



## Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca: Lineamientos generales y avances del proyecto



*Jiménez Pacheco Juan, Cabrera Cajamarca Johnny, Sánchez Beltrán Jorge, Avilés Tenorio Fabricio*

Red Sísmica del Austro, Universidad de Cuenca, Av. 12 de Abril y Agustín Cueva, Casilla 01.01.168, Cuenca, Ecuador.

Autor de correspondencia: [juan.jimenez@ucuenca.edu.ec](mailto:juan.jimenez@ucuenca.edu.ec)

Fecha de recepción: 17 de agosto 2017 - Fecha de aceptación: 18 de junio 2018

### RESUMEN

Cuenca es una ciudad con alta amenaza sísmica, vulnerable ante sismos, en particular su Centro Histórico, como pudo constatar en un estudio de vulnerabilidad sísmica llevado a cabo, como parte del proyecto P-BID 400 *Amenaza sísmica en el Austro, vulnerabilidad y riesgo sísmico en la Ciudad de Cuenca*, por la Red Sísmica del Austro (1999-2002). El trabajo que se propone aquí se centra en un proyecto de actualización del estudio de vulnerabilidad presentado al GAD-Cuenca en el marco de un acuerdo de cooperación. Este proyecto se ha acotado, en una primera fase, al Centro Histórico de la ciudad, suponiendo su planteamiento un avance con respecto al proyecto realizado en el marco del proyecto P-BID 400; esta mejora tiene que ver fundamentalmente con el modelo de capacidad de las edificaciones. En el presente artículo se explica este avance en la aproximación al problema de la vulnerabilidad sísmica a escala territorial, en el contexto del método de evaluación sísmica empleado: el Método de Nivel Dos del proyecto europeo RISK-UE, y más específicamente, el Método del Espectro de Capacidad. Además, se exponen los lineamientos generales del proyecto y los avances alcanzados en relación con la caracterización tipológica del patrimonio edificado, modelización e implementación computacional del Método del espectro de Capacidad.

**Palabras clave:** Vulnerabilidad sísmica a escala territorial, Centro Histórico de Cuenca, Método del Espectro de Capacidad.

### ABSTRACT

Cuenca is a city situated in a high-risk seismic zone, vulnerable to earthquakes, in particular the Historical Center is quite vulnerable as defined in a previous seismic vulnerability study carried out by the Seismic Network of the Austro (1999-2002), within the frame of the P-BID 400 project *Seismic hazard in Southern Ecuador, vulnerability and seismic risk in the city of Cuenca*. The work presented in this paper is an update of the vulnerability study developed and delivered to GAD-Cuenca within the framework of a cooperation agreement. In a first phase the project was limited to the assessment of the seismic vulnerability of the Historical Center of the city applying the capacity building model, providing a fundamental improvement with respect to a previous study carried out within the framework of the P-BID 400 project. The article explains the progress in the methodological approach by enabling to address the seismic vulnerability at territorial scale by employing the Level Two Method of the European RISK-EU project, more specifically the Capacity Spectrum Method. Furthermore, the article presents the general guidelines of the project and the progress made in relation to the typological characterization of the built heritage, modeling and computational implementation of the Capacity Spectrum Method.

**Keywords:** Seismic vulnerability at territorial scale, historic center of Cuenca, Capacity Spectrum Method.



## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Sismicidad histórica y amenaza sísmica

Si bien la ciudad de Cuenca no ha sufrido sismos destructores en los últimos cien años, la sismicidad histórica recogida en el catálogo elaborado por la Red Sísmica del Austro, RSA, da cuenta de la ocurrencia de sismos importantes en 1758, en febrero de 1856, el 29 de junio de 1887 y el 23 febrero de 1913. Consideración especial amerita el evento de 1887.

El hermano redentorista Johannes B. Stiehle llega a Cuenca en 1874, enviado con el fin de atender la solicitud de su congregación (llegada a Cuenca en 1870) de alguien con conocimientos de arquitectura para dirigir la edificación de conventos y templos (Cobos, 1998). Stiehle, además arquitecto, diseñador y constructor, marcó un cambio importante en la imagen todavía colonial de Cuenca, ciudad en la que permaneció hasta su muerte, en 1899. Se le reconoce especialmente por haber diseñado y dedicado sus últimos diez años de vida a la construcción de la Catedral Nueva de Cuenca. Precisamente, a menos de un año de iniciada su construcción, el 29 de junio de 1887, se sintieron en Cuenca cuatro sismos: a las seis, siete, nueve y diez de la mañana; el de las siete, el más intenso y de mayor duración (Rivera, 2008). Stiehle, en una larga carta que le escribe a su hermano, traducida y consignada en Rivera (2008), relata así su experiencia del sismo:

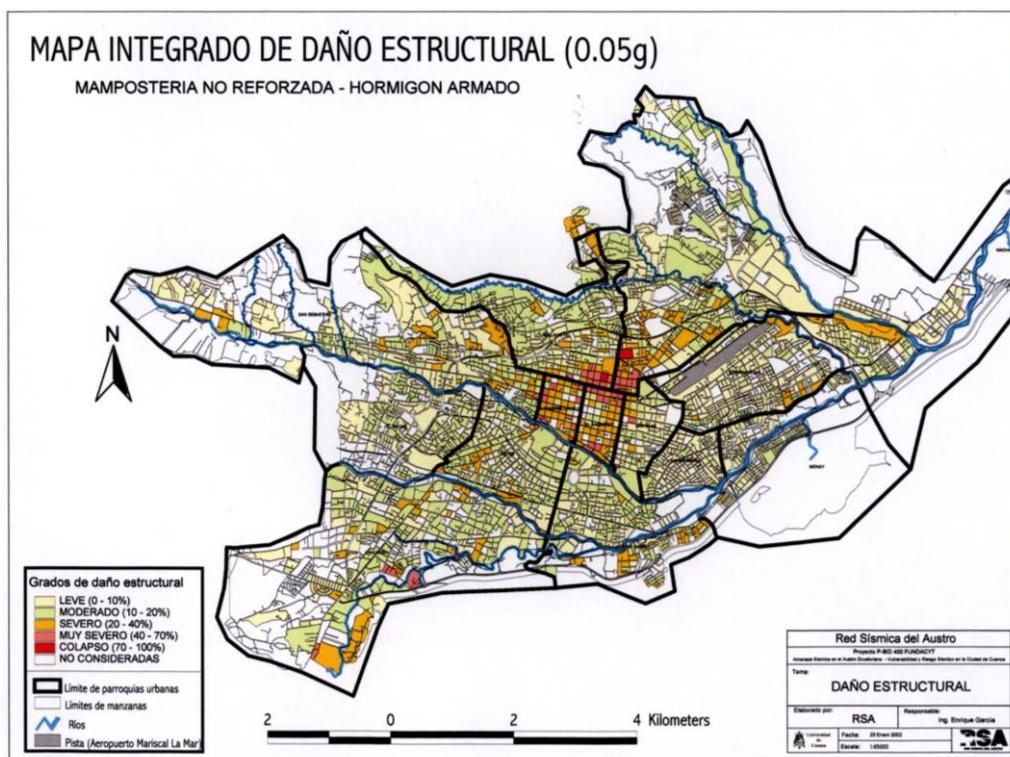
*En ese momento yo me encontraba dentro del monasterio. Me apresuré cuanto pude a salir al jardín, desde el cual podía ver nuestras dos iglesias, la vieja y la nueva. Era horrible ver con qué fuerza y rapidez se movían las torres, las iglesias, las casas y los árboles. Por encima de ello, el ruido de la propia tierra, similar al estampido de fuertes truenos, el estruendo de los muros al caer, los tejados de las casas desplomándose, los gemidos y los gritos dolorosos de la gente.*

Hubo dos muertos a consecuencia de los sismos del 29 de junio de 1887; las réplicas se extendieron hasta mediados de octubre (Rivera, 2008). En relación con el sismo de las siete de la mañana, a partir de la descripción de cómo lo sintió la gente y del testimonio de los daños, estimamos su intensidad en VII-escala MM, y entre VII-VIII-escala EMS-98 (Grünthal, 1998). Por otra parte, al considerar que no aparece en el Catálogo de la USGS (*U.S. Geological Survey*) ni en el catálogo nacional de sismos de intensidad mayor o igual a VIII del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (actualizado al 2007) (Rivadeneira *et al.*, 1998), inferimos que el sismo no fue de subducción, sino superficial, con hipocentro en una falla geológica no muy lejos de Cuenca, probablemente la falla de Girón. A propósito de lo señalado, relata Stiehle en su carta (Rivera, 2008):

*Todas las casas y las iglesias están de tal manera cuarteadas que da pena verlas. En la ciudad cayeron dos torres y varios tejados, pero en las aldeas y en los pueblos se derrumbaron varias iglesias y casas. [...] Pasé ocho días enteros inspeccionando solamente las casas de Cuenca, y pude ver mejor que nadie los daños que había sufrido la ciudad. Encontré algunas casas en las que era muy peligroso entrar, ni siquiera para dormir en ellas una sola noche. Incluso uno de los muros principales de nuestro monasterio se ha agrietado en quince partes desde el cimiento hasta el techo.*

La Red Sísmica del Austro (RSA) llevó a cabo, entre 1998 y 2001, el proyecto P-BID 400: *Amenaza sísmica en el Austro, vulnerabilidad y riesgo sísmico en la Ciudad de Cuenca* (Red Sísmica del Austro, 2002; Jiménez, 2002) En este proyecto, se determinó que la fuente sismogénica crítica para la ciudad de Cuenca es la falla geológica de Girón, con un potencial sísmico estimado de 7.1 en magnitud de momento (Jiménez & Peñaherrera, 2001). Por otra parte, se obtuvieron mapas de amenaza sísmica para la región austral del país, arrojando para Cuenca una aceleración máxima en roca de 0.25 g correspondiente a un período de retorno de 475 años, nivel normativo (sismo de diseño), que ha sido corroborado por las sucesivas ediciones del Código Ecuatoriano de la Construcción, y que ubica a Cuenca como una ciudad de alta amenaza sísmica.

En lo tocante a vulnerabilidad sísmica, el objetivo final del proyecto P-BID 400 fue el establecimiento de mapas de daño sísmico del patrimonio edificado de la ciudad para cinco niveles de acción sísmica, medidos en términos de aceleración máxima en roca: 0.05 g, 0.10 g, 0.20 g, 0.25 g y 0.30 g. Se adoptó como estrategia de evaluación de daño la simulación de comportamiento sísmico bajo una filosofía de demanda versus capacidad. El estudio consideró edificaciones de mampostería no reforzada y edificios de hormigón armado, modelizados como sistema de eje de corte, en el primer caso, y modelo no lineal de un grado de libertad en el segundo (Red Sísmica del Austro, 2002; Jiménez, 2002). La Figura 1, que muestra el mapa de daño manzanero correspondiente a 0.05 g (sismo leve), evidencia la mayor vulnerabilidad sísmica del Centro Histórico de Cuenca, en donde se concentran las edificaciones de mampostería no reforzada más antiguas de la ciudad.



**Figura 1.** Mapa de daño sísmico a nivel manzanero para sismo leve,  $PGA= 0.05g$  (Tomado de Red Sísmica del Austro, 2002)

### 1.2. Proyecto de vulnerabilidad sísmica del Centro Histórico de Cuenca: Antecedentes y lineamientos

A raíz del terremoto de Pedernales, ocurrido el 16 de abril de 2016, la RSA mantuvo reuniones con el GAD-Cuenca, en donde se expuso la situación de amenaza sísmica de la ciudad de Cuenca y de vulnerabilidad de su patrimonio edificado, sobre todo de su Centro Histórico. Ante tal panorama, la RSA planteó la necesidad de un Plan de Gestión de Riesgo Sísmico para la ciudad, cuya fase inicial debía contemplar la actualización de los estudios realizados en el proyecto P-BID 400 (Red Sísmica del Austro, 2002; Jiménez, 2002). Debido a cuestiones de planificación presupuestaria del GAD-Cuenca, se convino arrancar con un proyecto parcial, acotado al Centro Histórico de la ciudad de Cuenca, en consideración a su situación de mayor vulnerabilidad: *Microzonificación sísmica de la Ciudad de Cuenca y vulnerabilidad sísmica de su Centro Histórico*. El trabajo que se propone aquí se centra en el proyecto presentado al GAD-Cuenca correspondiente a la componente de vulnerabilidad sísmica del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca (CHC) y, concretamente, de su patrimonio edificado como entidad física expuesta. Dicho estudio tiene como objetivo último el establecimiento de mapas de daño sísmico del patrimonio edificado del CHC para tres niveles de acción sísmica: leve, moderada y severa.

Los estudios de vulnerabilidad sísmica a escala territorial se categorizan, en función de la forma de estimación del daño esperado, en dos tipos generales: 1) de primer nivel o de vulnerabilidad empírica, y 2) de segundo nivel o de vulnerabilidad calculada. Los estudios del primer tipo se basan en funciones/matrices de correlación con daños observados post-sismo. Los del segundo tipo se basan en la simulación del comportamiento sísmico sobre modelos analíticos de las edificaciones. Dada la carencia en el país de trabajos de observación y registro de daño post-sismo, el estudio de vulnerabilidad propuesto cae dentro de los del segundo tipo, esto es, de vulnerabilidad calculada. En este contexto general, el estudio planteado se enmarca en la filosofía de evaluación sísmica basada en desempeño y desarrolla una versión adaptada y actualizada del Método de Segundo Nivel que se propone en el proyecto europeo RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003), al cual nos referiremos en lo sucesivo con el acrónimo M2RISK-UE.

El M2RISK-UE, aplicable tanto a escala individual (de edificio) como a escala territorial (patrimonio edificado), evalúa, en primera instancia, el desplazamiento máximo demandado sobre una edificación por la acción sísmica considerada, y luego, a partir de este valor, el grado de daño esperado. El desplazamiento máximo demandado se determina aplicando el conocido Método del Espectro de Capacidad (ATC 40, 1996; FEMA 440, 2005), en adelante MEC, en tanto que el grado de daño esperado, utilizando modelos de fragilidad apropiados.

El MEC, cuyo uso se extendió a partir de 1996 con la aparición de la guía ATC 40 (1996), en su parte medular consiste en un proceso de reducción de las ordenadas del espectro de demanda hasta intersectar el espectro de capacidad en el conocido punto de desempeño (desplazamiento máximo demandado). Este proceso de reducción espectral captura las características básicas del comportamiento histerético global de la edificación, y desde el punto de vista algorítmico consiste en un procedimiento iterativo de tanteo del punto de desempeño. Considerando que el MEC es un método de evaluación sísmica en constante revisión, aunque existen programas de evaluación de pérdidas que lo han implementado (Erdik *et al.*, 2010; Molina, Lang, & Lindholm, 2010), en el presente proyecto se ha optado por el desarrollo de un programa propio, a fin de tener la libertad de incorporar las mejoras dadas, y las que se darían en el futuro, sobre el MEC. En este sentido, es relevante anotar que la mayoría de los proyectos europeos recientes que abordaron la estimación de pérdidas sísmicas y consideraron métodos analíticos de evaluación de vulnerabilidad, privilegiaron los MEC en sus versiones original: ATC 40 (1996) y mejorada: FEMA 440 (2005) a otros métodos (Erdik *et al.*, 2010; Molina *et al.*, 2010; LESSLOSS, 2005; D' Ayala *et al.*, 2014).

En el presente artículo, los temas se han organizado del siguiente modo: en primer lugar, se describirá brevemente en qué consiste el M2RISK-UE y su adaptación al caso del CHC, se explicará la diferencia metodológica fundamental entre el M2RISK-UE adaptado y el estudio de vulnerabilidad desarrollado en el proyecto P-BID 400 (Jiménez, 2002) y las implicaciones que conllevaría en términos de calidad predictiva del daño esperado; en segundo lugar, se describirá el parque edificado del CHC y se expondrán los lineamientos básicos de su caracterización tipológica; en tercer lugar, se delinearé la estrategia de modelización, con base en un modelo-referencia de pórtico equivalente, y se presentará un primer avance en relación con dos edificaciones-prototipo; finalmente, se reseñará la evolución del MEC y se comentará brevemente su implementación computacional para este proyecto.

Habida cuenta de que los estudios de vulnerabilidad sísmica a escala territorial en el país son escasos y están desactualizados, y, por otra parte, de lo complejo de un objeto de estudio como el parque edificado del CHC, consideramos pertinente dejar constancia de los marcos teóricos de referencia, de los lineamientos y estrategias adoptados, de los problemas identificados y, por último, de los avances y de los hitos metodológicos alcanzados.

## **2. ADAPTACIÓN DEL MÉTODO DE NIVEL DOS DEL PROYECTO RISK-UE**

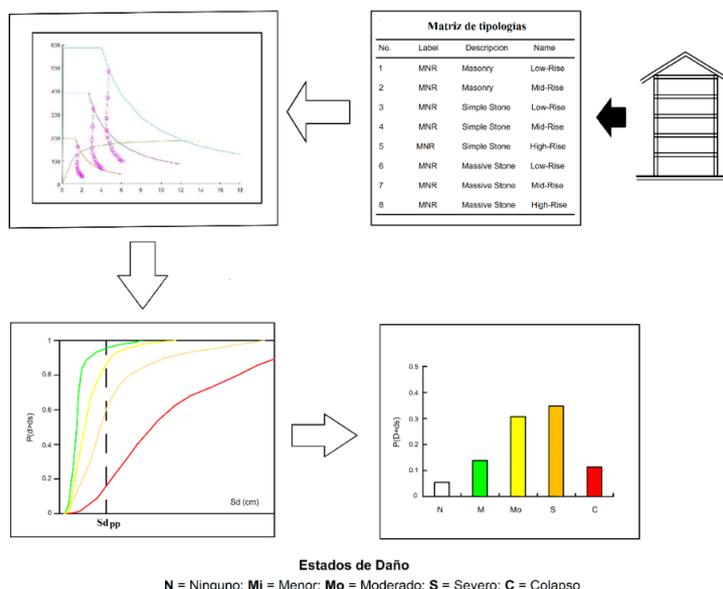
### **2.1. El proyecto RISK-UE y su componente de vulnerabilidad sísmica**

Entre 2001 y 2004, con el aval de la Comisión Europea, diez centros e institutos científicos europeos se asociaron para llevar adelante el proyecto RISK-UE: *An advanced approach to earthquake risk scenarios, with applications to different European towns*. El objetivo científico principal de este

proyecto fue el desarrollar de una metodología general para construir escenarios de riesgo sísmico, que considere las características distintivas de las ciudades europeas. Siete paquetes de trabajo se establecieron alrededor de este objetivo principal y la metodología resultante, una vez validada, se aplicó sobre siete ciudades: Barcelona, Macedonia, Bucarest, Catania, Niza, Sofía y Tesalónica, dando lugar a siete paquetes adicionales (Mouroux & Le Brun, 2006). El paquete cuarto del proyecto RISK-UE, referente a la vulnerabilidad sísmica de patrimonios edificados (Milutinovic & Trendafiloski, 2003), constituye el marco teórico general del proyecto que se propone para el CHC.

En el paquete cuarto del proyecto RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003), se proponen dos aproximaciones para la estimación del daño esperado en las edificaciones, a las que se conoce como Método de Nivel Uno y Método de Nivel Dos. El Método de Nivel Uno es pertinente en ambientes urbanos que cuentan con estudios de daño post-sismo y estimaciones adecuadas de intensidad sísmica, en tanto que el Método de Nivel Dos, en ambientes urbanos que cuentan con estudios de su sismicidad, expresados en términos de cantidades espectrales de sitio (p.ej. aceleraciones espectrales). El Método de Nivel Dos, al que ya hemos denominado M2RISK-UE, es mucho más laborioso, ya que supone la modelización y la simulación numérica del comportamiento sísmico de las edificaciones. Bajo este método, la evaluación de daño se establece en términos de la probabilidad condicional de que una edificación particular, o un grupo de edificaciones (vulnerabilidad a escala territorial), alcance un cierto grado de daño (Milutinovic & Trendafiloski, 2003). A tal fin, plantea un procedimiento general, sintetizado en los siguientes pasos e ilustrado en la Figura 2:

1. Definición tipológica de la edificación.
2. Establecimiento del modelo de capacidad de la edificación (curva de capacidad o *pushover*) y de escenarios sísmicos (v.g. espectros elásticos de respuesta).
3. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad y del espectro elástico zonificado en espectro de demanda.
4. Evaluación del desplazamiento máximo demandado (punto de desempeño) sobre la edificación
5. Selección del modelo/curva de fragilidad de la edificación.
6. Evaluación de la probabilidad condicional de que la edificación exhiba determinados grados de daño y del grado de daño más probable.



**Figura 2.** Esquema de los pasos del Método de Nivel Dos del proyecto RISK-UE.

Cabe precisar que en el proceso reseñado *edificación* debe entenderse como edificación representativa de una cierta sub-tipología; en los estudios de vulnerabilidad a escala territorial es común la denominación edificación-prototipo.

## 2.2. Adaptación del M2RISK-UE al Centro Histórico de Cuenca

El M2RISK-UE se construyó (2001-2004) teniendo como marco de referencia dos guías/lineamientos estadounidenses: el ATC 40 (1996) y HAZUS (Kircher, Whitman, & Holmes, 2006). El ATC 40 presenta una guía de evaluación sísmica de edificaciones: el MEC, basado en análisis estático no lineal *pushover*, y cuyo objetivo es la estimación del desplazamiento máximo demandado sobre la edificación estudiada. HAZUS (Kircher *et al.*, 2006) establece, para diferentes tipologías de edificación, modelos de fragilidad. Un modelo de fragilidad se compone de un conjunto de funciones/curvas de fragilidad (que reportan, a partir del desplazamiento máximo demandado, la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado grado de daño), mediante las cuales se estima el grado de daño más probable sobre la edificación. El M2RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) aúna estas dos guías en su procedimiento general, adaptándolas a las particularidades de los patrimonios edificados de sus ciudades. Así, los pasos del 1 al 4 (arriba) están inspirados en el ATC 40 (1996), mientras los pasos 5 y 6, en HAZUS (Kircher *et al.*, 2006).

El MEC propuesto en el ATC 40 (1996) se orientó fuertemente hacia edificios de hormigón armado y de acero; hoy en día, ha experimentado mejoras en dos sentidos: 1) refinamiento en su proceso de linealización equivalente, y 2) extensión de su aplicabilidad a edificaciones de Mampostería No Reforzada (MNR). En cuanto a la primera mejora, se recoge en la guía FEMA 440 (2005), también conocida como ATC 55. Aunque esta versión actualizada del MEC es más abarcadora y precisa en cuanto a la consideración de las tipologías de edificio bajo estudio, sus parámetros no fueron suficientemente probados y validados para edificaciones MNR. Este problema se corrige en buena medida con los trabajos de investigadores de la Universidad de Génova, iniciados en el marco del proyecto europeo PERPETUATE (Lagomarsino & Cattari, 2015a & 2015b; Cattari & Lagomarsino, 2013).

La aplicación del M2RISK-UE al caso del CHC supone, evidentemente, la consideración de tipologías de MNR con características geométricas y mecánicas distintas de las europeas. Por otra parte, la aplicación del M2RISK-UE al caso del CHC considera las dos mejoras señaladas arriba sobre el MEC clásico (ATC 40). En la sección 5 se describen con mayor detalle tales mejoras y su implementación computacional.

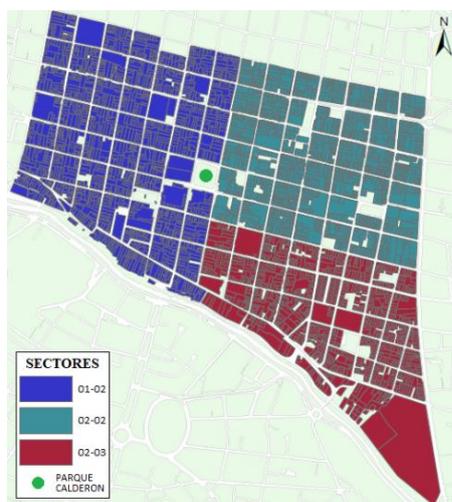
Por otra parte, la aplicación del M2RISK-UE al caso del CHC supone una mejora significativa en relación con el método de evaluación del daño utilizado en el proyecto P-BID 400 (Red Sísmica del Austro, 2002; Jiménez, 2002), fundamentalmente en el establecimiento del modelo de capacidad de la edificación. Si bien en Jiménez (2002) la evaluación del daño se basó en una relación de demanda versus capacidad, la capacidad de las edificaciones de MNR se estimó en función de un modelo muy sencillo y conocido: el modelo de Abrams (1992). La capacidad de las edificaciones en el M2RISK-UE (que incluye el MEC) implica la realización de análisis *pushover* sobre modelos 2D ó 3D, según el grado de idealización. El análisis *pushover* en 3D, incorporando el efecto del piso flexible (que es el caso del presente proyecto), constituye una aproximación mucho más cercana al comportamiento no lineal de las edificaciones de MNR ante sismos. Para ello, la modelización requiere un esfuerzo importante, en primera instancia, en el estudio de los posibles (o los más probables) modos de falla en las edificaciones de MNR, y luego, en su “captura” en el modelo. La curva *pushover* (o de capacidad), producto del análisis *pushover*, representa la capacidad de la edificación en términos de una curva fuerza-desplazamiento global (cortante en la base versus desplazamiento en punto de control en techo). Consideramos que este modelo de capacidad, mucho más elaborado que el de Abrams (1992), conduciría, en el marco de la aplicación del MEC, a estimaciones de daño más fiables que las obtenidas en el proyecto P-BID 400.

### 3. CARACTERIZACIÓN PRELIMINAR DEL PATRIMONIO EDIFICADO DEL CENTRO HISTÓRICO DE CUENCA

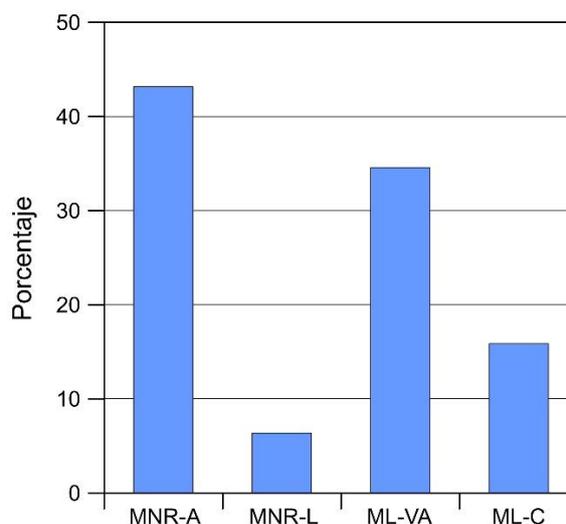
#### 3.1. Descripción panorámica del patrimonio edificado

El primer gran apartado de los estudios de vulnerabilidad sísmica a escala territorial es la caracterización del patrimonio edificado, que se lleva a cabo en dos instancias: 1) establecimiento de tipologías generales, y 2) definición de una familia de sub-tipologías. La fuente de información principal en este proceso es la Base de Datos de Catastros de la Ciudad de Cuenca correspondiente al CHC: sectores catastrales 01-02, 02-02 y 02-03 (parroquias El Sagrario, Gil Ramírez Dávalos y parte de San Blas), proporcionada por el GAD-Cuenca. En la Figura 3, se presenta el área de estudio señalada. A partir de Jiménez (2002), se establecieron cuatro tipologías generales de edificación: 1) Mampostería No Reforzada de Adobe (MNR-A), 2) Mampostería No Reforzada de Ladrillo (MNR-L) 3) Mampostería de Ladrillo con Vigas de Atado perimetral (ML-VA), y 4) Mampostería de Ladrillo Confinada (ML-C). En esta última tipología, el confinamiento consiste en un marco (cadenas horizontales y verticales) de hormigón armado.

El nivel de detalle (registro) de la Base de Datos de Catastros es el de propiedad horizontal en determinada planta de edificación. Para una cierta planta, incluye: área, material de paredes, material de sistema de piso, material de vigas y/o columnas, en caso de que existan. A efectos de una caracterización preliminar, se han considerado aquellos predios con un solo bloque edificado/edificación (alrededor del 80%, en el CHC); se ha asumido que las longitudes de frente y de fondo del predio corresponden a los de edificación, esto es, edificaciones sin retiros. Además, se ha dejado la base de datos a nivel de edificación, creando el campo *número de plantas* y el de *área de planta* (asignándole a *área de planta* el valor del área de planta baja). Sobre esta base, se empezó por determinar la participación porcentual de las cuatro tipologías generales consideradas en el CHC (Fig. 4).



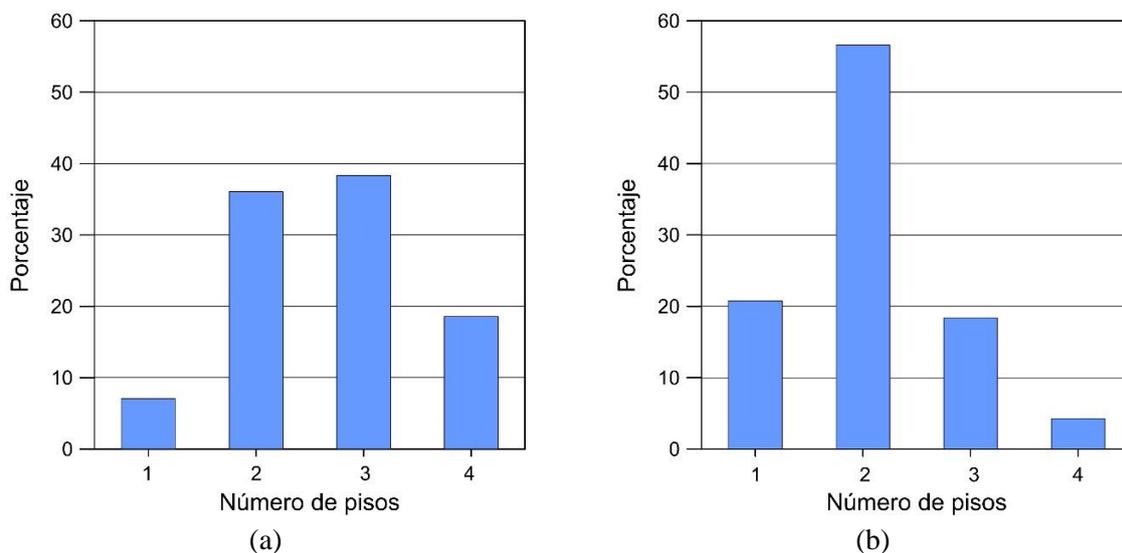
**Figura 3.** Sectores de estudio del proyecto de vulnerabilidad sísmica.



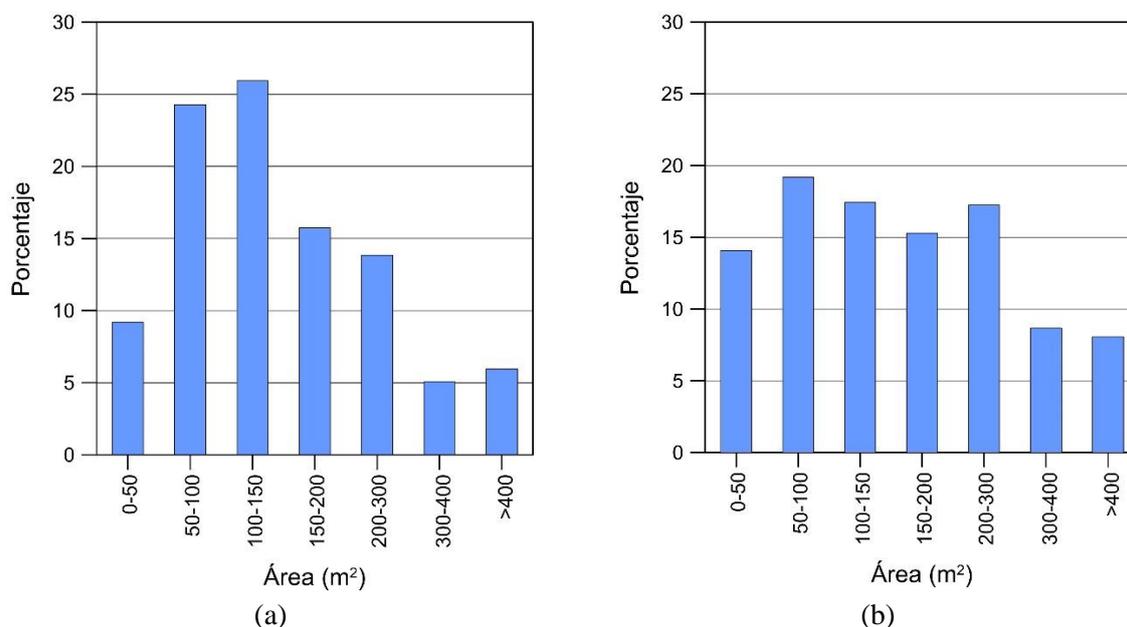
**Figura 4.** Tabla porcentual de tipologías de edificaciones de MNR en el CHC.

En segundo lugar, con miras a la definición de sub-tipologías, se elaboraron tablas porcentuales del número de pisos, área de planta y relación de aspecto: Figuras 5, 6 y 7, respectivamente. Para estas tablas, se juzgó apropiado una distinción dicotómica entre edificaciones de adobe y de ladrillo. La relación de aspecto se calculó como la fracción *longitud de frente/longitud de fondo*. Por otro lado, a partir de la revisión de las referencias (González, Zúñiga, Ullauri, & Cornejo, 1980; Consulplan, 1982;

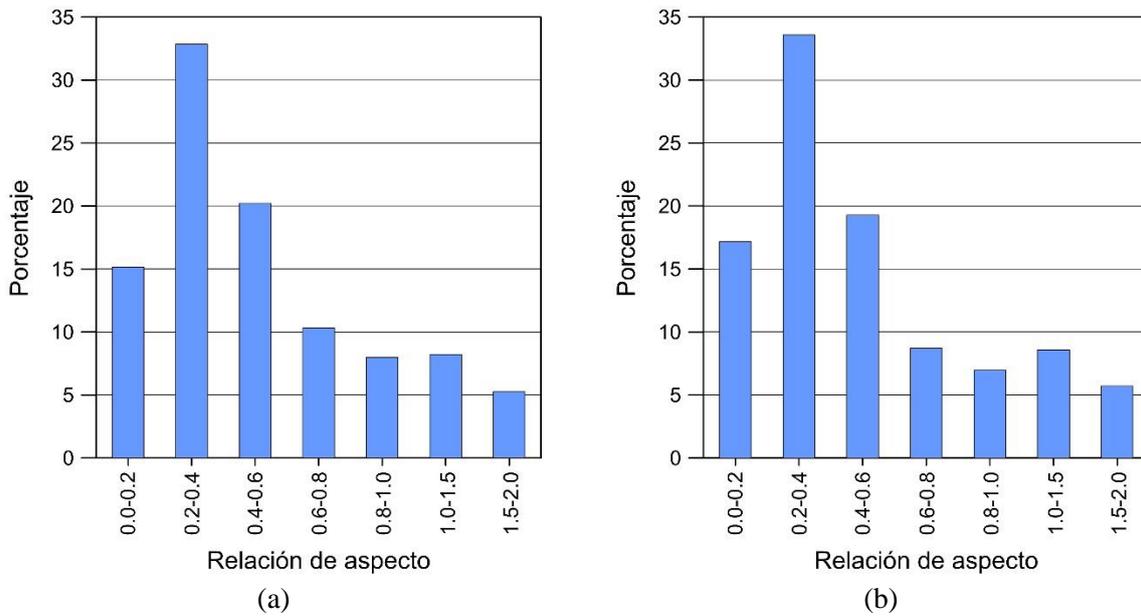
Gómez, Medina, Andrade, & Medina, 1986; León, Luna, & Sigiencia, 1997; Chérres & Peñafiel, 2000; Espinoza & Calle, 2002; Moyano & Rivera, 2002; Caldas & Sigcha, 2007; Abad & Tommerbakk, 2009) y el establecimiento de ciertos hitos temporales de las tecnologías de materiales de construcción en el CHC, se confeccionó el mapa que se presenta en la Figura 8. La periodización resultante, descrita en la Tabla 1, no es equiparable a la de estilos arquitectónicos, en los que, desde el punto de vista de la influencia de arquitecturas extranjeras, pueden distinguirse tres grandes períodos: 1) Arquitectura Colonial (influencia española, concretamente, andaluza): antes de 1875; 2) Arquitectura Afrancesada: 1875-1940; 3) Arquitectura Moderna (influencia estadounidense): 1940-2000.



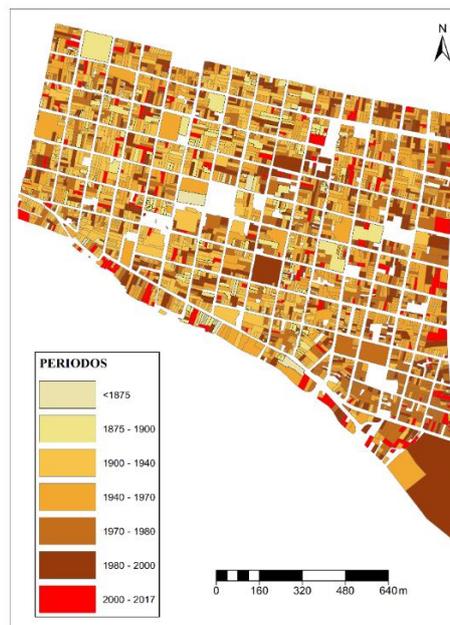
**Figura 5.** Tabla porcentual de edificaciones del CHC con determinado número de plantas: a) edificaciones con paredes de ladrillo; b) edificaciones con paredes de adobe.



**Figura 6.** Tabla porcentual de edificaciones del CHC con determinado rango de área de planta: a) edificaciones con paredes de ladrillo; b) edificaciones con paredes de adobe.



**Figura 7.** Tabla porcentual de edificaciones del CHC con determinado rango de relación de aspecto: a) edificaciones con paredes de ladrillo; b) edificaciones con paredes de adobe.



**Figura 8.** Mapa de evolución de tecnologías constructivas y de materiales en el CHC.

**Tabla 1.** Periodización del uso tecnologías constructivas y de materiales en el CHC.

| Periodo   | Descripción  |
|-----------|--|
| <1875     | Se impone el adobe como material de pared en las construcciones, que mantienen la arquitectura colonial. Parque edificado de viviendas de uno y dos pisos.   |
| 1875-1900 | Construcción y modificación de varias iglesias, entre ellas la Catedral Nueva. Estas construcciones usaron ladrillo visto como material de pared, constituyendo casos excepcionales. Empiezan a construirse edificaciones de tres pisos. |
| 1900-1940 | Arquitectura afrancesada. Construcción de edificaciones de carácter público, hoteles y entidades financieras, en donde los muros se construyeron en ladrillo visto y con   |

|           |   |
|-----------|---|
|           | mucha ornamentación. Sin embargo, el adobe sigue siendo el material de paredes más común.   |
| 1940-1970 | Arquitectura de líneas rectas. Gran influencia de la arquitectura estadounidense. Desaparecen los patios interiores. Aparecen los vestíbulos, garajes y jardines. Se empieza a utilizar el hormigón armado en balcones, losas, columnas y cadenas horizontales.   |
| 1970-1980 | Se intensifica el uso del ladrillo, en conjunto con cadenas horizontales. Estas construcciones reemplazan casi completamente a las construcciones de adobe. Se usan losas de hormigón como sistema de piso. Hacia el final de este período, se empiezan a utilizar juntamente con las cadenas horizontales, cadenas verticales de hormigón: tipología de mampostería confinada. |
| 1980-2000 | Se usa exclusivamente el ladrillo como material de pared. Se extiende el uso de las edificaciones de mampostería confinada.   |
| 2000-2017 | Intervenciones fuertes y reconstrucciones de edificaciones antiguas.  |

### 3.2. Lineamientos para la caracterización tipológica

A fin de arribar a escenarios de daño realistas sobre un entorno edificado, no basta con establecer un inventario de tipologías generales: se debe profundizar en una clasificación a niveles sub-tipológicos. Esta tarea no es sencilla pues requiere el conocimiento de la variabilidad geométrica (número de plantas, área de plantas, relaciones de aspecto, espesores de paredes, alturas de entrepiso), arquitectónica (distribución de paredes en planta, patrón de aberturas en paredes) y mecánica (calidad de las paredes, rigidez en el plano del sistema de piso) a nivel de cada tipología. En cuanto al CHC, no cubre un área demasiado extensa ni exhibe gran diversidad tipológica (Fig. 3). No obstante, dentro de cada tipología general, puede constatarse entre los parámetros geométricos y arquitectónicos una variabilidad diversa, no mayor en lo referente a número de plantas y relaciones de aspecto (Figs. 4 y 6), y más bien importante en cuanto a parámetros como espesores de paredes, alturas de entrepiso, distribución de paredes en planta y patrón de aberturas en paredes (González *et al.*, 1980; Consulplan, 1982; Gómez *et al.*, 1986; León *et al.*, 1997; Chérres & Peñafiel, 2000; Espinoza & Calle, 2002; Moyano & Rivera, 2002; Caldas & Sigcha, 2007; Abad & Tommerbakk, 2009).

Una consideración exhaustiva de la variabilidad de los parámetros geométricos, mecánicos y arquitectónicos con miras a la definición de sub-tipologías es inabordable en un estudio de vulnerabilidad a escala territorial, esto, a causa del importante esfuerzo que demandan la modelización y la simulación del comportamiento sísmico. De modo que han de establecerse determinados parámetros como variables, y los restantes como constantes (o casos típicos). La caracterización tipológica supone, en el primer caso, la definición de rangos de variación y de una discretización, y en el segundo, la adopción de valores constantes representativos y el establecimiento de casos típicos. En cuanto a los parámetros variables, dependiendo de la discretización asumida, darán lugar a una ramificación de la tipología general en una familia de sub-tipologías. Este trabajo clasifica a los parámetros variables en categorizadores principales y secundarios, en función de su influencia en el comportamiento sísmico global de la edificación, estando, además, el tratamiento de los categorizadores secundarios, condicionado por criterios de incidencia porcentual en el universo del patrimonio edificado. En la Tabla 2 se describen los parámetros considerados en este proyecto para la caracterización tipológica.

La Base de Datos de Catastros es la fuente de información para el manejo de los categorizadores *número de plantas* y *áreas de plantas*. Para el resto de los parámetros, y puesto que no se ha contemplado trabajo de campo, las fuentes de información serán de tipo documental: tesis, bases de datos (fichas de levantamiento arquitectónico, fichas fotográficas), estudios de diagnóstico y/o de restauración. Así pues, se vuelve crucial en este proyecto el acopio de información, tarea demandante dado lo dispersa y poco sistematizada que, según se ha podido constatar, está dicha información.

**Tabla 2.** Parámetros de estudio a nivel de tipología general.

| Tipo           | Parámetro                             | Tipo analítico           |
|----------------|---------------------------------------|--------------------------|
| geométrico     | área de planta                        | categorizador-generator  |
|                | número de plantas                     | categorizador principal  |
|                | relación de aspecto                   | categorizador secundario |
|                | espesor de paredes                    | categorizador secundario |
|                | alturas de entrepiso                  | constante                |
| mecánico       | calidad de paredes                    | categorizador principal  |
|                | condiciones de restricción en paredes | constante                |
|                | rigidez del sistema de piso           | constante                |
| arquitectónico | distribución de paredes en planta     | caso típico              |
|                | patrón de aberturas en paredes        | caso típico              |
|                | tipo de cubierta                      | caso típico              |
|                | presencia de patios interiores        | binario: sí/no           |

### 3.3. Relevancia y tratamiento de tres parámetros

Desde el punto de vista de su influencia en el comportamiento sísmico, el número de plantas es el parámetro categorizador más relevante. En proyectos como HAZUS (Kircher *et al.*, 2006) y RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003), las edificaciones de MNR se categorizan según este parámetro como bajos (1-2 plantas) y medios (más de 3 plantas), en el primer caso, y bajos (1-2 pisos), medios (3-5 plantas) y altos (más de 5 plantas), en el segundo. Las edificaciones del CHC corresponderían, pues, a edificaciones bajas; no obstante, dada la distribución en número de plantas del patrimonio edificado del CHC (Fig. 4), se ha decidido discriminar y tratar independientemente las edificaciones de una, dos y tres plantas. En este sentido, un trabajo reciente (Park, 2016), con clara orientación hacia una revisión de la guía propuesta en HAZUS (Kircher *et al.*, 2006), estudió la influencia de la variación de parámetros geométricos (longitud, relación de aspecto, patrón de aberturas y número de plantas) en el desempeño sísmico de una familia de edificaciones de MNR. Dicho trabajo concluyó que el número de plantas es, de los estudiados, el parámetro más relevante, y que agrupar a las edificaciones de una y dos plantas bajo una categoría es inadecuado. Como sustento de esta última conclusión, reportó un importante resultado: las capacidades medias de cortante basal de edificaciones de una planta son 28-42% menores que aquellas de edificaciones de dos plantas, y (en esos mismos términos) aquellas correspondientes a las edificaciones de dos plantas son 23-30% menores que aquellas de tres plantas (Park, 2016).

La flexibilidad (o rigidez) en su plano del sistema de piso es una característica fundamental en las edificaciones de MNR, que hace que su comportamiento sísmico difiera sustancialmente del de los edificios de hormigón armado y de acero, y cuya consideración (ignorar la hipótesis de piso rígido) dificulta las tareas de modelización y de análisis. Los pisos de envigado de madera y entablado, comunes en las edificaciones del CHC, caen dentro de la categoría de pisos flexibles (Jiménez, 2016), haciendo muy poco realista la hipótesis de piso rígido. Trabajos recientes (Nakamura, Derakhshan, Magenes, & Griffith, 20167; Kollerathu & Menon, 2017) se han enfocado en la influencia de la flexibilidad del sistema de piso en el comportamiento sísmico de las edificaciones bajas de MNR; lamentablemente, su corpus de estudio se limitó a edificaciones con relaciones de aspecto cercanas a uno, no representativas del patrimonio edificado del CHC (Fig. 6). En cambio, mucho más pertinentes, los trabajos previos (Moon & Lee, 1994; Barron & Hueste, 2004; Sadashiva, MacRae, Deam, & Spooner, 20123), en los que se destaca como conclusión que los efectos de la flexibilidad del sistema de piso (sobre todo en términos de desplazamiento global) se incrementan con la disminución del número de plantas y el aumento de la relación de aspecto en las edificaciones. Para el caso típico de Cuenca: edificaciones de dos plantas con longitud de fondo importante, se esperaría, pues, un efecto de piso flexible importante. Por otra parte, las variaciones del sistema de envigado y entablado no son significativas en el parque edificado del CHC (Chérres & Peñafiel, 2000), de modo que, a efectos de caracterización tipológica, se ha decidido asumir un piso típico por cada tipología general.

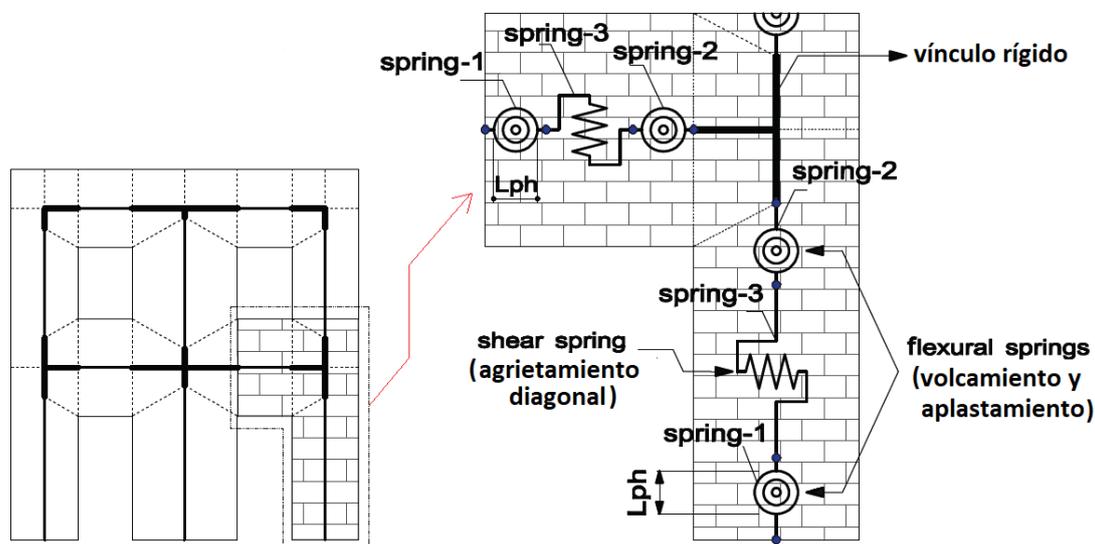
En cuanto a la *calidad de paredes*, constituye un parámetro que engloba a un conjunto de propiedades mecánicas de la pared y de sus constituyentes (p.ej. resistencia a compresión de la mampostería, cohesión y coeficiente de fricción de la junta horizontal de mortero). Las propiedades

mecánicas que conforman este conjunto son aquellas que constituyen a la vez parámetros de las fórmulas de rigidez y de resistencia (a diferentes modos de falla) de pilares y vigas-dintel. En tanto que categorizador, una edificación de determinada tipología del CHC será, según su calidad de paredes, de uno de tres tipos: mala calidad, calidad regular y buena calidad. Para cada propiedad mecánica (siempre que se cuente con información para ello), se establecerá su rango, y sus valores mínimo, medio y máximo. Así, a la edificación con paredes de mala calidad corresponderá el conjunto de valores mínimos de las propiedades; a aquella con paredes de calidad regular corresponderá el conjunto de valores medios. Si bien aún no se ha establecido un criterio para la asignación de una calidad de paredes, consideramos que debería ser un criterio combinado que incluya la edad de la edificación.

#### 4. AVANCES EN LA MODELIZACIÓN A NIVEL TIPOLÓGICO Y SUB-TIPOLÓGICO

##### 4.1. Modelización de subestructura básica pórtico

La tarea de modelización conlleva, por cada una de las tipologías generales establecidas, las siguientes fases: 1) exploración y selección de los modos de falla más probables en función de las características de dicha tipología en el CHC, 2) definición de una estrategia de modelización, 3) planteamiento del modelo cinemático y de las relaciones fuerza-desplazamiento de los miembros del modelo. Desde fines de 1990, la modelización de las edificaciones de MNR ha avanzado sustancialmente en las diferentes escalas. En particular, a nivel de macro-escala, con una mejor comprensión del comportamiento sísmico del miembro viga-dintel (*spandrel*), cobró impulso la estrategia de modelización de pórtico equivalente (Calvi & Magenes, 1997; Magenes, 2000). Actualmente, los Modelos de Pórtico Equivalente, MPE, son los más utilizados en la evaluación sísmica de edificaciones de MNR: prueba de ello son los programas 3D SAM (Magenes, Remino, Manzini, Morandi, & Bolognini, 2006) y TREMURI (Lagomarsino, Penna, Galasco, & Cattari, 2013) y las implementaciones 2D en SAP 2000 (Pasticier, Amadio, & Fragiaco, 2008; Knox & Ingham, 2012).



**Figura 9.** Modelo-referencia de pórtico equivalente para proyecto de vulnerabilidad.

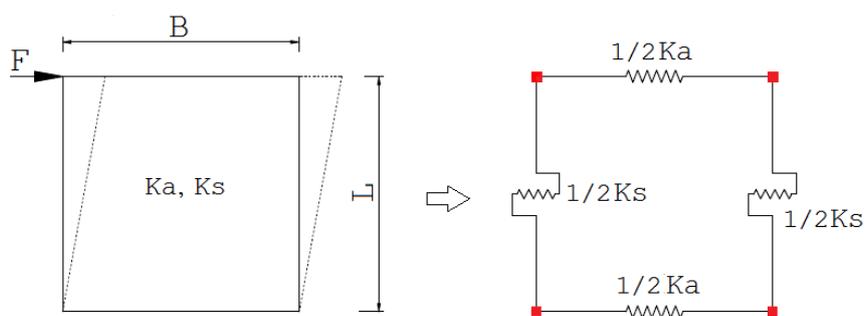
En general, los MPE usan elementos tipo pórtico/frame (es el caso de las implementaciones 2D y 3D señaladas). En este trabajo, sin embargo, se usará el MPE basado en elementos tipo resorte/spring desarrollado y validado en Jiménez (2016), en conjunto con el programa neozelandés Ruaumoko, utilizado en dicha investigación como herramienta de modelización y análisis. El uso de elementos *spring* se explica por el hecho de que Ruaumoko captura mejor el comportamiento no lineal a corte de los miembros de MNR con este tipo de elemento antes que con sus elementos *frame* (Jiménez, 2016). El MPE desarrollado en Jiménez (2016) se basó en el de Amadio, Rinaldin, & Macorini (2011), del cual

adopta su modelo cinemático y cuya validación numérica se enriqueció con más ejemplos y una discusión más profunda en Rinaldin, Amadio, & Macorini (2016). En la Figura 9, se muestra un esquema de dicho modelo, su discretización en macro-elementos verticales y horizontales: pilares y vigas-dintel, respectivamente.

El MPE de la Figura 9 será el modelo-referencia para la modelización de las cuatro tipologías estudiadas. La adaptación es prácticamente directa para las edificaciones de adobe y ladrillo (sin confinamiento). Para las edificaciones de ladrillo con vigas de atado se tendrá que incluir en el modelo las cadenas horizontales de hormigón armado, afectando al sistema de piso y a las vigas dintel. En cualquier caso, es fundamental para la modelización de comportamiento no lineal, la consideración de los modos de falla en los pilares y las vigas dintel. En el estudio que se propone, se considerarán tres modos de falla para los pilares: 1) agrietamiento diagonal directo, 2) agrietamiento diagonal escalonado y 3) corte con deslizamiento, y tres modos de falla para las vigas-dintel: 1) agrietamiento vertical (flexión), 2) agrietamiento diagonal directo y 3) agrietamiento diagonal escalonado. En lo que concierne a las fórmulas de resistencia ante los modos de falla y las relaciones fuerza-desplazamiento, se adoptarán las usadas en Jiménez (2016), con las debidas actualizaciones y adaptaciones. En este sentido, es pertinente señalar que en el trabajo de Jiménez (2016) fueron referencias básicas las investigaciones de Magenes & Calvi (1997), de Magenes (2000) y las de Cattari, Lagomarsion, D'Ayala, Novelli, & Bosiljkov (2012), en el marco del proyecto europeo PERPETUATE; ésta última, para el establecimiento de las relaciones fuerza-desplazamiento, y las dos primeras, para la adopción de fórmulas de resistencia.

#### 4.2. Modelización de subestructura básica diafragma de piso

En lo tocante a los sistemas de piso, en Estados Unidos, Nueva Zelanda y Australia son comunes los edificios de MNR con diafragmas de piso de gran tamaño, relación de aspecto mayor a dos y elementos de atado, características que favorecen una respuesta predominante de flexión; en países como España e Italia, los diafragmas de piso suelen ser de menor tamaño, relación de aspecto menor que 1.5 y sin vigas de atado, características, en cambio, que favorecen una respuesta predominante de corte (Jiménez, 2016). En el CHC, los sistemas de piso son, en general, de envigado de madera y entablado, conformándose en diafragmas que guardan mucho más parentesco con los de los países mediterráneos. Por ello, consideramos apropiado adoptar para la modelización del sistema de piso el macroelemento básico utilizado en Jiménez (2016) para los edificios de MNR del distrito del Ensanche, en Barcelona.



**Figura 10.** Macroelemento base de diafragma de piso.

Dicho macroelemento captura, pues, comportamiento de corte simple (ignorando la componente de respuesta de flexión); está constituido por dos resortes de corte y dos resortes axiales dispuestos en paralelo y a lo largo de los bordes de las paredes conformantes de un vano/módulo, tal como se ilustra en la Figura 10. La deducción de la fórmula de rigidez a corte del diafragma de piso y la consideración de su comportamiento ortotrópico pueden hallarse en Jiménez (2016). Además, el macroelemento básico al integrarse en un modelo 3D de edificación experimenta segmentaciones por los ejes de pilares y superposiciones en los bordes comunes de los módulos. Estas dos situaciones, que se presentarán en los modelos para las edificaciones del CHC, transforman las rigideces del macroelemento básico según las reglas que rigen el funcionamiento de los arreglos de resortes en serie y en paralelo (Fig. 11).

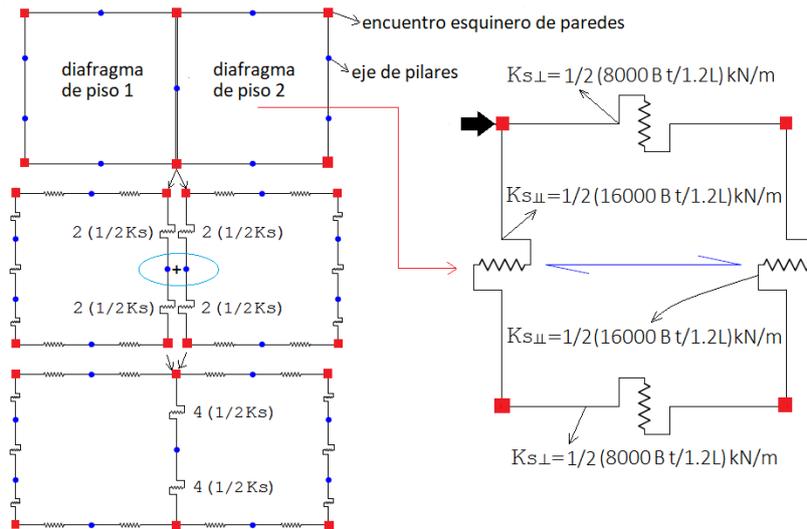


Figura 11. Consideración de segmentación y adyacencia en modelización del sistema de piso.

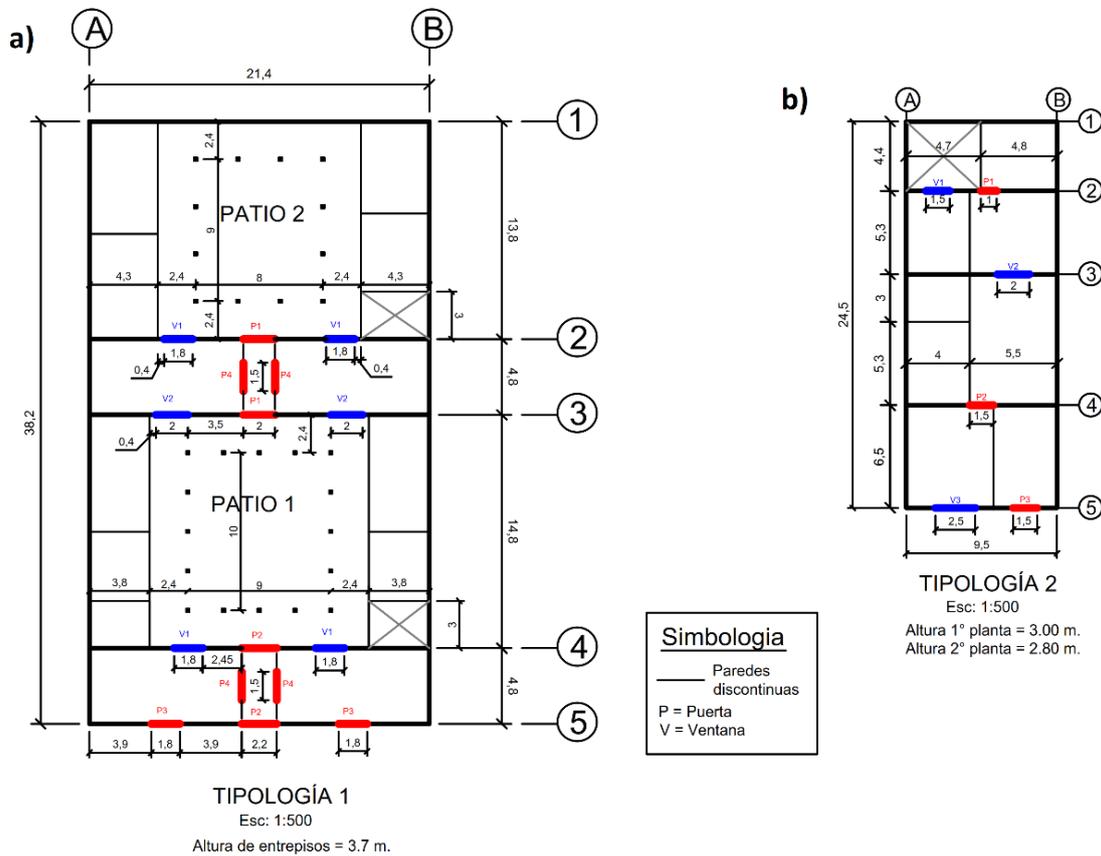


Figura 12. Plantas bajas de edificaciones-prototipo de dos plantas: a) paredes de adobe, con patios interiores; b) de paredes no confinadas de ladrillo.

### 4.3. Definición geométrica de dos edificaciones-prototipo

Como se había señalado en la sección 2, las sub-tipologías de estudio se definirán en términos de edificaciones-prototipo, representativas de un determinado número de plantas de una de las cuatro tipologías generales. Por razones de incidencia porcentual, nos hemos centrado inicialmente en las edificaciones de adobe y las edificaciones de paredes no confinadas de ladrillo. En la Figura 12 se presentan dos plantas (bajas) típicas de edificaciones de dos plantas: la una (Fig. 12a), representativa de

las edificaciones de adobe con dos patios interiores (la más frecuente dentro de la sub-tipología de edificaciones de adobe con patios interiores), y la otra, representativa de una casa de paredes de ladrillo de mediados de los sesenta (Fig. 12b). En este segundo caso, la distribución de paredes se mantiene en la planta alta, mientras que en el primero, varía. En las Tablas 3 y 4 se detallan las dimensiones de puertas y ventanas. En cuanto a los espesores: para las edificaciones de adobe con patios, oscilan entre 80 y 100cm, en tanto que para las de ladrillo, oscilan entre 20 y 30cm. Para el planteamiento geométrico de la edificación de adobe, fueron de mucha utilidad la tesis de Domínguez & Pacurucu (1995) y el Volumen 12 del Estudio de Diagnóstico para el CHC (Consulplan, 1982), y en lo concerniente a la edificación de ladrillo, la tesis de Moyano & Rivera (2002).

**Tabla 3.** Altura de puertas y ventanas: Tipología 1.

| Abertura | Identificador | Altura (m) |
|----------|---------------|------------|
| Puertas  | P1 a P4       | 2.70       |
| Ventanas | V1, V2        | 1.60       |

\* Borde superior de ventanas y puertas coinciden

\*\* Altura del borde inferior de ventanas (desde el piso) = 1.10 m

**Tabla 4.** Altura de puertas y ventanas: Tipología 2.

| Abertura | Identificador | Altura (m) |
|----------|---------------|------------|
| Puertas  | P1,           | 2.00       |
|          | P2, P3        | 2.20       |
| Ventanas | V1 a V3       | 1.20       |

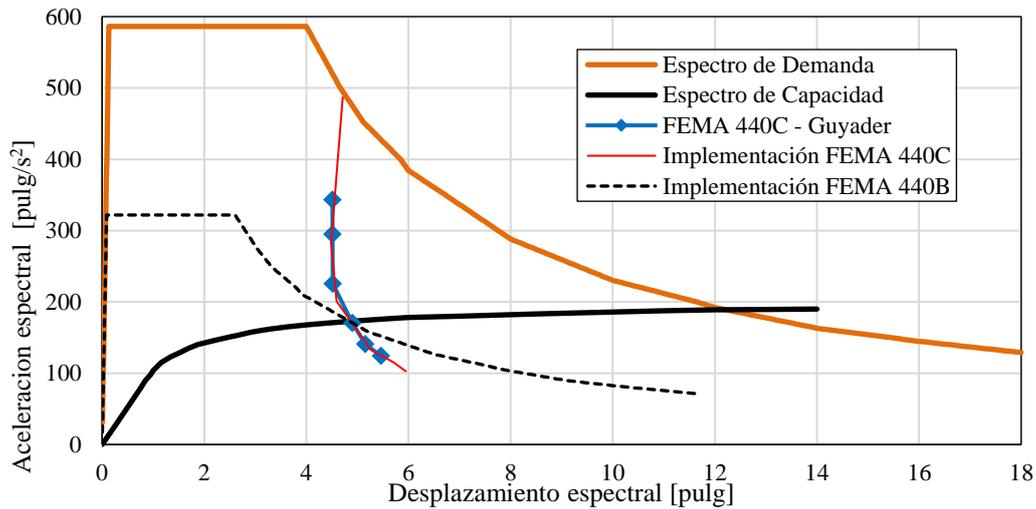
\* Altura del borde inferior de ventanas (desde el piso) = 0.90 m

## 5. IMPLEMENTACIÓN COMPUTACIONAL DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

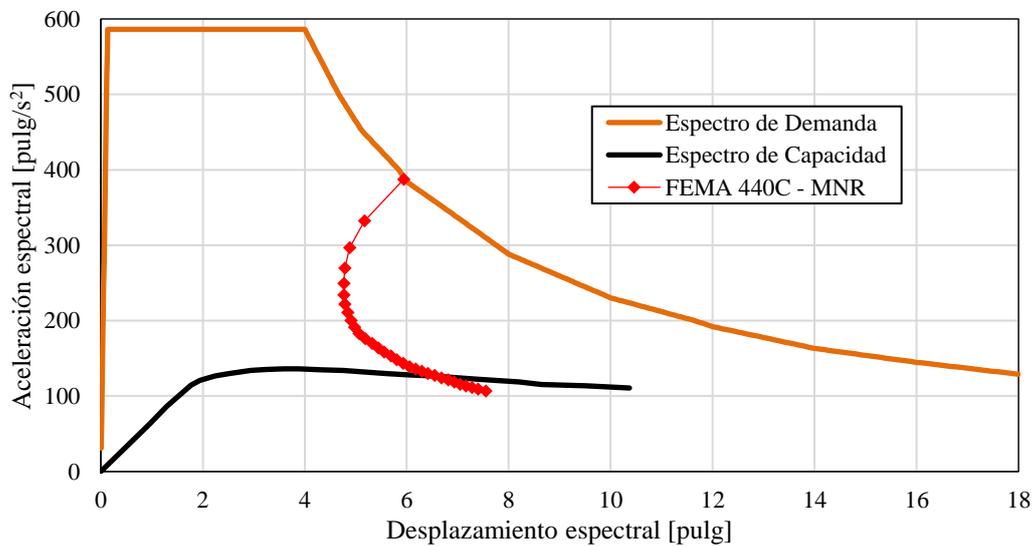
El Método del Espectro de Capacidad de evaluación sísmica de edificios propuesto por el ATC 40 (1996) constituye una simplificación del problema dinámico real, de múltiples grados de libertad, a uno sobre un sistema equivalente de un grado de libertad. En esta simplificación, el desplazamiento demandado por una determinada acción sísmica se establece como un equilibrio entre demanda y capacidad (representadas por los espectros de demanda y de capacidad, respectivamente), objetivo que se alcanza mediante un proceso de reducción del espectro de demanda hasta intersecar el espectro de capacidad en el conocido como punto de desempeño: en coordenadas de desplazamiento, el desplazamiento máximo demandado. Este proceso de reducción espectral captura las características básicas del comportamiento histerético global del edificio bajo estudio y, desde el punto de vista algorítmico, consiste en un procedimiento iterativo de tanteo del punto de desempeño.

El ATC 40 (1996), visto como procedimiento matemático, constituye una forma de linealización equivalente, basada en dos supuestos fundamentales: 1) el período del sistema lineal equivalente se equipará al período secante, y 2) el amortiguamiento equivalente está en función del área bajo la curva de capacidad asociada con la demanda de desplazamiento. El FEMA 440 (2005) surge motivado por la revisión del Método de Coeficiente (FEMA 356, 2000) y del ATC 40 (1996). En particular, respecto de este último, se comprobó que subestima los desplazamientos en estructuras que no exhiben degradación, y los sobrestima al ocuparse de estructuras con comportamiento degradante. De este modo, el esfuerzo del FEMA 440 se centró en mejorar el proceso de linealización equivalente del ATC 40. En concreto, desarrolló procedimientos mejorados para estimar parámetros lineales equivalentes, el período lineal equivalente y el amortiguamiento lineal equivalente, como funciones de la ductilidad. Estas funciones están basadas en un proceso de optimización que minimiza el error entre el desplazamiento predicho usando el oscilador lineal equivalente y el obtenido mediante análisis dinámico no lineal.

El FEMA 440 (2005) contempla tres procedimientos, a los que identifica con A, B y C, y de los cuales, el B, conocido en la literatura como el método MADRS (*Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum*), es el más preciso. El método C, aunque menos preciso, más utilizado que el método B, aprovecha la idea de que el punto de desempeño se encuentra en el lugar geométrico (locus) de los posibles puntos de desempeño. En este proyecto, se implementaron los procedimientos B y C en Matlab, validándolos con ejemplos del trabajo de Guyader & Iwan (2004). En la Figura 13 se muestra una de estas validaciones, constatándose, además, una gran aproximación entre las implementaciones en Matlab de los procedimientos B y C.



**Figura 13.** Caso de validación de la implementación de MEC-FEMA 440, procedimientos B y C.



**Figura 14.** Aplicación del procedimiento C del MEC-FEMA 440 a edificación de MNR.

Una de las mejoras sustanciales del FEMA 440 en relación con el ATC 40 fue la aproximación más realista a los comportamientos histeréticos globales de los edificios, mediante la consideración de diferentes modelos histeréticos (FEMA 440, 2005). La selección de un modelo histerético, representativo del comportamiento no lineal de una cierta tipología de edificio, es un aspecto clave de la reducción espectral con miras a la estimación del desplazamiento máximo demandado. El FEMA 440 (2005) constituye una guía fiable en este proceso de reducción espectral tanto para edificios de hormigón armado como de acero, pero no para edificaciones de MNR. En Lagomarsino & Cattari (2015b) y Cattari & Lagomarsino (2013), a partir del estudio del comportamiento histerético de edificaciones de MNR

con diferentes grados de acoplamiento entre pilares y vigas-dintel (o condiciones de restricción en pilares), estableció un procedimiento de reducción espectral específico para edificaciones de MNR, con base en los conceptos y lineamientos del FEMA 440. Este procedimiento también fue implementado en Matlab. En la Figura 14 se presenta una aplicación de esta implementación para un edificio de curva de capacidad con degradación de resistencia, asumiéndola de MNR. La implementación corresponde a la adaptación del proceso de reducción espectral desarrollado en Lagomarsino & Cattari (2015b) y Cattari & Lagomarsino (2013) al procedimiento C del FEMA 440; el ejemplo fue tomado, asimismo, de la referencia (Guyader & Iwan, 2004).

## 6. CONCLUSIONES

Aunque no estaba contemplado *a priori* abordar cuestiones de sismicidad histórica en la ciudad, el hallazgo del testimonio del hermano Stiehle sobre el sismo del 29 de junio de 1887 merece ser incluido. Este sismo, que inferimos superficial, de intensidad VIII (MM) para Cuenca, no fue considerado en el estudio de amenaza sísmica del proyecto P-BID 400, y, al parecer, no figura en los catálogos nacionales. Creemos que amerita un estudio detenido, a fin de estimar su epicentro y magnitud, sobre todo considerando que Stiehle menciona en su carta (sin precisar nombres) pueblos y aldeas cercanos a Cuenca en donde el sismo fue más intenso. En cualquier caso, refuerza la tesis de que Cuenca es una ciudad con alta amenaza sísmica y vulnerable ante sismos.

En relación con el proyecto de vulnerabilidad, cabe resaltar que el hecho de adoptar una modelización 3D supone encarar aspectos como la flexibilidad en el plano del sistema de piso y la distribución de paredes. En cuanto a lo primero, los pisos de envigado y entablado, típicos en las edificaciones del CHC, no presentan gran variabilidad; en todo caso, constituyen pisos que van de muy flexibles a rígidos y pueden representar un problema de grandes desplazamientos e inducción de falla fuera del plano en la dirección larga de las edificaciones. Este problema, no obstante, se inhibiría en la gran mayoría de casos gracias a la colindancia de las edificaciones en el CHC, que se verifica típicamente entre paredes laterales (de fondo). En cuanto a la distribución de paredes, cabe destacar el bajo grado de tipicidad que se ha constatado en las edificaciones, sobre todo en las tipologías modernas (con vigas de atado y con cadenas horizontales y verticales); esto representa un problema a la hora de establecer un edificio-prototipo de cierta sub-tipología de estudio. Más grave aún, se constata (y de ello son una muestra las dos plantas “típicas” mostradas arriba) una importante discontinuidad entre las paredes, sobre todo en la dirección larga de la edificación. Cabe señalar que en las tipologías modernas esta discontinuidad se presenta incluso en altura.

Por último, es digno de resaltar como objetivo parcial cumplido: la implementación del Método del Espectro de Capacidad, en la versión FEMA 440. En esta implementación, con base en estudios de investigadores de la Universidad de Génova, se han incorporado refinamientos en el proceso de reducción espectral que amplían el campo de aplicación del Método del Espectro de Capacidad a las edificaciones de MNR.

## REFERENCIAS

- Abad, L., Tommerbakk, M. (2009). *Ciudad y arquitectura republicana de Ecuador: 1850-1950*. Facultad de Arquitectura, Diseño y Artes, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, Ecuador. pp. 175-212.
- Abrams, D. (1992). *Strength of behavior of unreinforced masonry elements*. Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 7, Madrid, España.
- Amadio, C., Rinaldin, G., Macorini, L. (2011). *An equivalent frame model for nonlinear analysis of unreinforced masonry buildings under in-plane cyclic loading*. Proceedings of the 14<sup>th</sup> National Conference of Earthquake Engineering, Italian National Association of Earthquake Engineering, Universidad Politécnica de Bari, Bari, Italia.

- ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Technical report. Applied Technology Council, Redwood City, California. Vol. 1, 334 p. Disponible en <https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>
- Barron, J. M., Hueste, M. B. D. (2004). Diaphragm effects in rectangular reinforced concrete buildings. *Structural Journal*, 101(5), 615-624.
- Caldas, V., Sigcha, P. (2007). *Breve análisis cronológico de la introducción de materiales relevantes dentro de las edificaciones del Centro Histórico de Cuenca entre los años 1880 y 1980*. Tesis de pregrado, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Calvi, G. M., Magenes, G. (1997). *Seismic evaluation and rehabilitation of masonry buildings*. En: Abrams, D. P., Calvi, G. M. (Eds.). Technical Report NCEER-97-0003. Proceedings of U.S.-Italy Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit, Pavia, Italia, Vol. 3, pp. 123-142.
- Carr, A. (2007). *Rūaumoko manuals*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Vol. 1. Theory.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., D' Ayala, D., Novelli, V., Bosiljkov, V. (2012). *Correlation of performance levels and damage states for types of buildings*. Deliverable D17, WP N°6, PERPETUATE Project (FP7), European Research Project on the Seismic Protection of Cultural Heritage.
- Cattari, S., Lagomarsino, S. (2013). *Masonry structures*. En: Sullivan, T., Calvi, G. M. (Eds.). Developments in the field of displacement based seismic assessment. Cap. 5, pp. 157-210. IUSS PRESS and EUCENTRE, Pavia, Italia.
- Chérrés, M., Peñafiel, C. (2000). *Determinación del índice de vulnerabilidad de las edificaciones de la Ciudad de Cuenca*. Tesis de pregrado, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Cobos, G. (1998). *Hermano J. B. Stiehle, arquitecto redentorista: su vida y obra en Ecuador y Sudamérica*. Comunidad Redentorista, Cuenca, Ecuador. 197 p.
- Consulplan. (1982). *Plan de desarrollo urbano del área metropolitana de la Ciudad de Cuenca*. Vol. XII: Diagnóstico - Centro Histórico, Cuenca, Ecuador, Vol. 12, pp. 49-69.
- D' Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., Silva, V. (2014). *Guidelines for analytical vulnerability assessment of low/mid-rise buildings*. Vulnerability Global Component of GEM Project, Report number: GEM Technical Report 2015-08 V1.0.0, Affiliation: Global Earthquake Model (GEM).
- Domínguez, G., Pacurucu, W. (1995). *Estudio de los patios en el Centro Histórico de Cuenca*. Tesis de pregrado, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Erdik, M., Cagnan, Z., Demircioglu, M. B., Durukal, E., Hancilar, U., Harmandar, E., Sesetyan, K., Tuzun, C., Yenidogan, C., Zulfikar, A. C. (2008). *Deliverable 3 (D3), Report on Development of ELER (Earthquake Loss Estimation Routine) Methodology: Vulnerability relationships*. Network of Research Infrastructures for European Seismology. Disponible en [http://www.neries-eu.org/main.php/JRA3\\_DR\\_v2.pdf?fileitem=9502731](http://www.neries-eu.org/main.php/JRA3_DR_v2.pdf?fileitem=9502731)
- Espinoza, P., Calle, I. (2002). *La cité cuencana: el afrancesamiento de Cuenca en la época republicana (1860-1940)*. Serie de Cuenca No 1, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, USA. Disponible en <https://www.fema.gov/media-library/assets/documents/757>
- FEMA 440. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Technical Report, Project ATC-55, Applied Technology Council, Redwood City, California. 392 p.
- Gómez, P., Medina, M., Andrade, S., Medina, J. (1986). *Crítica arquitectónica de la producción residencial en Cuenca: 1961-1980*. Tesis de pregrado, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

- González, G., Zúñiga, L., Ullauri, C., Cornejo, F. (1980). *Arquitectura civil en Cuenca en la época republicana*. Tesis de pregrado, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador. pp. 136-221.
- Grünthal, G. (1998). *European Macroseismic Scale (EMS-98)*. Conseil de L'Europe Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, 101 p. Disponible en [http://www.franceseisme.fr/EMS98\\_Original\\_english.pdf](http://www.franceseisme.fr/EMS98_Original_english.pdf)
- Guyader, A., Iwan, W. (2004). *User Guide for AutoCSM: Automated Capacity Spectrum Method of analysis*. Earthquake Engineering Research Laboratory Report 2004-05, California Institute of Technology.
- Jiménez, J. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación*. Tesis de maestría, Escuela de Postgrado en Ingeniería y Ciencias, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. 291 p.
- Jiménez, J. (2016). *Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: Modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad*. Tesis doctoral, Programa de Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Jiménez, N., Peñaherrera, R. (2001). *Obtención de acelerogramas sintéticos en base a datos geológicos de la Falla de Girón*. XIV Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Kircher, C., Whitman, R., Holmes, W. (2006). HAZUS earthquake loss estimation methods. *Natural Hazards Review*, 7(2), 45-59.
- Knox, C., Ingham, J. (2012). *Nonlinear equivalent frame modelling: Assessment of a two-story perforated unreinforced masonry wall*. Proceedings of New Zealand Society for Engineering Earthquake, Technical Conference, Christchurch, New Zealand.
- Kollerathu, A., Menon, A. (2017). Role of diaphragm flexibility modelling in seismic analysis of existing masonry structures. *Structures*, 11, 22-39.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. (2013). Tremuri program: An equivalent frame model for the non-linear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787-1799.
- Lagomarsino, S., Cattari, S. (2015a). PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 13-47.
- Lagomarsino, S., Cattari, S. (2015b). *Seismic performance of historical masonry structures through pushover and nonlinear dynamic analyses*. En: Ansal, A. (Ed.). Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol 39, pp 265-292. Springer, Cham.
- León, K., Luna, L., Sigüencia, M. (1997). *Guía arquitectónica de Cuenca*. Tesis de pregrado, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- LESSLOSS. (2005). *Deliverable 84: Report on building stock data and vulnerability data for each case study*. Project on Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides.
- Magenes, G., Calvi, G. M. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 26(11), 1091-1112.
- Magenes, G. (2000). *A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings*. Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand. Disponible en <http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/1866.pdf>
- Magenes, G., Remino, M., Manzini, C., Morandi, P., Bolognini, D. (2006). *SAM II: Software for the simplified seismic analysis of masonry buildings*. University of Pavia and EUCENTRE, Pavia, Italia.
- Milutinovic, Z., Trendafiloski, G. (2003). *WP4: Vulnerability of current buildings*. RISK-UE Project handbook: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different

- European towns. 110 p. Disponible en [http://www.civil.ist.utl.pt/~mlopes/conteudos/DamageStates/Risk%20UE%20WP04\\_Vulnerability.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~mlopes/conteudos/DamageStates/Risk%20UE%20WP04_Vulnerability.pdf)
- Molina, S., Lang, D., Lindholm, C. (2010). SELENA: An open-source tool for seismic risk and loss assessment using a logic tree computation procedure. *Computers and Geosciences*, 36(3), 257-269.
- Moon, S., Lee, D. (1994). Effects of in plane floor slab flexibility on the seismic behavior of building structures. *Engineering Structures*, 16(2), 129-144.
- Mouroux, P., Le Brun, B. (2006). Presentation of RISK-UE Project. *Bulletin Earthquake Engineering*, 4, 323-339.
- Moyano, G., Rivera, M. (2002). *Arquitectura de líneas rectas: influencia del movimiento moderno en la arquitectura de Cuenca (1950-1965)*. Tesis de pregrado, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Nakamura, Y., Derakhshan, H., Magenes, G., Griffith, M. (2016). Influence of diaphragm flexibility on seismic response of unreinforced masonry buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(1), 1-26.
- Park, J. (2016). Investigation of the geometric variation effect on seismic performance of low-rise unreinforced masonry structures through fragility analysis. *International Journal of Civil Engineering*, 16(1), 93-106.
- Pasticier, L., Amadio, C., Fragiaco, M. (2008). Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 v.10 Code. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 37(3), 467-485.
- Red Sísmica del Austro. (2002). *Informe Final a FUNDACYT - Proyecto P-BID 400: Amenaza Sísmica en el Austro, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico en la Ciudad de Cuenca*, Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Rinaldin, G., Amadio, C., Macorini, L. (2016). A macro-model with non-linear springs for seismic analysis of URM buildings. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 45(14), 2261-2281.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. En: *El Riesgo Sísmico en el Ecuador*. Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional, Corporación Editora Nacional, Quito, Ecuador. 101 p. Disponible en <http://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-el-ecuador>
- Rivera, M. (2008). *Juan Bautista Stiehle, arquitecto redentorista: biografía y correspondencia*. Editorial Cuenca, Cuenca, Ecuador, 372 p.
- Sadashiva, V., MacRae, G., Deam, B., Spooner, M. (2012). Quantifying the seismic response of structures with flexible diaphragms. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 41(10), 1365-1389.