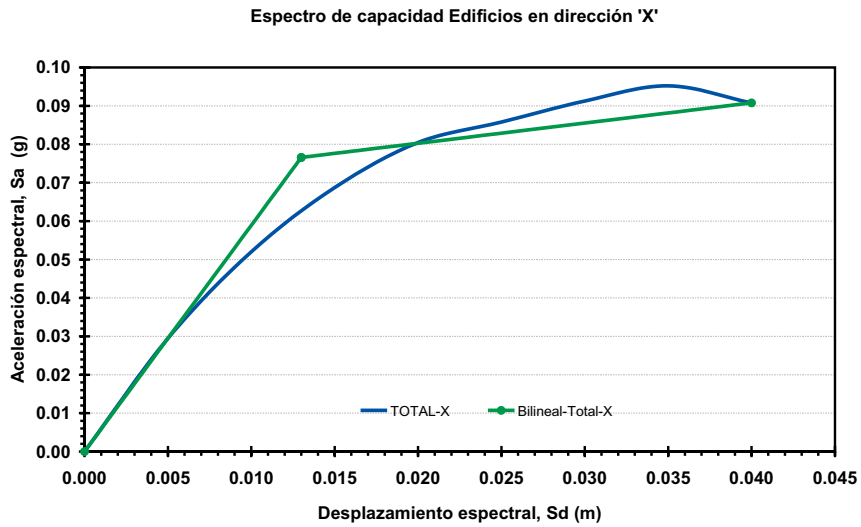


Figura 7.15: Espectro de capacidad y forma bilineal del edificio Total X.

## 7.7. Fragilidad

A partir de los espectros de capacidad bilineales se ha aplicado el método descrito en el *Capítulo 4* para desarrollar las curvas de fragilidad. La Tabla 7.6 muestra los desplazamientos espectrales medios obtenidos para cada umbral de daño en cada edificio.

Tabla 7.6. Desplazamientos espectrales medios correspondientes a cada estado de daño (m).

	<i>Casti</i>	<i>Bcn</i>	<i>Angolo</i>	<i>TotalX</i>
$Sd_{Leve}$	0.011	0.018	0.008	0.009
$Sd_{Moderado}$	0.015	0.025	0.011	0.013
$Sd_{Severo}$	0.029	0.061	0.021	0.020
$Sd_{Completo}$	0.071	0.168	0.051	0.040

Estos umbrales de los estados de daño son representados sobre las curvas de los espectros de capacidad bilineal, en el sistema equivalente SDOF, de cada una de las estructuras aquí evaluadas, figuras 7.16, 7.17, 7.18 y 7.19.

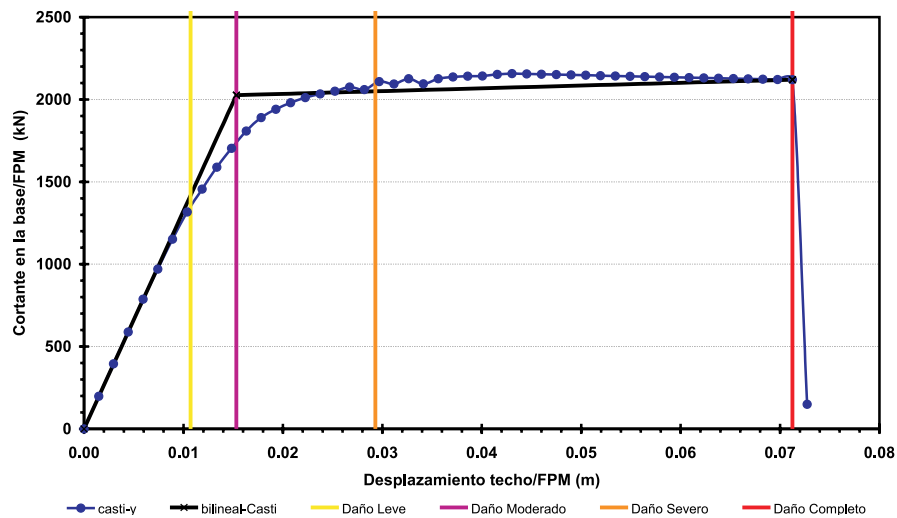


Figura 7.16: Curva de capacidad bilineal y estados de daño, edificio Casti.

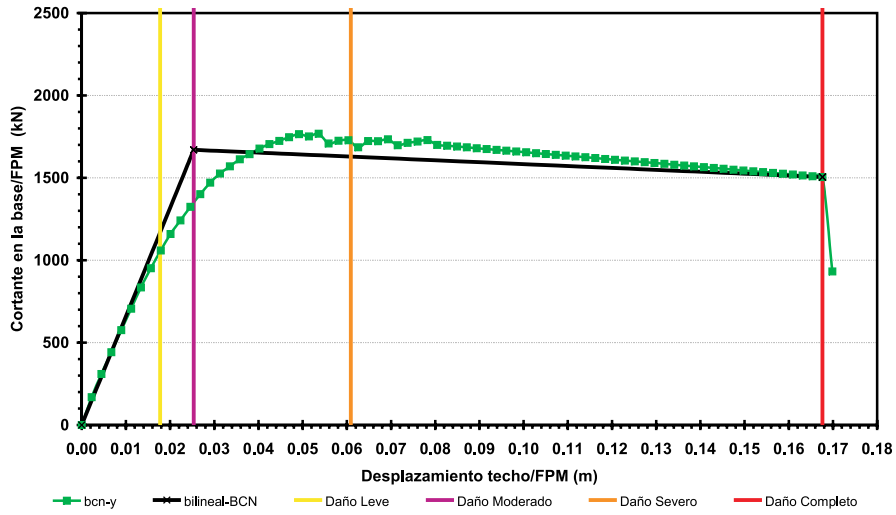


Figura 7.17: Curvas de capacidad bilineal y estados de daño, edificio Bcn.

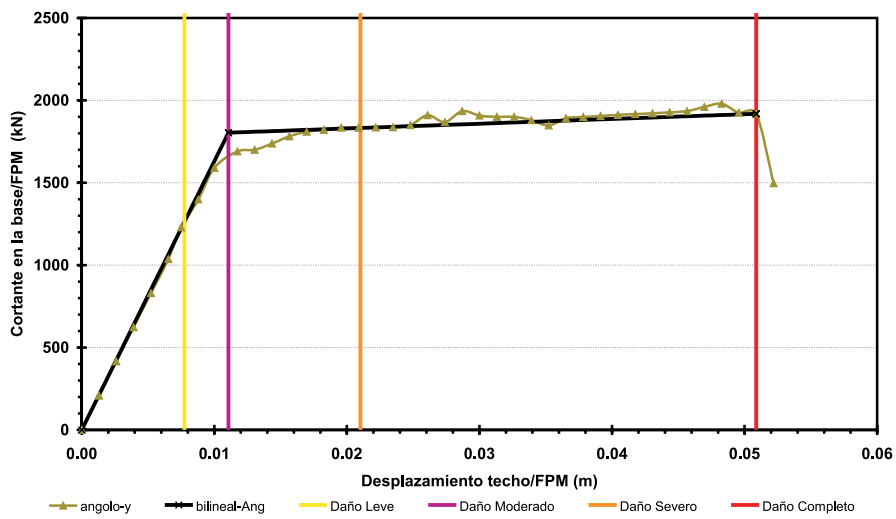


Figura 7.18: Curvas de capacidad bilineal y estados de daño, edificio Angolo.



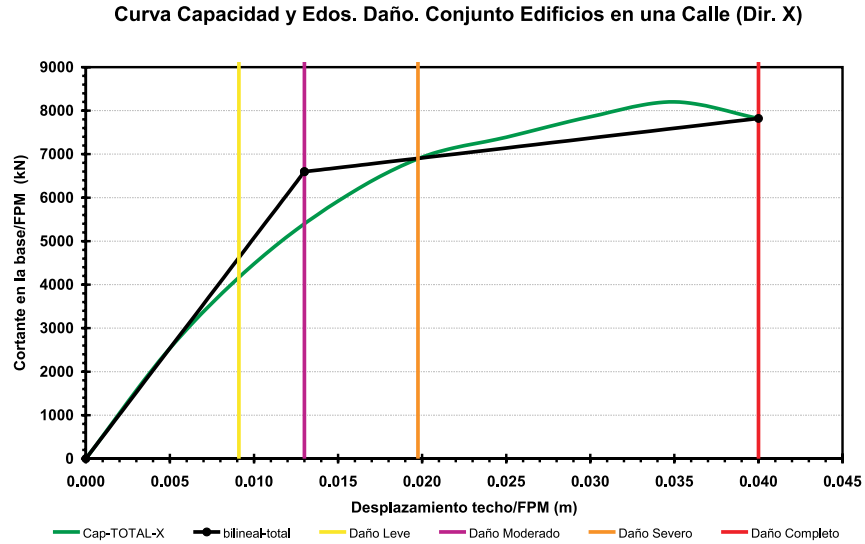


Figura 7.19: Curvas de capacidad y estados de daño. Edificios agregados (Total X).

La Tabla 7.7 muestra los parámetros de las curvas de fragilidad correspondientes a los edificios aquí analizados. En esta tabla se dan los umbrales de daño y las desviaciones típicas que definen las funciones cumulativas de la distribución de probabilidad lognormal. El valor de la desviación estándar para estos edificios, ha sido tomada directamente de los valores dados en la metodología HAZUS (FEMA, 1999), para estructuras con características similares (URM).

Tabla 7.7. Parámetros que definen las curvas de fragilidad de los edificios analizados.

	$\bar{S}d_1(cm)$	$\beta_1$	$\bar{S}d_2(cm)$	$\beta_2$	$\bar{S}d_3(cm)$	$\beta_3$	$\bar{S}d_4(cm)$	$\beta_4$
Casti	1.07	0.99	1.53	0.97	2.93	0.90	7.12	0.88
Ben	1.77	0.99	2.53	0.97	6.09	0.90	16.76	0.88
Angolo	0.77	0.99	1.11	0.97	2.10	0.90	5.09	0.88
Total X	0.91	0.99	1.30	0.97	1.97	0.90	4.00	0.88

Las figuras 7.20, 7.21, 7.22 y 7.23 muestran las curvas de fragilidad respectivamente para los edificios Casti, Bcn, Angolo y Total X.

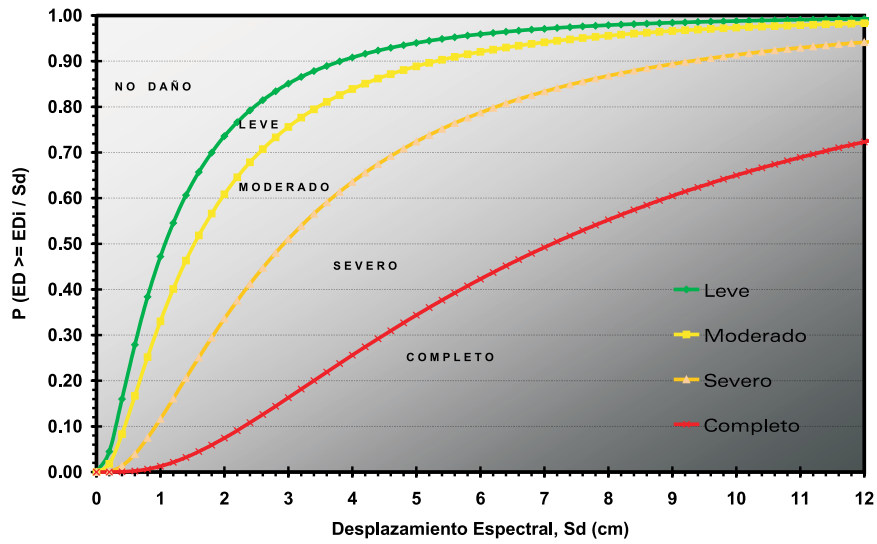


Figura 7.20: Curvas de fragilidad para el edificio Casti.

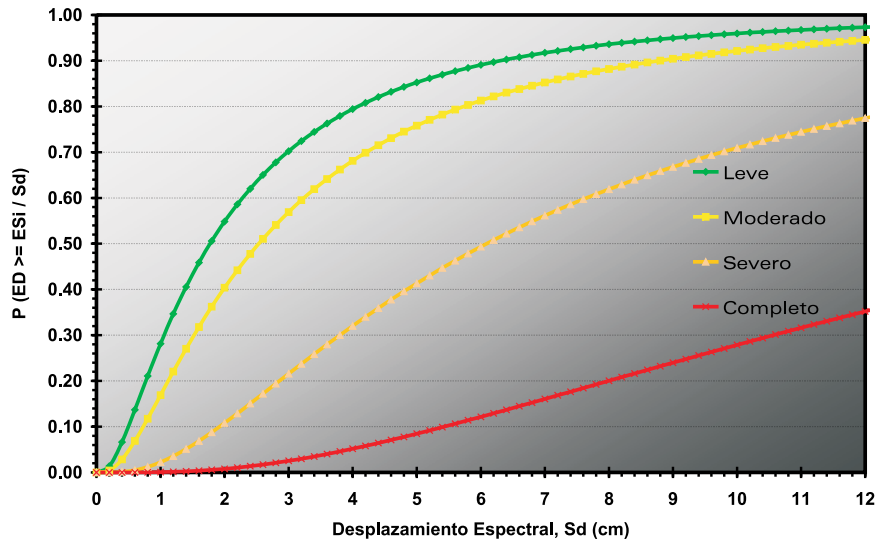


Figura 7.21: Curvas de fragilidad para el edificio Bcn.

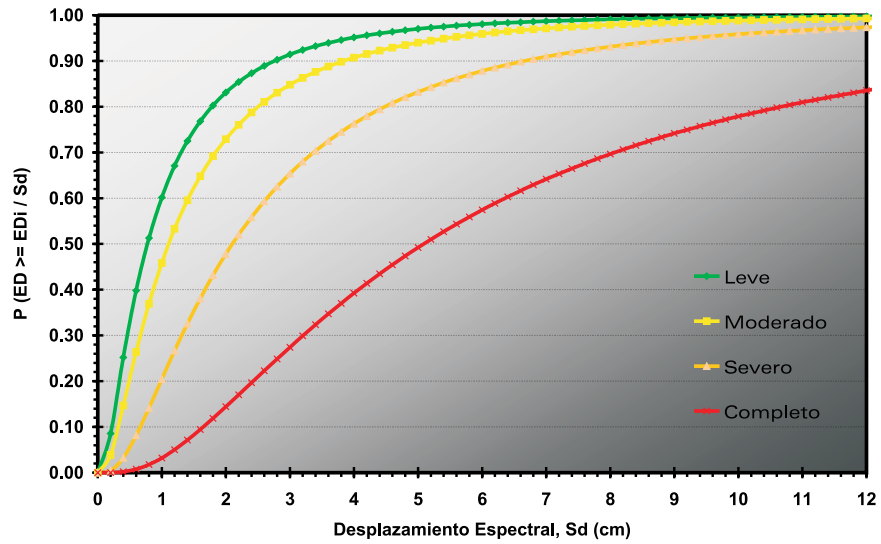


Figura 7.22: Curvas de fragilidad para el edificio Angolo.

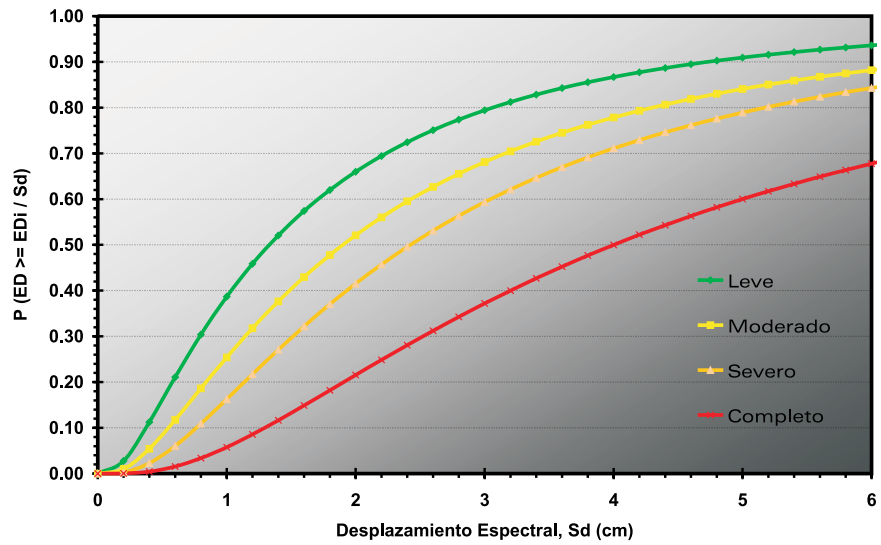


Figura 7.23: Curvas de fragilidad para el agregado Total X.

## 7.8. Matrices de probabilidad de daño

En este apartado se considera un escenario sísmico para estimar las matrices de probabilidad de daño para poder efectuar una comparación del comportamiento sísmico de los 3 edificios aislados y del agregado para los que se ha obtenido espectros de capacidad y curvas de fragilidad.

### 7.8.1. Escenario sísmico

La acción sísmica se considera en términos espectrales. Se considera un nivel de aceleración (PGA) de  $0.04g$ . Este valor se ha tomado de acuerdo a la norma sísmica española vigente (NCSE, 2002) y corresponde a un período de retorno de 500 años. Para las formas de los espectros elásticos de respuesta con 5% de amortiguamiento se han tomado los del Eurocódigo 8 (2003). El eurocódigo 8 considera hasta 5 tipos de suelo: A, B, C, D y E, que van desde suelos duros (A) a suelos blandos (D), las velocidades típicas de las ondas de cizalla en este tipo de suelos son mayores de 800 m/s para los suelos tipo A y menores de 180 m/s para los de tipo D. Los suelos tipo E corresponden a una configuración de suelos con un nivel aluvial de tipo C ó D sobre un material más duro (tipo A).

De esta forma las características de los suelos tipo A, B, C y D del EC-8 son comparables con los de tipo I, II, III y IV de la NCSE-02, si bien no hay una coincidencia total. Las formas espectrales se definen de acuerdo a la ecuación (3.8). El EC-8 propone unos espectros para terremotos de magnitud mayor que 5.5 y otros para terremotos pequeños. Para el análisis del daño esperado, en este capítulo se han utilizado los espectros para terremotos de magnitud mayor que 5.5.

La Tabla 7.8 muestra los parámetros de la ecuación (3.8). La figura 7.24 muestra los espectros elásticos de respuesta para un amortiguamiento del 5%. La figura 7.25 muestra los mismos espectros de respuesta en formato

ADRS.

Tabla 7.8. Parámetros de los espectros de respuesta del escenario considerado.

Tipo de Suelo	$S$	$\xi_0$	$k_1$	$k_2$	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
<i>A</i>	1.0	2.5	1.0	2.0	0.15	0.40	2.00
<i>B</i>	1.20	2.5	1.0	2.0	0.15	0.50	2.00
<i>C</i>	1.15	2.5	1.0	2.0	0.20	0.60	2.00
<i>D</i>	1.35	2.5	1.0	2.0	0.20	0.80	2.00
<i>E</i>	1.40	2.5	1.0	2.0	0.15	0.50	2.00

En la Tabla 7.8,  $S$  es un parámetro del suelo,  $k_1$  y  $k_2$  son los exponentes que definen la forma del espectro para un período de vibración mayor que  $T_C$  y  $T_D$ , respectivamente.  $T_B$  y  $T_C$  son los límites del tramo de aceleración espectral constante y  $T_D$  define el comienzo del tramo de desplazamiento constante del espectro.

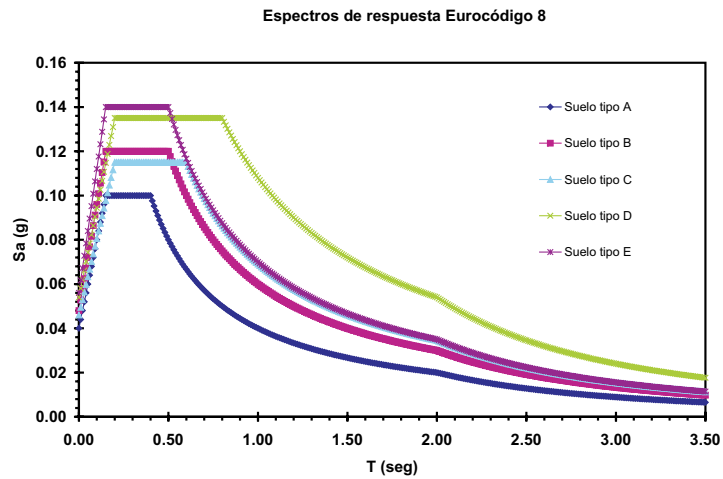


Figura 7.24: Espectros de respuesta para una aceleración de 0.04g, EC-8.

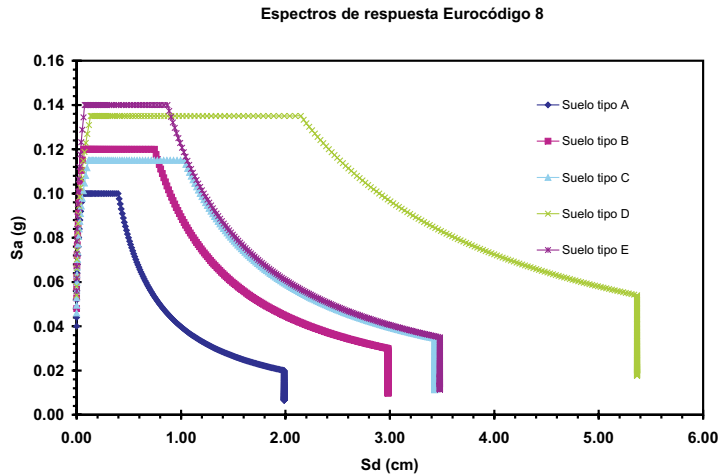


Figura 7.25: Espectros de respuesta, EC-8, para una aceleración de 0.04g.

### 7.8.2. Puntos de desempeño

A partir de los espectros de respuesta y de los espectros de capacidad, existen diversos procedimientos de estimar el desplazamiento espectral solicitado por un terremoto. En este capítulo se ha seguido el procedimiento indicado en el EC-8 (2003). Este procedimiento se halla perfectamente detallado en el Anexo B (Informativo) de dicho código. Se ha comprobado que los resultados obtenidos apenas difieren de los que se obtienen usando el procedimiento sugerido en el ATC-40 (1996).

La Tabla 7.9 muestra los puntos de desempeño obtenidos para el escenario sísmico considerado, para edificios con características resistentes típicas de la ciudad. Se han tenido en cuenta los 5 tipos de suelos previstos en el EC-8.

Tabla 7.9. Puntos de desempeño para el escenario sísmico considerado. Edificios de características típicas de Barcelona.

Edificios	Puntos de desempeño (cm)				
	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
<i>Casti</i>	0.56	0.84	1.03	2.15	0.98
<i>Bcn</i>	0.93	1.39	1.60	2.50	1.62
<i>Angolo</i>	0.61	0.91	1.05	2.15	1.07
<i>TotalX</i>	0.90	1.35	1.55	2.43	1.57

### 7.8.3. Matrices de probabilidad de daño

Entrando en las curvas de fragilidad con el punto de desempeño se han obtenido las matrices de probabilidad de daño. La Tabla 7.10 muestra las matrices de probabilidad de daño para el escenario sísmico considerado para los edificios típicos de Barcelona.

La figura 7.26 muestra los valores de la matriz de probabilidad de daño para los edificios de obra de fábrica evaluados con las propiedades mecánicas definidas en la Tabla 7.1 para un suelo tipo D.

Tabla 7.10. Matrices de probabilidad de daño. Edificios de características típicas de Barcelona.

Suelo A					
Edificios	No Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
<i>Casti</i>	0.74	0.11	0.12	0.03	0.00
<i>Bcn</i>	0.75	0.10	0.13	0.02	0.00
<i>Angolo</i>	0.60	0.13	0.19	0.07	0.01
<i>TotalX</i>	0.66	0.12	0.09	0.09	0.04
Suelo B					
Edificios	No Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
<i>Casti</i>	0.60	0.13	0.19	0.07	0.01
<i>Bcn</i>	0.60	0.14	0.21	0.05	0.00
<i>Angolo</i>	0.43	0.15	0.24	0.16	0.02
<i>TotalX</i>	0.50	0.14	0.10	0.15	0.11
Suelo C					
Edificios	No Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
<i>Casti</i>	0.52	0.14	0.22	0.11	0.01
<i>Bcn</i>	0.54	0.16	0.23	0.07	0.00
<i>Angolo</i>	0.38	0.15	0.25	0.18	0.04
<i>TotalX</i>	0.44	0.14	0.11	0.18	0.13
Suelo D					
Edificios	No Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
<i>Casti</i>	0.24	0.13	0.27	0.28	0.08
<i>Bcn</i>	0.36	0.14	0.34	0.14	0.02
<i>Angolo</i>	0.15	0.10	0.24	0.35	0.16
<i>TotalX</i>	0.27	0.13	0.10	0.22	0.28
Suelo E					
Edificios	No Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
<i>Casti</i>	0.54	0.14	0.21	0.10	0.01
<i>Bcn</i>	0.54	0.14	0.25	0.06	0.01
<i>Angolo</i>	0.37	0.14	0.26	0.19	0.04
<i>TotalX</i>	0.43	0.15	0.11	0.17	0.14



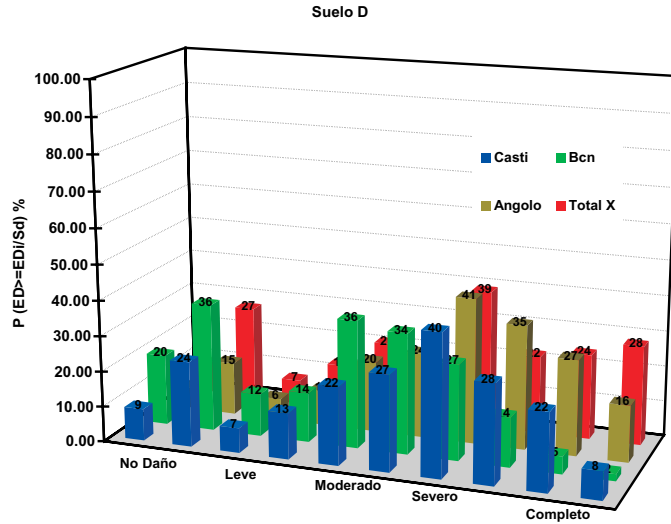


Figura 7.26: Probabilidad de ocurrencia de un estado de daño en los edificios analizados para un suelo tipo D.

## 7.9. Discusión

El grado de daño medio indica el estado o grado de daño que tiene una mayor probabilidad de ocurrencia. Como en el *Capítulo 6*, se usará este parámetro para analizar y discutir los resultados obtenidos. La Tabla 7.11 proporciona los factores de daño medio obtenidos a partir de las matrices de probabilidad de daño para el escenario sísmico considerado y para los edificios típicos de Barcelona.

Tabla 7.11. Factores de daño medio. Caso de edificios típicos de Barcelona.

Edificios	$D_M$				
	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
<i>Casti</i>	0.44	0.76	0.95	1.83	0.90
<i>Bcn</i>	<b>0.42</b>	0.71	0.83	1.32	0.86
<i>Angolo</i>	0.76	1.19	1.35	<b>2.27</b>	1.39
<i>TotalX</i>	0.73	1.23	1.42	2.11	1.44

Se recuerda que el tipo de suelo E es un suelo formado por un sustrato duro, tipo A ó B, sobre el que se halla un terreno blando (tipo D) de considerable espesor. Se observa cómo los valores del factor de daño medio para este tipo de suelo, en la Tabla 7.11, son similares a los valores obtenidos para suelos tipo B o tipo C. Por lo tanto, este análisis y discusión se va a centrar en los suelos tipo A, B, C y D que van de mejor (tipo A) a peor calidad (tipo D).

Para facilidad del lector se recuerda aquí, que los valores del factor de daño medio  $D_M$  están relacionados con los estados de daño de la siguiente manera: 0 - 0.5: sin daño, 0.5 - 1.5: daño leve, 1.5 - 2.5: daño moderado, 2.5 - 3.5: daño severo, 3.5 - 4.0: daño completo.

Para el escenario sísmico considerado, el menor daño esperado se obtiene para el edificio Bcn situado en un suelo tipo A. El mayor daño esperado corresponde al edificio Angolo situado en un suelo tipo D. Este comportamiento se mantiene para todos los tipos de suelo. Este buen y mal comportamiento sísmico se debe a la mayor regularidad del edificio Bcn y a la mayor irregularidad del edificio Angolo. También contribuyen a la mayor fragilidad del edificio Angolo la disposición de muros y paredes que configuran su sistema resistente.

Para los 4 edificios el daño aumenta al disminuir la calidad del suelo. El aumento del daño esperado es espectacular para el edificio Angolo, que pasa de un estado de daño leve (0.76) cuando se halla en suelo duro (tipo A) a un estado de daño moderado (2.27) cuando se halla en suelos blandos (tipo D). Los edificios bajos y rígidos sometidos a acciones de terremotos relativamente menores (magnitudes inferiores a 5.5) y cercanos, sufren un mayor daño cuando se hallan en suelos duros; la amplificación de períodos largos para los suelos blandos no los afecta y el filtrado de las altas frecuencias, características de los suelos blandos, minora su respuesta a sus frecuencias características.

De los tres edificios aislados, Angolo es el que muestra el peor comportamiento sísmico y Bcn el mejor. Ello confirma los beneficios de la regularidad geométrica y de distribución de muros de los edificios que queda patente también en todos los códigos sismorresistentes. La irregularidad geométrica, además, dificulta la disposición adecuada de los elementos estructurales resistentes, lo que debilita aún más el edificio.

Parece que el edificio Total X hereda la falta de resistencia sísmica de los dos edificios laterales (de esquina). La irregularidad geométrica global del conjunto no contribuye a mejorar su comportamiento sísmico que, en los suelos A, B y C, es peor pero comparable al del edificio Angolo, y para suelos tipo D es también comparable, pero mejor que el del edificio Angolo. Con todo, hay que tener muy en cuenta que, la consideración de edificios aislados a edificios que forman parte de agregados, en general, puede subestimar el daño esperado.

La figura 7.27 muestra los factores de daño medio para los tres edificios aislados (Casti, Bcn y Angolo) analizados y para el agregado Total X cuando se hallan en suelos tipo A y tipo D.

En un suelo tipo D, los grados de daño esperados para los edificios Casti, Bcn y Angolo, en la Tabla 7.11, son respectivamente 1.83, 1.32 y 2.27, de forma que la introducción de una mayor regularidad en planta, puede llegar a disminuir el daño esperado en casi un grado.

Finalmente, el daño esperado es alto teniendo en cuenta el escenario sísmico considerado ( $PGA=0.04g$ ) que de acuerdo a las normas NCSE-94 y NCSE-02, corresponde a una intensidad básica  $EMS=VI$ . Para el edificio Angolo situado en suelo blando (tipo D), el factor de daño medio es 2.27 (ver Tabla 7.11). Para este factor de daño medio, la Tabla 7.10 da una probabilidad del estado de daño severo del 35 % y una probabilidad del 16 % de “colapso”.

Si se considera que la amplificación del suelo blando incrementa en un grado la intensidad macrosísmica básica, se concluye que, para una intensidad VII,

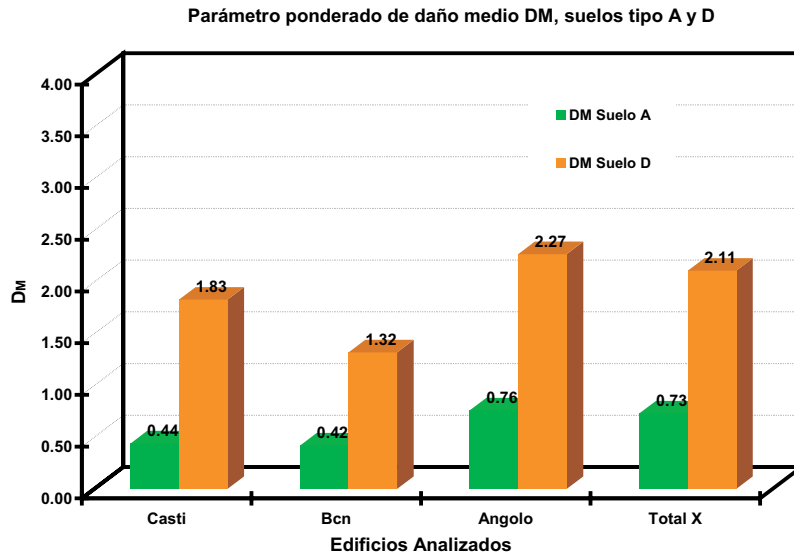


Figura 7.27: Daño medio esperado para los edificios analizados cuando se encuentran situados en un suelo tipo A y tipo D.

muchos edificios tipo Angolo sufren daños severos y muchos sufren colapso, por lo que se debería incluir este tipo de edificios dentro de la clase más vulnerable (clase de vulnerabilidad A) de las cinco clases de vulnerabilidad previstas en la escala EMS-98. Por otra parte, el edificio Bcn situado en suelo tipo A, sufre un grado de daño medio de 0.42 y las probabilidades de los estados de daño en la Tabla 7.10 son del 10 % para el estado de daño leve y del 13 % para el estado de daño moderado. Es decir, para una intensidad VI, varios edificios sufren daños moderados. Teniendo en cuenta que las probabilidades del 10 % y del 13 % se hallan en la frontera entre las cantidades consideradas como pocos y muchos en la escala EMS-98 y la descripción del grado de daño VI, se concluye que los edificios tipo Bcn se encuentran dentro de la clase de vulnerabilidad B.

Finalmente, se concluye que los edificios de obra de fábrica de ladrillo muestran una alta vulnerabilidad que puede clasificarse entre la clase A y la clase B de las clases de vulnerabilidad tipificadas en la escala EMS-98 (Grünthal,

1998).

Con todo, las formas espectrales aquí consideradas son las que el EC-8 (2003) define para terremotos de magnitud mayor que 5.5. Los espectros para sismos menores tienen una banda frecuencial más estrecha. Probablemente, el uso de estos espectros de banda estrecha, unido a la altura de los edificios analizados producirían menos daños.

Se han considerado unas propiedades mecánicas para la mampostería típicas de Barcelona, por lo tanto, se puede considerar que las matrices de probabilidad de daño y los factores de daño medio obtenidos son razonables de esperar para el escenario considerado.

## 7.10. Resumen

Los edificios de obra de fábrica representan más de un 50 % de los edificios residenciales actuales de Barcelona, estos edificios se componen estructuralmente de muros de carga de fábrica de ladrillo y forjados de bovedilla con viguetas de madera o hierro. En general, estos edificios no son aislados, es decir, forman parte de agregados para construir manzanas.

Se ha evaluado el comportamiento sísmico de esta tipología, de forma similar a la evaluación realizada en el capítulo anterior para los edificios de hormigón armado con forjados reticulares. Se analizaron 4 modelos de los cuales, 3 son edificios independientes el uno del otro y el cuarto, está formado por una hilera de edificios paralelos a la calle. Para poder evaluar el comportamiento de estos edificios se realizaron una serie de ensayos numéricos y con la ayuda de la opinión de expertos se definieron los parámetros mecánicos.

Para cada modelo se obtuvieron las curvas de capacidad y fragilidad y para la evaluación del daño se utilizaron los espectros de respuesta del EC-8 (2003) para la aceleración de Barcelona de  $0.04 g$ . A partir de aquí se construyeron las matrices de probabilidad de daño para cada modelo estructural.

En las figuras 7.13, 7.14 y 7.15 se muestran los espectros de capacidad de cada modelo y en las figuras 7.16, 7.17, 7.18 y 7.19 sus respectivas curvas de fragilidad. Para cada edificio y para cada tipo de suelo se obtuvieron los puntos de desempeño (Tabla 7.9), los cuales son necesarios para la construcción de las matrices de probabilidad de daño. La Tabla 7.10 muestra las MPD para el escenario sísmico considerado. Al igual que en el *Capítulo 6*, se utilizó el parámetro indicador del grado de daño medio para analizar los resultados. En la Tabla 7.11 se muestra dicho parámetro para el escenario considerado y para los edificios típicos de Barcelona.

La clasificación de los suelos va de un suelo duro (tipo A) a un suelo blando (tipo D). El suelo E, es un suelo formado por un sustrato duro sobre el que se halla un terreno blando de espesor considerable. Entonces las conclusiones se enfocan a los suelos A, B, C y D.

De la Tabla 7.11 se observa que el daño mínimo esperado ocurre para un suelo tipo A, mientras que el mayor daño se concentra en el suelo tipo D y, además, el edificio Bcn es el que presenta el menor daño (0.42) y el edificio Angolo el que mayor daño (2.27). Esto puede ser debido a la regularidad y/o irregularidad que presentan los edificios aquí analizados. El edificio Bcn presenta una buena distribución (regularidad) del sistema constructivo, mientras que la disposición de los muros que configuran el sistema resistente del edificio Angolo es irregular, por esto su mal comportamiento.

Con este parámetro de daño medio se observa que los edificios analizados en suelos tipo A, B y C presentan un nivel o grado de daño leve, mientras que en un suelo D el grado de daño es moderado. De la Tabla 7.10, se observa que de los 3 edificios aislados, Angolo es el que peor comportamiento sísmico presenta respecto a los otros dos edificios (Casti y Bcn), llegando a tener un porcentaje considerable de daño severo y completo.

En el conjunto de edificios agregados (Total X) el comportamiento sísmico parece estar influenciado por el edificio Angolo, debido a la falta de resistencia

sísmica de los edificios de esquina, donde para un suelo D existe un 28 % de probabilidad de ocurrencia de sufrir daños muy fuertes.

La figura 7.27 muestra para un suelo blando (A) y un suelo duro (D) el grado de daño medio esperado para los 4 modelos analizados, donde se observa que para un suelo A el grado de daño medio se encuentra entre “No daño” y “leve”, mientras que para un suelo tipo D el grado de daño medio es moderado.

Con todo esto, se puede decir que para la acción sísmica considerada ( $0.04 g$ ) el porcentaje de daño esperado para esta tipología es alto, pudiendo situarse dentro de la escala EMS-98 en una clase de vulnerabilidad A, los edificios tipo Angolo y en clase B, los edificios Bcn.

