

UCUENCA

Universidad de Cuenca

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Capacidad sísmica y umbrales de daño en edificaciones de mampostería no reforzadas típicas del Centro Histórico de Cuenca

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Autores:

Kevin Francisco Capa Alemán

Joseline Dayanna Guerrero Pérez

Director:

Juan Carlos Jiménez Pacheco

ORCID:  0000-0002-8977-9879

Cuenca, Ecuador

2023-08-22

Resumen

Ecuador, ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, es un país con una alta actividad tectónica. Por lo tanto, tanto su población como su infraestructura deben estar preparadas para enfrentar ambientes sísmicos. Es el caso de Cuenca, ciudad reconocida como Patrimonio Cultural de la Humanidad por la UNESCO en 1999 por su arquitectura histórica con edificaciones de mampostería de hace más de un siglo. Durante el período comprendido entre los años 1940 y 1980, en la construcción de edificaciones se popularizó el uso de muros portantes de mampostería no reforzada (MNR) combinadas con sistemas de piso flexible. Sin embargo, la falta de confinamiento y refuerzo en este tipo de estructuras resulta en un comportamiento sísmico deficiente en comparación con técnicas de construcción modernas, lo cual enfatiza la necesidad de evaluar su capacidad sísmica. En el presente trabajo, se clasifica y caracteriza las edificaciones de MNR en función del tiempo y el tamaño, se considera aspectos geométricos como la distribución de aberturas, las alturas de entrepiso, espesores de paredes y juntas, etc. Además, se analizan y caracterizan propiedades mecánicas del ladrillo, mortero y la mampostería. Se realiza nueve modelos que representan los distintos periodos de construcción utilizando macroelementos bidimensionales, y se obtiene una familia de curvas de capacidad mediante un análisis estático no lineal. Posteriormente, se analizan los estados límites y se establecen umbrales de daño conforme a la normativa NTC2018. Finalmente, se analizan los resultados en términos de ductilidad y cortante basal máximo obtenido.

Palabras clave: MNR, macro-elementos, análisis pushover



El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Cuenca ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por la propiedad intelectual y los derechos de autor.

Repositorio Institucional: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/>

Abstract

Ecuador is in the Pacific Ring of Fire. It is a zone with high tectonic activity. Therefore, its population and infrastructure must be prepared to face seismic environments. It is the case of Cuenca, a city recognized by UNESCO as an Intangible Cultural Heritage of Humanity in 1999 due to its historic architecture with masonry buildings dating back more than a century. Between the 1940s and 1980s, the use of unreinforced masonry-bearing walls combined with flexible floor systems became popular in the construction of buildings. However, the lack of confinement and reinforcement in this type of structure results in poor seismic behavior compared to modern construction techniques. It emphasizes the need to evaluate their seismic capacity. In the present work, MNR buildings are characterized as a function of time and size, considering geometrical aspects such as the distribution of openings, inter-story heights, walls, and joint thicknesses. In addition, the mechanical properties of brick, mortar, and masonry are analyzed and characterized. Nine models representing the different construction periods were studied using two-dimensional macro-elements. Also, a family of capacity curves using nonlinear static analysis is studied. Subsequently, limit states are analyzed, and damage thresholds are established according to the NTC2018 standard. The results are analyzed in terms of ductility and maximum base shear.

Keywords: URM, macro-elements, pushover analysis



The content of this work corresponds to the right of expression of the authors and does not compromise the institutional thinking of the University of Cuenca, nor does it release its responsibility before third parties. The authors assume responsibility for the intellectual property and copyrights.

Institutional Repository: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/>

Índice de contenido

Capítulo 1: Introducción	15
1.1 Motivación	15
1.2 Objetivos de la tesis	17
1.2.1 Objetivo General	18
1.2.2 Objetivos Específicos.....	18
1.3 Descripción y alcance de los capítulos.....	18
Capítulo 2: Marco Teórico	21
2.1 Reseña histórica de la construcción en Cuenca	21
2.2 Tipologías constructivas de edificaciones de mampostería	22
2.3 Materiales típicos empleados en la mampostería de ladrillo.....	24
2.3.1 Unidad de ladrillo	25
2.3.2 Mortero.....	25
2.3.3 Madera.....	26
2.4 Escala de análisis para edificios de mampostería no reforzada	26
2.4.1 Análisis estático y dinámico no lineal.....	26
2.4.2 Modelización de la mampostería no reforzada.....	27
2.4.2.1 Modelos de elementos finitos: micro- modelización y macro- modelización	28
2.4.2.2 Modelos de pórtico equivalente	29
2.4.2.3 Modelo de macroelementos discretos	30
Capítulo 3: Caracterización de las edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca.....	32
3.1 Introducción	32
3.2 Periodos de análisis de construcción de las edificaciones de mampostería no reforzada en el Centro Histórico de Cuenca.	32
3.3 Resultados de la caracterización geométrica.....	33
3.3.1 Dimensión de la unidad de ladrillo	33
3.3.2 Espesor de paredes.....	34
3.3.3 Tipos de aparejo en el Centro Histórico de Cuenca	35
3.3.4 Altura de entrepiso.....	36
3.3.5 Tamaño de edificaciones típicas en el Centro Histórico de Cuenca.....	37
3.3.6 Dimensiones de aberturas	40

3.4	Obtención de las características mecánicas	40
3.4.1	Unidad de ladrillo	42
3.4.1.1	Resistencia a la compresión del ladrillo (f'_b)	42
3.4.2	Mortero.....	43
3.4.2.1	Tipo de mortero utilizado en cada periodo de análisis	43
3.4.2.2	Resistencia a la compresión del mortero (f_j).....	43
3.4.2.3	Coefficiente de fricción interna de la junta mortero (μ).....	44
3.4.2.4	Cohesión de la junta de mortero (c)	44
3.4.3	Mampostería	45
3.4.3.1	Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m)	45
3.4.3.2	Resistencia a cortante de la mampostería (T_o).....	46
3.4.3.3	Resistencia a flexo tracción de la mampostería (f_{tm})	46
3.4.3.4	Módulo de elasticidad de la mampostería (E_m)	47
3.4.3.5	Módulo de cortante de la mampostería (G_m)	48
3.4.3.6	Peso específico de la mampostería (γ_m)	48
3.5	Sistemas de piso	49
3.6	Sistema de cubierta.....	50
3.7	Validación de los resultados.....	51
Capítulo 4:	Modelización	54
4.1	Introducción	54
4.2	Modos de falla en paredes de MNR.....	54
4.2.1	Falla por flexión.....	56
4.2.2	Falla a corte	56
4.2.3	Falla a corte por deslizamiento	57
4.3	Modelización mediante macroelementos	57
4.4	Calibración de los resortes no lineales.....	58
4.4.1	Resortes no lineales transversales	59
4.4.2	Resortes deslizantes de la interfaz.....	61
4.4.3	Resortes no lineales diagonales	61
4.5	Interacción entre muros y diafragmas de piso.....	63
4.6	Interacción entre muros y dinteles.....	63
4.7	Rigidez del sistema de entrepiso.....	64

UCUENCA	6
4.7.1 Comportamiento sísmico	64
4.7.2 Flexibilidad del piso.....	65
4.8 Asignación de cargas de uso	67
4.9 Consideraciones adicionales.....	67
4.10 Resultados de la modelización de las edificaciones prototipo	68
Capítulo 5: Análisis modal y estático no lineal.....	71
5.1 Introducción	71
5.2 Análisis modal	71
5.3 Análisis estático no lineal pushover.....	76
5.3.1 Patrón de carga	76
5.3.2 Puntos de control	78
5.4 Resultados.....	79
5.4.1 Análisis de sensibilidad de la resistencia a tracción de la mampostería	80
5.4.2 Comparación entre patrones de carga.	81
5.4.3 Modos de falla en las curvas de capacidad	83
Capítulo 6: Umbrales de daño	86
6.1 Introducción	86
6.2 Estimación de los umbrales de daño.....	87
6.2.1 Umbrales de daño según el Eurocódigo 8.....	90
6.2.2 Umbrales de daño según la Norma de Construcción Italiana, NTC 2018	91
6.3 Resultados.....	93
6.3.1 Comparación de los umbrales de daño entre los patrones de carga.	96
6.3.2 Comparación de los umbrales de daño por periodo de análisis	97
Capítulo 7: Conclusiones y recomendaciones.....	100
7.1 Discusión y Conclusiones.....	100
7.2 Limitaciones y sugerencias para futuros estudios.....	102
Referencias.....	103
Anexos	109

Índice de figuras

Figura 1: Tipologías de edificaciones históricas en el Centro Histórico de Cuenca. Fuente: Tomado de Quezada et al. (2021).....	24
Figura 2 Procedimiento de macro-modelización. Fuente: Tomado de Kömürçü y Gedikli (2019).....	28
Figura 3 Procedimiento de micro-modelización. Fuente: Tomado de Kömürçü & Gedikli (2019)	29
Figura 4 Modelos de pórticos equivalente: a) con macroelementos 1D; b) con macroelementos 2D. Fuente: Tomado de Jiménez (2016).	30
Figura 5 Macroelemento bidimensional. (a) Configuración indeformada; (b) Configuración deformada. Fuente: Tomado de Calìo et al (2012).....	30
Figura 6 Simulación de los modos de falla en el plano: (a) Falla a flexión; (b) Falla a cortante diagonal; (c) Falla a cortante por deslizamiento. Fuente: Tomado de Calìo et al. (2012)	31
Figura 7 Modelización con macroelementos en "3DMacro"	31
Figura 8 Tipos de aparejo. a) aparejo inglés, b) aparejo a soga	35
Figura 9 Vista en planta de las edificaciones prototipo: a) casa prototipo de área pequeña; b) casa prototipo de área media; c) casa prototipo de área grande	39
Figura 10 Aberturas en los muros de mampostería. Fuente: Tomado de Bravo y Flores (2015)	40
Figura 11. Sistema constructivo de entresijos de edificaciones de mampostería. Tomado de: (Jiménez et al., 2022)	49
Figura 12. Detallamiento del sistema de entresijo. Fuente: Tomado de Caldas y Sigcha (2017).....	50
Figura 13 Detalle constructivo del sistema de cubierta. Fuente: Tomado de: Caldas y Sigcha (2017).....	51
Figura 14 Resultados de validación mediante diagrama de cajas. a) Coeficiente de fricción del mortero mixto, b) cohesión del mortero de cal, c) cohesión del mortero mixto, d) peso específico del ladrillo.....	52
Figura 15 Diagrama de cajas en paralelo. Resistencia a compresión del ladrillo (f_b), resistencia a compresión del mortero de cal ($f'_{j\text{ cal}}$) y mixto ($f'_{j\text{ mixto}}$), resistencia a compresión de la mampostería (f'_m)	53

Figura 16 Mecanismos de falla en el plano. Fuente: Tomado de Manzi (2017).55

Figura 17 Modos de falla en muros de mampostería. Fuente: Tomado de Jiménez (2016) .56

Figura 18 Elemento panel. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).57

Figura 19 Elemento de interfaz entre macro-elementos. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).58

Figura 20 Modelado de una pared de mampostería de ladrillo. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).58

Figura 21 Calibración de los resortes no lineales transversales. Fuente: Tomado de Calìo et al. (2012).59

Figura 22 Calibración de los resortes diagonales. Fuente: Tomado de Chácara (2018)61

Figura 23 Interacción suelo-diafragma. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).63

Figura 24 Interacción entre muros y dinteles. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014). 64

Figura 25 Rigidez del sistema de entrepiso. (a) Baja rigidez del piso causa volcamiento de las paredes perpendiculares a la fuerza sísmica; (b) Alta rigidez permite la transmisión de las fuerzas a las paredes paralelas a las cargas sísmicas. Fuente: Tomado de Piazza et al. (2008)64

Figura 26 Efecto del nivel de restricción en paredes. (a) Paredes sin restricción; (b) Sistema de piso flexible; (c) Sistema de piso rígido. Fuente: Tomado de Coronel y Peñafiel (2020) .65

Figura 27 Diagrama de flujo de la modelización.....68

Figura 28 Modelos distribuidos por su área. a) área pequeña, b) área media, c) área grande.68

Figura 29 Modelo edificación "P2-P". a) vista en planta, b) pared intermedia en la dirección Y69

Figura 30 Discretización de las paredes mediante macroelementos. a) pared intermedia en la dirección Y, b) pared de fachada en la dirección X70

Figura 31 Deformada en planta de la edificación P2-G. a) Modo 1, b) Modo 3, c) Modo 6 ..75

Figura 32 Deformada en planta de la edificación P2-M. a) Modo 1, b) Modo 4, c) Modo 5 ..75

Figura 33 Deformada en planta de la edificación P2-P. a) Modo 1, b) Modo 2, c) Modo 3...75

Figura 34 Diagrama de flujo del análisis estático no lineal y modal79

Figura 35 Edificaciones P1 bajo el análisis pushover en la dirección X. a) área pequeña, b) área media, c) área grande.....	79
Figura 36 Variación de la resistencia a tracción de la mampostería	80
Figura 37 Curvas pushover en P1: a) área pequeña, b) área media, c) área grande	82
Figura 38 Curvas pushover en P2: a) área pequeña, b) área media, c) área grande	82
Figura 39 Curvas pushover en P3: a) área pequeña, b) área media, c) área grande	82
Figura 40 Curvas pushover en la dirección X.....	84
Figura 41 Simbología en 3DMacro. Fuente: Adaptada de Gruppo Sismica (2014).	85
Figura 42 Modos de falla. a) Modo de falla a flexión en la edificación P1-M, b) modo de falla a flexión en la edificación P1-P.....	85
Figura 43 Correlación entre grados de daño, su efecto estructural y sus implicaciones en terminos de seguridad de las personas. Fuente: Adaptado de Cattari y Lagomarsino (2012b)	87
Figura 44 Umbrales de daño de las edificaciones-prototipo en el Período 1; patrón de carga triangular: a) área pequeña, b) área media, c) área grande.	95
Figura 45 Umbrales de daño de las edificaciones-prototipo en el Período 2; patrón de carga triangular: a) área pequeña, b) área media, c) área grande.	95
Figura 46 Umbrales de daño de las edificaciones-prototipo en el Período 3; patrón de carga triangular: a) área pequeña, b) área media, c) área grande	95
Figura 47 Umbrales de daño en las edificaciones prototipo en los periodos: a) P1, b) P2, c) P3.....	98

Índice de tablas

Tabla 1. Tipologías de las edificaciones de mampostería en el Centro Histórico de Cuenca. Fuente: Adaptado de Quezada (2021)	22
Tabla 2 Resultados sobre las dimensiones de la unidad de ladrillo	34
Tabla 3 Resultados sobre espesores de paredes de mampostería de ladrillo	35
Tabla 4 Resultados sobre el tipo de aparejo	36
Tabla 5 Resultados de las alturas de entrepiso.....	37
Tabla 6 Tamaño de área de edificaciones típicas de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca. Fuente: Tomado de Quezada et al. (2021).....	38
Tabla 7 Escala de ponderación para calificar los datos de las propiedades mecánicas	42
Tabla 8 Tipo de mortero por periodo	43
Tabla 9 Resultados de la resistencia a la compresión del mortero.	44
Tabla 10 Resultados del coeficiente de fricción interna de la junta de mortero.	44
Tabla 11 Resultados de la cohesión de la junta de mortero.....	45
Tabla 12 Resultados la resistencia a compresión de la mampostería.....	46
Tabla 13 Resultados sobre el módulo de elasticidad de la mampostería	47
Tabla 14 Resultados sobre el módulo de cortante de la mampostería	48
Tabla 15 Resultados sobre el peso específico de la mampostería	48
Tabla 16 Caracterización del sistema de piso	66
Tabla 17 Carga muerta sobre el sistema de piso	67
Tabla 18 Carga Muerta sobre la cubierta	67
Tabla 19 Propiedades mecánicas de los modelos distribuidos por periodos.	69
Tabla 20. Propiedades de los primeros modos de vibración	72
Tabla 21 Carga sísmica reactiva de las edificaciones prototipo.....	80
Tabla 22 Clasificación del grado de daño en edificaciones de mampostería. Fuente: Adaptado de Grünthal & European Seismological Commission (1998).....	88
Tabla 23 Criterios sobre umbrales de daño empleados por el Eurocódigo 8 a escala de elementos. Fuente: Adaptado de Cattari y Lagomarsino (2012b).	91

Tabla 24 Comparación de daño entre el PC uniforme y triangular en la edificación P3-M en la dirección X positiva.....97

Tabla 25 Comparación de la deformación obtenida en la consecución de los umbrales de daño entre las edificaciones prototipo99

Dedicatoria

La belleza de la vida consiste en compartir tus logros con las personas que amas.

Este trabajo va dedicado a mi familia:

- A mi Padre por su constante guía en mi carrera y en mi vida.
- A mi Madre por su inconmensurable cariño y comprensión.
- A mi Hermano por su perseverante soporte e incondicional apoyo.
- A Daya por todo el cariño brindado estos años.

Kevin Francisco Capa Alemán.

Dedicatoria

Con amor incondicional este trabajo y mis noches de desvelo van dedicado:

A mis padres, por su esfuerzo incansable para forjar mi camino hacia el éxito, su influencia ha sido fundamental en cada paso que he dado, y seguirá siéndolo a lo largo de mis días, sin importar dónde me encuentre ni a dónde vaya.

A mis hermanos, quienes han sido mi apoyo en todo momento. Deseo ser una fuente de inspiración en cada momento de sus vidas, y aspiro a convertirme en un ejemplo a seguir para ellos.

A mis abuelos, tanto paternos como maternos, quienes desempeñaron un papel fundamental en mi formación brindándome su sabiduría. Aunque lamento no haber estado presente en eventos importantes, reconozco que el tiempo no puede retroceder. Sin embargo, doy gracias a Dios por permitirme estar a su lado, es fundamental para mí que puedan presenciar cómo alcanzo este sueño.

A mi abuelita en el cielo, quien presenció mis caídas durante mis primeros ciclos, pero siempre estuvo a mi lado y me brindó aliento para seguir adelante y nunca rendirme. Sé que desde el cielo está orgullosa de mí.

A mis tíos, quienes me han brindado un apoyo incondicional y siempre han estado pendientes de mí. Siempre fueron los primeros en preocuparse por su sobrina y su presencia ha sido reconfortante en mi vida.

A Kevin por todas sus enseñanzas que han dejado una huella profunda en mi vida.

Joseline Dayanna Guerrero Pérez.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por todo el apoyo y soporte brindado en la culminación de mis estudios y en el desarrollo de mi vida.

A mis amigos y compañeros de clase, cuyo apoyo fue clave para sobrellevar la presión de la carrera y salir adelante, especialmente a los "7PK2", con quienes viví y logré "hazañas" inimaginables.

Kevin Francisco Capa Alemán.

A Dios, quien ha sido mi guía y fortalece a lo largo de mi carrera.

A mis padres Narcisa y Boris, ya que decir "gracias" no es suficiente para compensar el gran trabajo que han tenido para hacer de mí no solo una profesional sino también una mujer de bien; y su papel ha sido fundamental en la construcción de mi éxito. Con todo el amor que siento por ellos, les digo con alegría y gratitud: ¡Hoy hemos ganado juntos, ustedes y yo!

A mis hermanos, Allison y Alexis, quienes me han brindado un constante apoyo y amor a lo largo de mi formación académica.

A mis compañeros: Alex, Christian, Karen, Pablo y Juan por acompañarme en este largo camino, ya que su compañerismo y apoyo me ha brindado paz y alegría en los momentos de dificultad.

Y como no agradecer a Kevin, quien ha sido un verdadero luchador a lo largo del desarrollo de esta tesis. Su paciencia y las enseñanzas que me brindó han sido clave para alcanzar este logro. Sin él, nada de esto fuera igual.

Joseline Dayanna Guerrero Pérez.

Queremos darle un especial agradecimiento:

Al Ing. Juan Jiménez por su brillante guía en la realización de este trabajo. Su experiencia y valioso conocimiento fue clave para el desarrollo del presente trabajo.

Al Ing. José Calderón por resolver un sinnúmero de dudas y por ser una constante fuente de motivación.

Kevin Francisco Capa Alemán y Joseline Dayanna Guerrero Pérez.

Capítulo 1: Introducción

1.1 Motivación

Ecuador se encuentra en una zona de alta sismicidad por su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico. La actividad sísmica en el país es principalmente causada por la subducción de la Placa de Nazca bajo la placa continental sudamericana. Como resultado, se generan dos tipos de sismicidad: interplaca e intraplaca. La sismicidad interplaca se caracteriza por tener sus focos ubicados en la fosa de subducción y producir sismos de magnitud significativa con profundidades menores a 40 km, su presencia se da en las costas del país. Por otro lado, la sismicidad intraplaca, la cual se concentra principalmente en la Sierra y el Oriente del país, se la puede distinguir entre una intraplaca inferior y una superior o cortical, siendo esta última de particular interés debido a su asociación con rupturas de fallas geológicas y profundidades menores a 40 km (Jiménez et al., 2022).

Estas situaciones se reflejan en el mapa de zonificación sísmica establecido por la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-SE-DE (2015). Este mapa clasifica las áreas costeras con un nivel de amenaza sísmica muy alta, a la Sierra con un nivel alto, mientras que la región oriental se clasifica como moderada a alta. Las ciudades de la Sierra del país son particularmente vulnerables por las características geomorfológicas de la región, lo que las expone a terremotos de foco superficial (Rivadeneira et al., 2007).

La ciudad de Cuenca, en el sur de la Sierra ecuatoriana, ha experimentado varios sismos que han causado daños de moderados a severos en los últimos 200 años. Según lo documentado por Jiménez et al. (2022), uno de los ejemplos más destacados es el sismo ocurrido el 29 de junio de 1887, con epicentro en Azuay. Este evento sísmico tuvo consecuencias significativas, como el daño estructural de iglesias y la caída de varias edificaciones civiles en la ciudad.

El Proyecto P-BID 400 FUNDACYT (2002), desarrollado por la Red Sísmica del Austro (RSA), llevó a cabo la elaboración de un mapa integrado de daño estructural para edificaciones de mampostería no reforzada (MNR) y hormigón armado. En este mapa se informa de los posibles daños que podrían ocurrir en el Centro Histórico de Cuenca en caso de un sismo, esto dentro de un rango de aceleraciones en roca de entre 0.05g a 0.30g. Se estima que para niveles bajos (0.05g), se presentarían daños de moderados a severos en las edificaciones de MNR.

Sin embargo, para sismos de alta intensidad con una aceleración máxima en roca de 0.25 g, los cuales se espera que ocurra en Cuenca con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (NEC-SE-DS, 2015), se prevén daños de muy severos hasta el colapso en las

estructuras. Estas cifras refuerzan la necesidad de tomar medidas adecuadas para la mitigación del riesgo sísmico y la protección de las edificaciones históricas en la ciudad.

Las tipologías de construcción más sensibles a los efectos sísmicos en la ciudad de Cuenca son aquellas que se han construido utilizando adobe, bahareque y mampostería de ladrillo no reforzado (MNR) (Quezada et al., 2021). Un ejemplo destacado de este último tipo de construcción es la icónica Catedral de la Inmaculada, cuyos muros portantes fueron construidos mediante ladrillo con mortero de cal. Según Aşikoğlu et al. (2019), las edificaciones de mampostería en regiones sísmicas son vulnerables por su baja resistencia a la tensión, baja ductilidad y la falta de regulaciones de diseño cuando se construyeron.

Además de estas limitaciones técnicas, la falta de control durante el proceso de construcción, las limitaciones económicas, diversos factores socioculturales y la falta de antecedentes de terremotos destructivos recientes han contribuido a la ejecución incorrecta de este tipo de construcciones (García y Degrande, 2017). Estos factores combinados aumentan la vulnerabilidad de las edificaciones de MNR en la ciudad de Cuenca frente a eventos sísmicos, resaltando la importancia de adoptar medidas adecuadas de refuerzo y rehabilitación para garantizar la seguridad de las personas y la protección del patrimonio histórico.

Las edificaciones de mampostería no reforzada (MNR) del Centro Histórico de Cuenca (CHC), construidas entre las décadas de 1940 y 1980, presentan importantes desafíos por la falta de caracterización geométrica y mecánica, y por su capacidad para resistir las cargas laterales generadas por los sismos. Además, existe una falta de análisis sobre el efecto de las cargas laterales en los modos de falla que podrían ocurrir en estas estructuras. Todo esto se ve agravado por la ausencia de una estandarización en las normativas y códigos que regulan el análisis de las edificaciones de MNR, cuyos sistemas de entrepiso flexible presentan comportamientos modales diferentes que en estructuras tradicionales de hormigón.

La modelización del comportamiento sísmico no lineal de edificaciones de MNR implica la necesidad de utilizar metodologías de análisis dinámico/estático no lineal. Su comportamiento, en comparación con los edificios ordinarios de hormigón y acero, requiere algoritmos capaces de reproducir de manera precisa el comportamiento no lineal, a fin de proporcionar simulaciones numéricas fiables y prácticas (Aşikoğlu et al., 2021).

Por lo tanto, el tema propuesto busca profundizar en el conocimiento del comportamiento de las estructuras de mampostería no reforzada (MNR) de ladrillo ante eventos sísmicos. Para ello, se establecen curvas de capacidad con sus umbrales de daño respectivos en edificaciones prototipo del CHC, las cuales, para investigaciones futuras, permitirán identificar

los edificios que requieren intervenciones urgentes para salvaguardar la seguridad de las personas y preservar el patrimonio histórico. Esto se pretende realizar a partir de una metodología práctica de modelamiento con macro-elementos bidimensionales, la cual ha demostrado su eficacia en otros estudios relacionados con mampostería confinada y vigas de atado en el CHC.

Los resultados obtenidos por este trabajo representan un aporte en el campo de la Ingeniería Estructural al analizar el comportamiento sísmico de edificaciones de dos pisos construidas con mampostería no reforzada de ladrillo en presencia de sistemas de piso flexible. Este análisis implica una discusión sobre los rangos en los que se encuentran los parámetros mecánicos de las edificaciones históricas de MNR del CHC, los patrones de carga aplicables, la adecuada selección de puntos de control y los posibles modos de falla que podrían presentarse.

Además, los resultados obtenidos permiten un mayor entendimiento de la capacidad estructural de las edificaciones en la ciudad de Cuenca. Esta información es vital para la toma de decisiones en la planificación de acciones de readecuación y refuerzo estructural necesarias para garantizar la seguridad de la población residente en estas estructuras. Asimismo, el estudio contribuye con fines de conservación del patrimonio histórico que caracteriza a la ciudad de Cuenca.

1.2 Objetivos de la tesis

El objetivo principal de este estudio es determinar la capacidad y comportamiento sísmico de las edificaciones mampostería no reforzada (MNR) de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca (CHC). Con este propósito, se realiza una clasificación de las edificaciones en función de tres períodos de construcción distintos, teniendo en cuenta su tamaño. Además, se determinan los parámetros mecánicos, geométricos y tipológicos correspondientes a cada período.

La metodología empleada en este trabajo se basa en la utilización de macroelementos, siguiendo la propuesta de Calìo et al. (2012) para edificaciones de mampostería. A través de un análisis estático no lineal pushover, se evalúa la capacidad sísmica de cada estructura y se establecen los umbrales de daño correspondientes.

Este enfoque permite obtener curvas de capacidad que representan el comportamiento de las edificaciones ante cargas sísmicas. Estas curvas, junto con los umbrales de daño

establecidos, proporcionan información importante para comprender la respuesta estructural de las edificaciones de MNR en el CHC y determinar su nivel de seguridad.

1.2.1 Objetivo General

Establecer curvas de capacidad con sus respectivos puntos de umbral de daño en edificaciones de MNR de ladrillo típicas del Centro Histórico de Cuenca.

1.2.2 Objetivos Específicos

1. Caracterizar las edificaciones de MNR de ladrillo típicas del Centro Histórico de Cuenca en términos geométricos y mecánicos, considerando su variabilidad en el tiempo.
2. Modelar las edificaciones empleando macroelementos discretos en el programa 3DMacro.
3. Obtener las curvas de capacidad de las edificaciones.
4. Determinar los umbrales de daño en las curvas de capacidad.
5. Describir y discutir los resultados obtenidos.

1.3 Descripción y alcance de los capítulos

A continuación, se describen los principales contenidos de cada capítulo que compone la tesis:

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

Se describe la motivación que condujo al estudio de las edificaciones de Mampostería no reforzada de ladrillo en el CHC, se resalta la necesidad de su evaluación sísmica para la correcta conservación del patrimonio histórico. Se presenta el contenido y los objetivos de este trabajo.

Capítulo 2: MARCO TEÓRICO

Se realiza una revisión de la literatura sobre las tipologías constructivas de la época, incluyendo los principales materiales empleados, los sistemas de piso y los sistemas de cubierta. Además, se introduce el análisis de mampostería mediante el uso de

macroelementos, así como una descripción del estado del arte en el análisis no lineal estático y dinámico.

Capítulo 3: CARACTERIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA DE LADRILLO EN EL CENTRO HISTÓRICO DE CUENCA.

Se divide a las edificaciones en tres épocas situadas en un periodo comprendido entre 1945 a 1975; para cada época, se determinan los parámetros mecánicos a través de una revisión bibliográfica de ensayos realizados a nivel local e internacional. Estos valores encontrados son luego ponderados utilizando una escala cualitativa que evalúa su verosimilitud con el contexto de los materiales locales. Entre estos parámetros se incluye la resistencia a compresión del ladrillo, mortero y mampostería; la resistencia a corte y flexión por tracción de la mampostería; la cohesión y ángulo de fricción de la mampostería; y los módulos de corte y elasticidad.

Además, se determina la distribución geométrica de las edificaciones utilizando como base la distribución tripartita propuesta por Quezada et al. (2021), la cual clasifica las edificaciones de mampostería en función de su área en planta. Para complementar la caracterización, se realiza una revisión bibliográfica de las alturas de los entrepisos, el espesor de las paredes, el espesor de las juntas y las dimensiones de los ladrillos utilizados.

Capítulo 4: MODELIZACIÓN

Se modeliza las edificaciones de MNR a través de un enfoque de macroelementos bidimensionales descrito en el estudio de Calìo et al. (2012). Estos macroelementos se implementan en el software "3D Macro", en donde se captura los principales modos de falla que ocurren en el plano por flexión, corte y deslizamiento de las paredes.

Se elaboran nueve modelos diferentes, a las cuales se las denomina como edificaciones prototipo, se los clasifica según su área en planta en: grande, media y pequeña. Además, se dividen de acuerdo a cada período de análisis: P1 (1945-1955), P2 (1955-1965) y P3 (1965-1975). En cada modelo se determinan las cargas de uso específicas y se considera el tipo de sistema de entrepiso correspondiente.

CAPITULO 5: ANALISIS MODAL Y ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER)

Se realiza un análisis estático no lineal (*pushover*) en las edificaciones prototipo, en donde se discute y establece los patrones de carga lateral utilizados, así como el punto de control de los desplazamientos. Se analiza los resultados en términos de ductilidad y cortante basal

máximo. Por último, se discute las principales diferencias entre las edificaciones prototipo y su variación para cada periodo.

CAPITULO 6: ESTABLECIMIENTO DE UMBRALES DE DAÑO

Se establece los estados límite en las curvas de capacidad de las edificaciones prototipo a través de umbrales de daño en términos de derivas y cortante basal según la normativa NTC-2018. Se discute las principales diferencias entre las edificaciones para cada periodo de análisis.

CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presenta las principales conclusiones del trabajo junto con recomendaciones para futuras investigaciones.

Capítulo 2: Marco Teórico

2.1 Reseña histórica de la construcción en Cuenca

Los estilos arquitectónicos presentes en las construcciones históricas de la ciudad de Cuenca ofrecen un testimonio de la evolución en la edificación a lo largo del tiempo. Según la investigación realizada por Chérres y Peñafiel (2000), se tiene los siguientes hitos en la historia de la construcción cuencana:

- El 12 de abril de 1557 marca la fundación de Santa Ana de los Ríos de Cuenca, situada al occidente de las ruinas de la antigua ciudad del Tomebamba. Esta nueva ciudad se estableció en esa ubicación.
- En 1583, inicio la construcción de la comúnmente conocida Catedral Vieja, empleando bahareque para las paredes y paja para los techados.
- En 1765, las viviendas se construían principalmente con adobe, ladrillo crudo con barro, cal, piedra y ladrillo cocido. Estas casas eran amplias y cómodas, generalmente de un piso.
- En 1778, se erigieron algunos edificios de baja altura.
- En el siglo XX, concretamente en 1940, se observa la construcción media de edificaciones de dos pisos en el centro de la ciudad, mientras que predominaban las estructuras de un piso en la zona perimetral.
- Antes de 1950, el adobe y el bahareque eran los materiales principales en las construcciones. Se utilizaba una modalidad de construcción mixta, donde el primer piso era de adobe y el segundo piso de bahareque.
- En la década de 1950, se produjo una transición hacia el uso predominante de ladrillo en la construcción. Se adoptó una construcción mixta de ladrillo-adobe o ladrillo-bahareque. En este contexto, el ladrillo se utilizaba principalmente en las fachadas o en la periferia de las estructuras.
- En la década de 1960, el ladrillo se impuso como el material predominante para las paredes, aunque aún se mantenía cierto uso de adobe y bahareque. En términos de tipología constructiva, se comenzaron a incorporar cadenas horizontales de hormigón como elementos de amarre, junto con las paredes de ladrillo.
- Desde la década de 1970 hasta la actualidad, el ladrillo se convirtió en material exclusivo para las paredes. La mampostería no reforzada confinada predominó, utilizando cadenas horizontales y verticales de hormigón.
- Con el tiempo, el uso exclusivo de cadenas horizontales disminuyó, y actualmente la tipología predominante es la mampostería no reforzada confinada.

2.2 Tipologías constructivas de edificaciones de mampostería

Según Quezada et al. (2021) y la información recopilada por Chérres y Peñafiel (2000), se pueden identificar cuatro tipologías predominantes de edificaciones históricas, clasificadas según el material de sus paredes y su grado de confinamiento. Estas tipologías son: mampostería no reforzada de adobe (MNR-A), mampostería no reforzada de ladrillo (MNR-L), mampostería no reforzada de ladrillo con vigas de atado (MNRL-VA) y mampostería de ladrillo confinado (ML-C). Los criterios utilizados para reconocer cada tipología se detallan en la Tabla 1.

Tabla 1. Tipologías de las edificaciones de mampostería en el Centro Histórico de Cuenca. Fuente: Adaptado de Quezada (2021)

Tipologías	Porcentaje (%)	Criterio de reconocimiento
MNR-A	40	Muros de adobe en todas las plantas; muros de adobe en la planta baja y bajareque en la planta alta.
MNR-L	20	Muros de ladrillo no confinados en todas las plantas; muros de ladrillo con vigas soleras en la planta alta.
MNRL-VA	20	Paredes de ladrillo con vigas de atado en ambas plantas.
ML-C	20	Muros de ladrillo confinados (con vigas y columnas de amarre) en ambas plantas.

A continuación, se detalla cada tipología de edificaciones construidas con mampostería:

La **mampostería de adobe no confinada (MNR-A)** es un método de construcción tradicional que ha sido utilizado durante siglos en diversas partes del mundo, incluyendo el CHC (Figura 1a). En la arquitectura colonial, los muros eran construidos con adobe y los techos estaban cubiertos de paja (Caldas y Sigcha, 2017). No obstante, en el periodo republicano se observó un progresivo abandono de los delgados muros de adobe, dando paso al uso cada vez mayor de ladrillos y hormigón (Cornejo y Zúñiga, 2020). En esta época surgieron el ladrillo y el hormigón, lo que permitió el abandono gradual de los delgados muros de adobe y la limitada utilización de elementos estructurales de madera para resolver luces mayores.

En cuanto al desempeño sísmico de estas edificaciones, se considera generalmente deficiente debido a su vulnerabilidad inherente, según lo mencionado por Illampas et al. (2011). Esto implica que, durante un sismo, existe un mayor riesgo de colapso o daños significativos en estas estructuras.

La **mampostería no reforzada de ladrillo (MNR-L)** es un método constructivo en el que los ladrillos se usan como elementos de unión sin más refuerzos, y donde las paredes carecen de columnas o elementos estructurales verticales. En varias ciudades, se observan muchos edificios centenarios construidos con este tipo de mampostería, que presentan niveles de resistencia y seguridad insatisfactorios comparados con los estándares contemporáneos de construcción (Huang et al., 2023).

En el caso específico de Cuenca, se ha constatado que múltiples edificios del Centro Histórico de la ciudad, construidos en la segunda mitad del siglo XX, han utilizado mampostería de ladrillo no reforzada en la construcción de sus muros (Calderón y Jiménez, 2021) (Figura 1b). Esta situación plantea preocupaciones en términos de la capacidad de resistencia sísmica y la seguridad estructural de estos edificios históricos.

La **mampostería no reforzada de ladrillo con vigas de atado (MNRL-VA)** es un tipo de técnica constructiva que implica la incorporación de vigas horizontales de madera, hormigón o acero a través de las paredes de ladrillo, las cuales se unen y refuerzan mediante refuerzos de acero (Quezada et al., 2021) (Figura 1c). La práctica busca mejorar la resistencia y la capacidad de carga de la mampostería de ladrillo al proporcionar elementos de unión y refuerzo adicionales.

La **mampostería de ladrillo confinada (ML-C)** es un tipo de construcción en el que los muros de mampostería se refuerzan con columnas y vigas de concreto armado para mejorar su resistencia y capacidad de carga (Figura 1d). Según Quezada et al. (2021), un criterio de reconocimiento para este tipo de edificación es que los muros están constituidos por ladrillos confinados con vigas y columnas de amarre en ambas plantas.

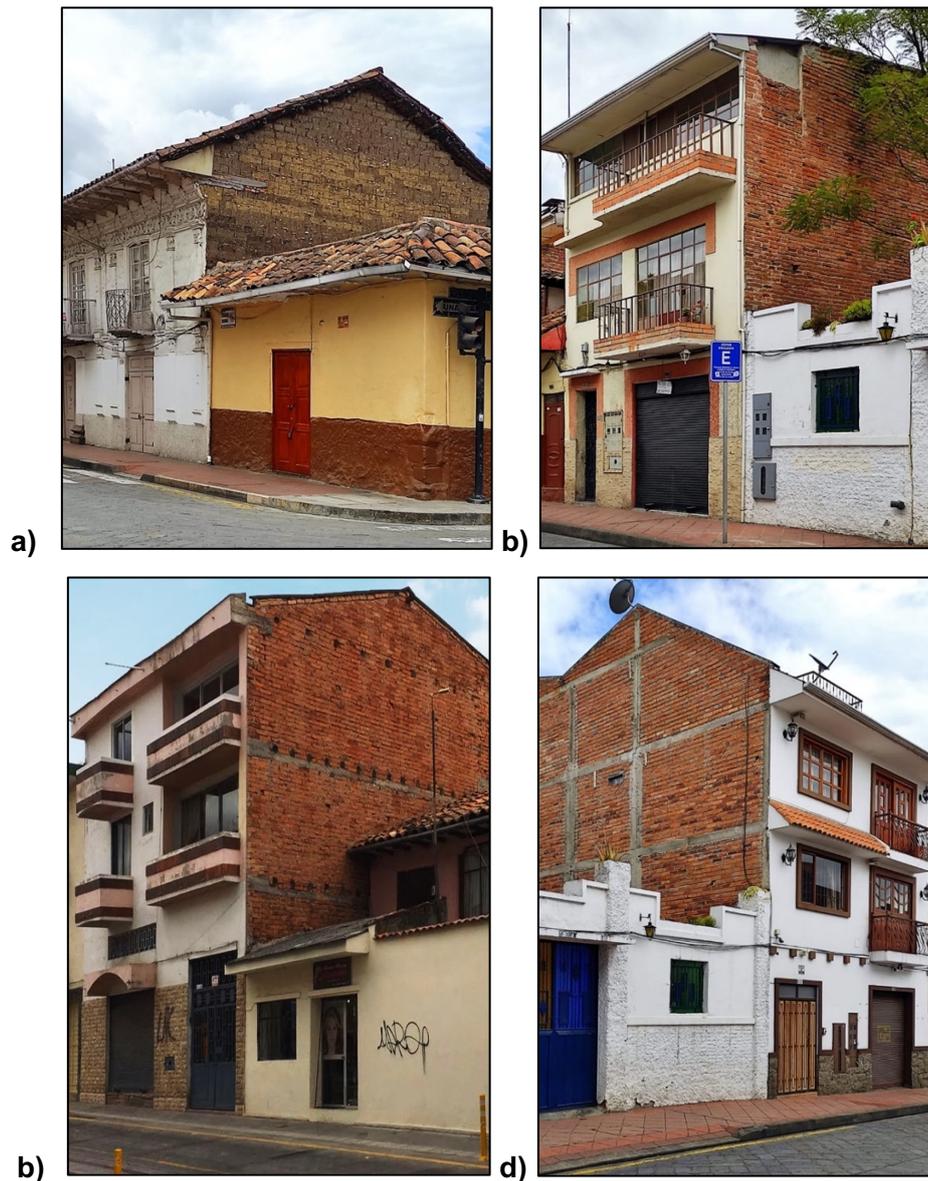


Figura 1: Tipologías de edificaciones históricas en el Centro Histórico de Cuenca. Fuente: Tomado de Quezada et al. (2021)

2.3 Materiales típicos empleados en la mampostería de ladrillo

Las características de los materiales usados en las unidades de mampostería de ladrillo influyen directamente en el desempeño de las edificaciones de mampostería en aspectos como el peso total, la capacidad de carga y los costos estructurales. Por tanto, las unidades de mampostería deben cumplir con los requisitos mínimos de resistencia o relación de vacíos, según las especificaciones de cada código nacional correspondiente. (Çitiloğlu, 2016, como se citó en Guamán y Ortega, 2018).

En esta sección se proporciona una concisa exposición acerca de los materiales empleados en las distintas tipologías de construcciones de edificaciones de MNR de ladrillo:

2.3.1 Unidad de ladrillo

El ladrillo es considerado uno de los materiales de construcción más antiguos fabricados por la humanidad, y su amplio uso a nivel mundial se debe a la fácil disponibilidad de sus materias primas (Kumar Mishra et al. 2021). En el caso de Cuenca, el ladrillo representa un elemento distintivo de su identidad y se encuentra en numerosas obras arquitectónicas importantes. Un ejemplo icónico de ello es la Catedral Inmaculada de Cuenca, una obra monumental construida a lo largo de un período de 100 años por el hermano alemán Juan Bautista Stiehle (Rosas y Torres, 2014). Esta estructura está compuesta por un sistema de muros portantes contruidos con ladrillos de arcilla cocida, unidos con morteros de cal y arena.

Otro ejemplo significativo de la arquitectura cuencana que utiliza el ladrillo es el Colegio Benigno Malo, erigido en el siglo XVII bajo la dirección del arquitecto Luis D. Barba (Rosas y Torres, 2014). Esta obra fusiona diversos materiales como el mármol, el latón, la madera y, principalmente, el ladrillo. El ladrillo es fundamental en la estructura y estética del colegio.

Según Aguirre Ullauri et al., (2023), la producción del de ladrillo se incrementó en 1960 con la creación de la primera fábrica llamada LACESA. Sin embargo, se siguieron produciendo en el territorio ladrillos de tipo artesanal, semi-industrial e industrial. Típicamente, los ladrillos sólidos/macizos se han utilizado para paredes portantes de edificaciones de vivienda, en tanto que los ladrillos huecos/ perforados, como relleno de edificios de hormigón armado.

Las principales fuentes del ladrillo artesanal estaban ubicadas en zonas históricas como lo son El Tejar, Racar, y el Chorro. Según los resultados de caracterización del ladrillo realizado por Aguirre Ullauri et al. (2023), existe una variación entre la calidad de los ladrillos utilizados en las edificaciones históricas de Cuenca en términos de propiedades químicas, mineralógicas, físicas y de durabilidad. Por último, hay una diferencia debida a la temperatura de cocido, que difiere de fábrica a fábrica.

2.3.2 Mortero

Los morteros son mezclas plásticas obtenidas con aglomerantes, arena y agua, que sirven para unir y fijar los ladrillos o bloques que se utilizan en la obra. En la ciudad de Cuenca, según Caldas y Sigcha (2017), se introdujo la cal como nuevo material en la época colonial, y fue utilizada como mortero de pega.

Además, González (2016) afirma que la cal se usaba como material aglutinante desde la época republicana, cuando el cemento aún no se introducía en la construcción. De este modo, existen varias edificaciones representativas como la Catedral Nueva, el colegio Benigno Malo, incluso en la construcción de puentes como: el Puente Roto y del Centenario.

Cuando el cemento Portland se introdujo en los métodos de construcción, su uso se generalizó, dejando de lado el empleo de la cal, especialmente en lo que concierne al enlucido de mampostería. En nuestro medio, es muy común la elaboración de mortero para pega de mampostería en obra, el cual se le elabora mezclando volumétricamente cantidades de cemento y arena (González, 2016).

2.3.3 Madera

En la ciudad de Cuenca, el principal recurso maderero empleado en construcciones es el eucalipto, introducido originalmente al país ante una situación de escasez de madera durante la presidencia de Gabriel García Moreno (Enríquez, 2014). La demanda de esta especie de madera es popular en la Sierra ecuatoriana; según datos emitidos por el Ministerio del Ambiente, en 2009 se permitió el corte de aproximadamente $570.420 m^3$ de madera rolliza de eucalipto.

Su uso se dio en vigas simplemente apoyadas o empotradas sobre los muros de mampostería, así como para dinteles sobre aberturas (puertas, ventanas, etc.). Enríquez (2014) encontró para edificaciones históricas dinteles de 28×12 cm y 25×12 cm de sección en vanos menores a 60 cm. Su uso se dio para sistemas de entrepiso tanto para las vigas principales, el entramado perpendicular y la duela.

2.4 Escala de análisis para edificios de mampostería no reforzada

2.4.1 Análisis estático y dinámico no lineal

Existen diversos enfoques analíticos para evaluar la respuesta sísmica global de un edificio. Estos métodos se clasifican en lineales y no lineales, según las propiedades de los materiales utilizados y la geometría de la estructura bajo estudio (Coronel y Peñafiel, 2020). Entre los análisis más relevantes se encuentran el análisis estático no lineal (NSP) y dinámico no lineal (NDP).

Según Trevor y Chambers (2019), el método estático no lineal (NSP) se utiliza para evaluar edificios sometidos a cargas que exceden el rango elástico. Su objetivo es simular el comportamiento dinámico de un modelo multigrado de libertad (MDOF) que representa un

edificio mediante un análisis estático incremental (Marino et al., 2019). Aunque este método no logra capturar completamente la dinámica de respuesta, especialmente en relación a los modos superiores, ofrece una aproximación adecuada.

Por otro lado, el método dinámico no lineal (NDP) considera el enfoque de análisis más exhaustivo, ya que modela tanto los efectos dinámicos como la respuesta inelástica de la estructura. Sin embargo, es fundamental tener en cuenta que este método es sensible a los supuestos de modelado utilizados y a las características del suelo en el que se implementa.

Adicionalmente, Marino et al. (2019) mencionan que el método dinámico no lineal (NDP) es, sin duda, el método de análisis más preciso disponible. Sin embargo, el NDP enfrenta desafíos que pueden agruparse en tres categorías principales. En primer lugar, existe una disponibilidad limitada de paquetes de software que permitan realizar análisis de tiempo-historia, especialmente para estructuras de mampostería. Además, surgen dificultades en la selección de registros de movimiento sísmico adecuados.

Por último, se evidencia la falta de criterios consolidados para utilizar la gran cantidad de resultados con fines de verificación de seguridad, como se refleja en la ausencia de una regulación detallada para el NDP en los códigos actuales. En consecuencia, los procedimientos estáticos no lineales (NSP) suelen ser los preferidos para la evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada (Marino et al., 2019).

2.4.2 Modelización de la mampostería no reforzada

El presente trabajo está enfocado en la mampostería no reforzada de ladrillo macizo con juntas de mortero. En este contexto específico, las juntas de mortero, que tienen una resistencia menor, se identifican como el origen del comportamiento no lineal complejo que se observa en la mampostería en su conjunto. Este comportamiento genera diversas dificultades en la modelización numérica y da lugar a una amplia gama de enfoques de modelado para el análisis de estructuras de mampostería (Jiménez, 2016).

Para representar adecuadamente las paredes de mampostería en estas estructuras, se emplean diversos métodos como lo son los modelos de elementos finitos, macro y micro-modelización, modelos de pórticos equivalentes (Kömürçü y Gedikli, 2019). En las siguientes subsecciones se presentan tres modelos existentes basados en la modelización de la mampostería.

2.4.2.1 Modelos de elementos finitos: micro- modelización y macro- modelización

El método de elementos finitos se define como el enfoque predominante no solo para el análisis de estructuras de mampostería, sino también para el análisis de estructuras en general (Jiménez, 2016). Dentro del contexto de la modelización numérica utilizando el método de elementos finitos, se pueden identificar dos enfoques generales: la micro- modelización y la macro- modelización.

En la técnica de macro-modelado, las unidades de mampostería (ladrillos, unidades de piedra) y el mortero entre ellas se modelan como un solo material (Kömürçü y Gedikli, 2019). En otras palabras, se concibe a la mampostería como un material homogéneo (Figura 2).

La geometría de los elementos constituyentes de la mampostería, como las unidades de ladrillo y las juntas, no se tiene en cuenta. En este enfoque, la pared se considera como un único elemento continuo, homogéneo y anisótropo. Sin embargo, las propiedades mecánicas de estos elementos son de vital importancia y ejercen una influencia significativa en el comportamiento global de la pared. Estas propiedades son necesarias para abordar las relaciones constitutivas en términos de esfuerzos y deformaciones promedio.

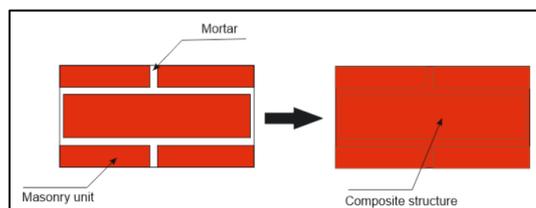


Figura 2 Procedimiento de macro-modelización. Fuente: Tomado de Kömürçü y Gedikli (2019)

Los **micro-modelos** permiten comprender de manera más precisa el comportamiento de la mampostería, ya que permiten considerar diferentes mecanismos de falla y estudiar el comportamiento local de los detalles estructurales de la mampostería, como la interfaz y las discontinuidades como puertas y ventanas. Esto se logra mediante una discretización más refinada. Sin embargo, es importante tener en cuenta que el uso de micro-modelos conlleva un alto costo computacional (López et al., 1998 como se citó en Coronel y Peñafiel, 2020).

En contraste con la macro-modelización, de acuerdo con Kömürçü & Gedikli (2019), la micro-modelización aborda la representación de las unidades de mampostería, como ladrillos y mortero, de forma separada (Figura 3). En otras palabras, se considera que la mampostería

es un material heterogéneo, lo cual representa una aproximación más realista. Además, se tiene en cuenta la inclusión de las interfaces en las zonas de unión entre estos elementos dentro del modelo.

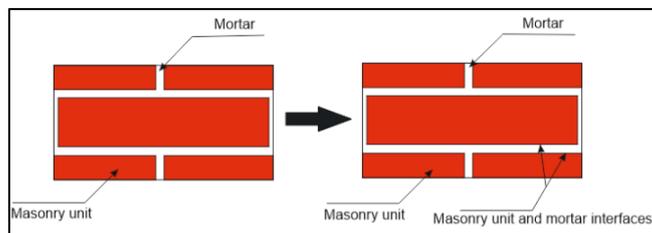


Figura 3 Procedimiento de micro-modelización. Fuente: Tomado de Kömürçü & Gedikli (2019)

2.4.2.2 Modelos de pórtico equivalente

El uso de la técnica del pórtico equivalente ha demostrado ser una herramienta confiable para evaluar la respuesta sísmica global de edificios de mampostería con una distribución regular de aberturas (Jiménez, 2016). Esta técnica se usa para analizar edificios de muros portantes con sistemas de marcos de refuerzo, y se basa en simplificar las paredes con aberturas, puertas y ventanas, representando pórticos (Jiménez, 2016). Estos pórticos están compuestos por elementos bidimensionales o unidimensionales, que incluyen uniones rígidas en sus intersecciones. La Figura 4 presenta un esquema que ilustra dos variantes de pórtico equivalente. En la Figura 4a se muestran los pórticos equivalentes con macroelementos 1D, mientras que en la Figura 4b se representan los pórticos equivalentes con macroelementos 2D.

El programa de cálculo sísmico de mampostería 3MURI utiliza la conceptualización del marco equivalente para llevar a cabo el cálculo. Esta conceptualización se realiza mediante el empleo de macroelementos desarrollados por Gambarotta y Lagomarsino en 1996, según se citó en Jiménez (2016).

No obstante, Caliò et al. (2012) señalan que la sustitución de porciones de mampostería por elementos en el pórtico equivalente tiene limitaciones debido a simulaciones imprecisas de la interacción entre los macroelementos. Estos problemas se presentan especialmente en casos de geometrías complejas y cuando es necesario modelar paneles en condiciones de fisuración.

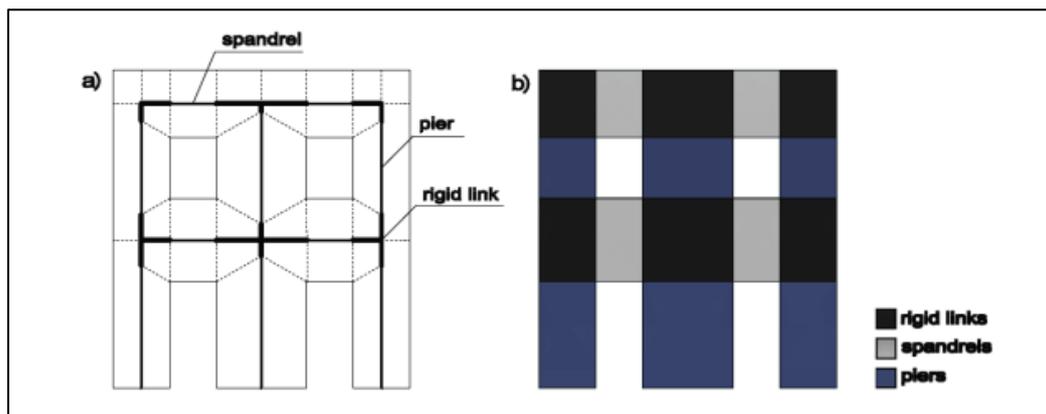


Figura 4 Modelos de pórticos equivalente: a) con macroelementos 1D; b) con macroelementos 2D. Fuente: Tomado de Jiménez (2016).

2.4.2.3 Modelo de macroelementos discretos

El presente trabajo, se basa en la discretización de la edificación en macroelementos siguiendo la metodología propuesta por (Caliò et al., 2012), la cual permite capturar el comportamiento no lineal de la estructura y representarla como un conjunto de varias paredes. El elemento básico utilizado para simular la respuesta en el plano consiste en un cuadrilátero con cuatro bordes rígidos y cuatro vértices articulados, los cuales están conectados por dos resortes diagonales no lineales (Aşikoğlu et al., 2019). Cada panel puede interactuar con otros paneles a través de una serie de resortes no lineales perpendiculares, también se utiliza un resorte longitudinal para controlar los desplazamientos en la dirección del muro. La Figura 5a representa la configuración indeformada y la Figura 5b muestra la configuración deformada.

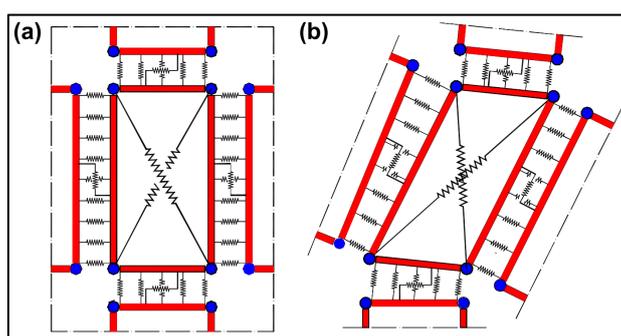


Figura 5 Macroelemento bidimensional. (a) Configuración indeformada; (b) Configuración deformada. Fuente: Tomado de Caliò et al (2012)

Según Caliò et al. (2012), el modelo permite representar los principales modos de falla en el plano, estos son a cortante diagonal, flexión y a cortante con deslizamiento, esto aplicado a

estructuras de mampostería sometidas a cargas verticales y horizontales. El modo de falla por flexión está asociado a la rotura de la base del panel debido a compresión o tracción (Figura 6a). Este modo de falla se representa mediante una serie de resortes no lineales perpendiculares al borde del panel.

El modo de falla por cortante se caracteriza por la disminución de la capacidad de resistencia debido a la formación de grietas diagonales en el panel bajo cargas de corte (Figura 6b). Este modo de falla se representa mediante dos resortes diagonales que conectan las esquinas opuestas del panel. Por último, el modo de falla por cortante por deslizamiento se caracteriza por el deslizamiento del panel en su propio plano (grietas paralelas a las juntas) y se controla mediante un resorte longitudinal paralelo a cada borde del panel (Figura 6c).

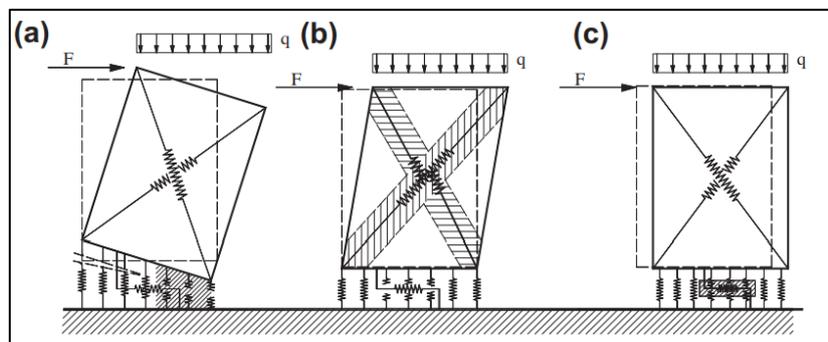


Figura 6 Simulación de los modos de falla en el plano: (a) Falla a flexión; (b) Falla a cortante diagonal; (c) Falla a cortante por deslizamiento. Fuente: Tomado de Calìo et al. (2012)

El programa de cálculo sísmico de mampostería: “3DMACRO” propone la representación de la estructura como un conjunto de muros compuestos por elementos de gran tamaño que comparten similitudes y se encuentran interconectados (Figura 7). El programa emplea la discretización de macro-elementos desarrollado por Calìo et al. (2012). La efectividad del modelado está estrechamente relacionada con una correcta definición de los parámetros que establecen la equivalencia entre el muro y su representación mecánica equivalente.

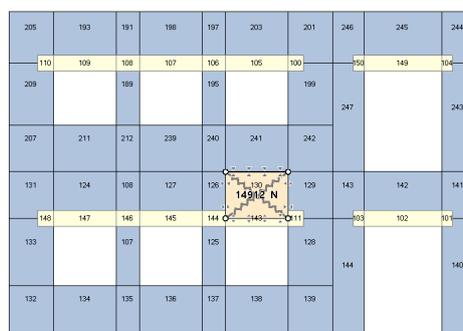


Figura 7 Modelización con macroelementos en "3DMacro"

Capítulo 3: Caracterización de las edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca.

3.1 Introducción

El objetivo de la caracterización de las edificaciones de mampostería no reforzada (MNR) construidas con ladrillo en el Centro Histórico de la Cuenca (CHC) es analizar las características geométricas y mecánicas principales de las tipologías arquitectónicas representativas en esa área. Estos resultados serán de utilidad para obtener una mejor comprensión del comportamiento sísmico de estas edificaciones y contribuirán al estudio de cómo se comportan ante eventos sísmicos (Cornejo y Zúñiga, 2020).

Además de ello, se caracteriza de las edificaciones, su tipología y su variación a través del tiempo. A través de un proceso de recopilación de información, se han identificado los parámetros de interés que, mediante la modelización, contribuirán a una mejor comprensión de la resistencia estructural y su capacidad.

Los parámetros mecánicos encontrados son sometidos a un proceso de tratamiento de datos que incluye la eliminación de datos atípicos, y su ponderación de acuerdo a una escala cualitativa realizada por los autores que relaciona su pertinencia con la realidad de los materiales locales.

3.2 Periodos de análisis de construcción de las edificaciones de mampostería no reforzada en el Centro Histórico de Cuenca.

En la ciudad de Cuenca, durante la década de 1940, se evidencia que las antiguas construcciones se basaban en un sistema constructivo fundamentado en arcilla trabajada, ya sea en forma de adobe o bahareque (Caldas y Sigcha, 2017). Según las investigaciones de Cornejo y Zúñiga (2020), en la época republicana, con el surgimiento del ladrillo, gradualmente se abandonó la utilización de los muros de adobe, dando paso a nuevas técnicas de construcción mixtas como el adobe-ladrillo o ladrillo-bahareque. Por otra parte, según González (2016), el empleo de la cal como aglutinante experimentó mucho en esa época, abarcando desde la época republicana hasta momentos en que aún no se incorporaba cemento en la construcción.

En los años 50, el ladrillo emergió como el material principal en la construcción en casos especiales y numerosas obras tanto públicas como privadas (García et al., 2019). Según las

investigaciones de González (2016), se destaca que en esta época se utilizaba la cal en la elaboración de morteros de pega para mampostería. Hacia la década de los 60, conocida como la época de la arquitectura de líneas rectas, el ladrillo se consolidó como un material de uso frecuente en las construcciones (Caldas y Sigcha, 2017). Además, se popularizó el uso de la mampostería de ladrillo en combinación con cadenas de hormigón armado, una tipología conocida como mampostería con vigas de atado perimetral (VAP) (Espinosa y Calle, 2002 como se citó en Cornejo y Zúñiga, 2020).

Entre las décadas de 1940 y 1950, se empleó la cal en la elaboración de morteros de pega para mampostería, y no fue sino hasta la década de 1960 a 1970 que cambió hacia el empleo de cemento (González, 2016), esto debido a la aparición de fábricas de cemento en el Austro, como Guapán, y posteriormente el cemento Rocafuerte en el mercado local, este novedoso producto industrial fue introducido gradualmente en el ámbito de la construcción tradicional, reemplazando por completo el uso de la cal en los morteros para la pega de mampostería.

En los años 70, el uso del ladrillo se intensificó, y hasta la fecha, aproximadamente el 80% de las viviendas en la zona son de baja altura y construidas con ladrillos (García y Degrande, 2017).

Según lo expuesto, los autores de este estudio han realizado una segmentación del análisis en tres periodos distintos, definidos así: Periodo 1 (P1), de 1945 a 1955; Periodo 2 (P2), de 1955 a 1965; y Periodo 3 (P3), de 1965 a 1975. Esta decisión se ha basado en la evolución de los materiales constitutivos de la mampostería, específicamente el ladrillo y el mortero, así como de la variación de la altura de entresijos y espesor de paredes a través del tiempo. Para abordar esta evolución, los siguientes subcapítulos profundizarán en mayor detalle la caracterización de cada periodo.

3.3 Resultados de la caracterización geométrica.

En este apartado, se exponen resultados de una investigación bibliográfica en la que se incluyen ensayos realizados en tesis y artículos científicos realizados dentro y fuera de Cuenca.

3.3.1 Dimensión de la unidad de ladrillo

Para determinar con precisión las dimensiones de la unidad de ladrillo, se recopilaron unas 10 referencias de datos en Cuenca (véase Anexo A-1). Estas referencias abarcan los periodos identificados en el literal 3.2, y demuestran que las dimensiones de los ladrillos y el

tipo de ladrillo utilizado experimentan variaciones significativas en cada época investigada. Los datos mostrados en la Tabla 2 son los empleados en la modelización de las edificaciones desarrollado por los autores.

Las dimensiones de los ladrillos están directamente relacionadas con los espesores de las paredes, para la realización de muros de mampostería ya sea con aparejo Inglés o Flamenco, se necesita que las dimensiones coincidan tomando en cuenta el espesor de la junta de mortero. Se discute este tema en las subsecciones 3.3.2 y 3.3.3.

Tabla 2 Resultados sobre las dimensiones de la unidad de ladrillo

Periodo de análisis	L [cm]	H [cm]	E [cm]	Tipo de ladrillo
P1 (1945-1955)	39	6	19	Ladrillo Panela
P2 (1955-1965)	29	9	14	Ladrillo Panelón
P3 (1965-1975)	39	9	19	Ladrillo Gigantón

3.3.2 Espesor de paredes

Para estudiar la realidad constructiva de las paredes de mampostería de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca, se analizará la evolución del espesor de las paredes en épocas relevantes, para determinar los rangos de variabilidad en el tiempo. Con el paso de los años, se observa una tendencia descendente en los espesores de las paredes de mampostería de ladrillo. (Chérres y Peñafiel, 2000) describieron lo siguiente:

- Antes de 1950, la mayoría de las viviendas en la ciudad se caracterizaban por su baja altura y se construyeron con adobe. En ese entonces, las paredes tenían un espesor que variaba entre 30 y 80 cm.
- En la década de 1950, se produjo un cambio en el material de construcción principal, pasando del adobe al ladrillo. Esto resultó en paredes más delgadas, con un rango de espesor de 20 a 40 cm.
- En la década de 1960, las paredes de ladrillo tenían un espesor de 20 cm para las edificaciones de un solo piso, mientras que las estructuras de dos o más pisos tenían un espesor de 30 cm en el piso inferior, reduciéndose a 20 cm en los pisos superiores. Además, las paredes exteriores tenían un espesor de 30 cm, mientras que las paredes interiores tenían un espesor de 20 cm.
- A partir de la década de 1970, predominaron las paredes con un espesor de 20 cm, y a partir de los 80, se redujo más el espesor de las paredes, llegando a ser de 15 cm.

Finalmente, se procedió a clasificar la información según las épocas de construcción previamente mencionadas, lo que permitió obtener los siguientes resultados (Tabla 3):

Tabla 3 Resultados sobre espesores de paredes de mampostería de ladrillo

Periodo de análisis	Espesor exterior [cm]	Espesor interior [cm]
P1 (1945-1955)	40	30
P2 (1955-1965)	30	20
P3 (1965-1975)	20	20

Es importante destacar que los valores de espesor de pared mencionados en la Tabla 3 se aplican tanto a la planta baja como a la planta alta de la edificación analizada.

3.3.3 Tipos de aparejo en el Centro Histórico de Cuenca

En la ciudad de Cuenca, según Arias y Espinoza (1990), los tipos de aparejo más empleados son el aparejo inglés (Figura 8a) y flamenco. Además, de acuerdo con la investigación de Rosas y Torres (2014), quienes realizaron un recorrido fotográfico en la ciudad, se determinó que para edificaciones con espesores de pared bajos, el aparejo común es a soga (Figura 8b).

Estas afirmaciones pueden ser comprobadas en la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Cuenca (1973), donde se utilizaron ladrillos artesanales dispuestos en un patrón de aparejo inglés, lo cual resulta en una textura uniforme y una sólida resistencia como elementos estructurales de carga, según Rosas y Torres (2014).

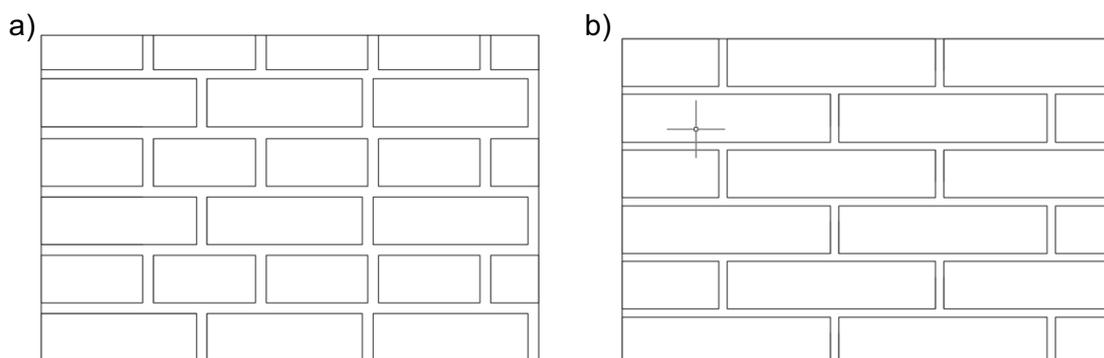


Figura 8 Tipos de aparejo. a) aparejo inglés, b) aparejo a soga

Otra construcción emblemática en la ciudad de Cuenca es el colegio Benigno Malo, el cual se distingue por su uso de ladrillo y por presentar muros construidos con un aparejo inglés y mortero de cal, según Rosas y Torres (2014).

En la Tabla 4 se detallan los tipos de aparejo seleccionados por periodo de construcción, los cuales fueron elegidos de la siguiente manera:

Durante el periodo 1, que abarca desde 1945 hasta 1955, se optó por un espesor de pared de 40 cm (sección 3.3.2), acompañado de ladrillos con dimensiones de 39 × 6 × 19 cm (largo-ancho-espesor) (sección 3.3.1). En esta época se utilizó un aparejo inglés, que consistía en dos ladrillos con un espesor de 19 cm, formando dos hiladas en la pared como se muestra en la Figura 8a.

En el período 2, al igual que en el período anterior, se emplearon ladrillos de 14 cm para construir una pared con un espesor total de 30 cm en aparejo inglés.

Por último, durante el periodo 3 de análisis, se utilizaron ladrillos de 20 cm de espesor dispuestos en aparejo a soga (Figura 8b). Con respecto al espesor de las juntas de mortero, se considera de 2.5 cm para P1, 2cm para P2, y 1.5 cm para P3.

Tabla 4 Resultados sobre el tipo de aparejo

Periodo de análisis	Aparejo
P1 (1945-1955)	Aparejo Ingles
P2 (1955-1965)	Aparejo Ingles
P3 (1965-1975)	Aparejo a soga

3.3.4 Altura de entrepiso

La altura entre pisos de las edificaciones de MNR en el Centro Histórico de Cuenca es variable y está influenciada por diversos factores, como el tipo de construcción, la antigüedad de la estructura (época de construcción) y el propósito del edificio. Según lo explicado por Jiménez (2002), se puede observar cómo ha evolucionado la altura de entrepiso en las edificaciones a lo largo del tiempo en el CHC:

- En las edificaciones construidas antes de los años 50, las alturas de entrepiso eran considerablemente altas, con un rango de variación de 3-5 metros.
- Con la introducción del ladrillo en los años 60, las alturas de entrepiso disminuyeron ligeramente, quedando en un rango de 3-4 metros.

- En los años 70, con el predominio del uso del ladrillo, las alturas de entrepiso disminuyeron aún más y se estandarizaron en un rango de 2.5-2.9 metros. Esto posiblemente lo influyó el criterio de las primeras generaciones de arquitectos de la ciudad.
- Desde los años 80 hasta hoy, se observa una ligera tendencia a reducir aún más las alturas de entrepiso, con un rango de variación de 2.3-2.7 metros.

Finalmente, se puede concluir esta distribución de altura de entrepiso de las edificaciones por épocas analizadas (Tabla 5):

Tabla 5 Resultados de las alturas de entrepiso

Periodo de análisis	Altura de entrepiso [m]
P1 (1945-1955)	3.6
P2 (1955-1965)	3.1
P3 (1965-1975)	2.7

3.3.5 Tamaño de edificaciones típicas en el Centro Histórico de Cuenca

Según García et al. (2019), en el CHC existen 9932 edificaciones emplazadas en un área de 482.25 *ha*. A estas edificaciones, se las dividió por su área de construcción según la investigación de Quezada et al. (2021) en: área pequeña (40 m^2 a 140 m^2), media (140 m^2 a 240 m^2) y grande (240 m^2 a 400 m^2).

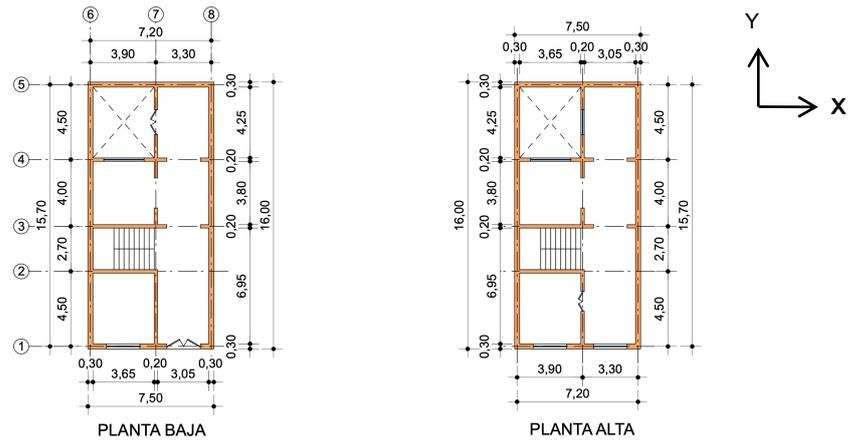
En el catálogo presentado por Quezada et al. (2021) se muestra las edificaciones típicas de ladrillo ubicadas en el CHC, en donde se hace una descripción general de las plantas y fachadas (Tabla 6). Se estudiaron los patrones de abertura de las paredes de fachada a partir de 75 registros fotográficos (Calderón y Jiménez, 2021).

En el proceso de modelización de los edificios, se utilizó como punto de partida la distribución tripartita propuesta por Quezada et al. (2021). Se realizaron modificaciones debido a dos razones principales: primero, se encontraron inconsistencias en los planos presentados en términos de continuidad de paredes y ubicación de puertas y vanos; segundo, con el objetivo de facilitar la modelación en el software 3DMACRO y evitar errores en la distribución de la carga, se decidió separar las aberturas de las esquinas a una distancia de 60 cm.

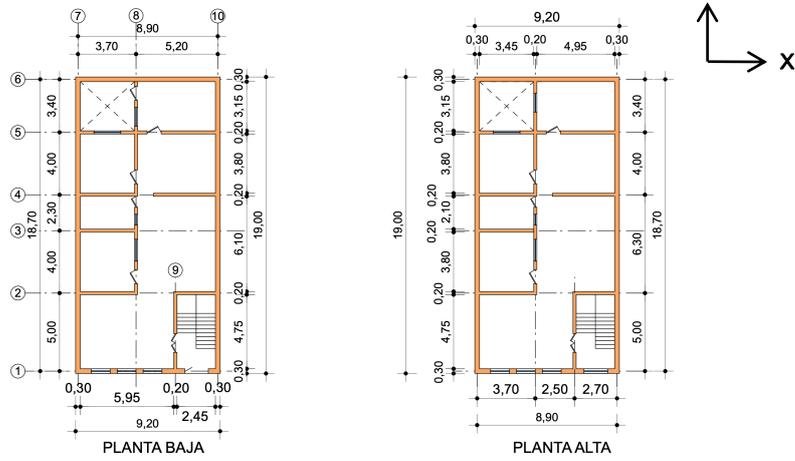
Tabla 6 Tamaño de área de edificaciones típicas de ladrillo en el Centro Histórico de Cuenca. Fuente: Tomado de Quezada et al. (2021)

	Área-Pequeña (40 m² a 120 m²)	Área-Media (120 m² a 200 m²)	Área-Grande (200 m² a 300 m²)
Área en planta baja	120 m ²	175 m ²	230 m ²
Relación frente/fondo	0,50	0,48	0,41
Frente	estrecho	estrecho	estrecho
Fachada frontal:	dos alineaciones verticales con aberturas tipo puerta-ventana	cuatro alineaciones verticales con aberturas tipo puerta-ventana.	tres alineaciones verticales con aberturas tipo puerta-ventana.
Uso en planta baja:	comercio y vivienda		
Uso en planta alta:	vivienda		

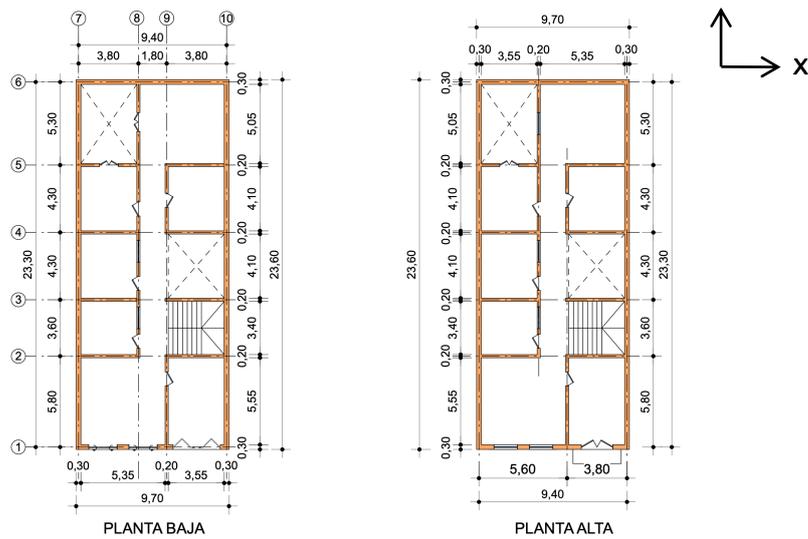
Como resultado de estas modificaciones, se presentan los planos mostrados en la Figura 9, los cuales representan a las edificaciones denominadas prototipo, siendo estas la base para posteriores análisis. Para facilitar el entendimiento de las secciones subsiguientes, cada eje de la Figura 9 representa el respectivo nombre de cada pared.



a)



b)



c)

Figura 9 Vista en planta de las edificaciones prototipo: a) casa prototipo de área pequeña; b) casa prototipo de área media; c) casa prototipo de área grande

3.3.6 Dimensiones de aberturas

Las aberturas se modelaron para puertas de 1.20×2.10 m o 0.9×2.10 m, y para ventanas de 1.8×1 m, y a 0.9 m del piso en todos los casos (Figura 10). Los patrones se mantuvieron salvo excepciones en donde la geometría no lo permitiese, o en la fachada en donde se empleó la información recopilada por Quezada et al. (2021).

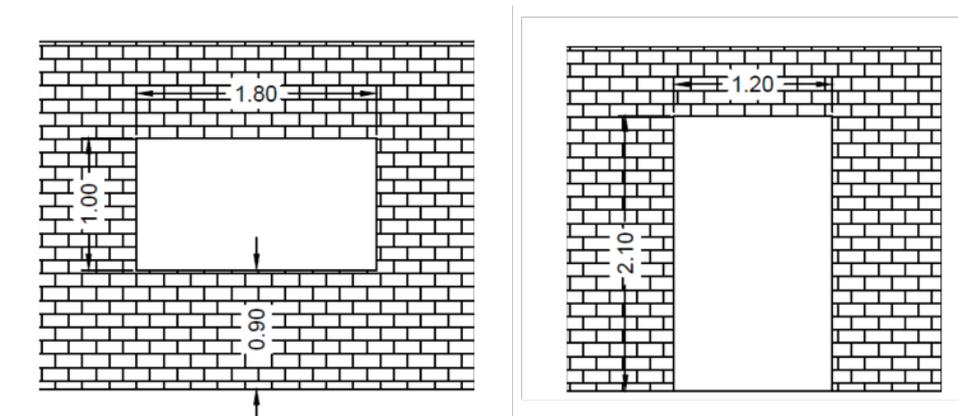


Figura 10 Aberturas en los muros de mampostería. Fuente: Tomado de Bravo y Flores (2015)

3.4 Obtención de las características mecánicas

Se ha llevado a cabo una recopilación bibliográfica de diversos autores especializados en investigaciones relacionadas con las propiedades mecánicas de las unidades de ladrillo y mortero. Entre los parámetros estudiados se encuentran la resistencia a la compresión del ladrillo (f'_b), la resistencia a la compresión del mortero de cal y mixto (f_j), el coeficiente de fricción del mortero de cal y mixto (μ), la cohesión de la junta de mortero de cal y mixto (c) y la resistencia a cortante de la mampostería con mortero de cal y mixto (T_0).

Los autores de la tesis consideramos que para obtener resultados con mayor verosimilitud a las propiedades de la MNR del CHC, es necesario someter a los valores encontrados a un proceso de ponderación mediante una escala cualitativa con el fin de determinar su aplicabilidad en el contexto de los materiales utilizados en Cuenca.

Esta técnica permite asignar un peso relativo a cada parámetro considerando su importancia y relevancia en dicho contexto en términos de dosificación del mortero, tipo de ladrillo utilizado y lugar de procedencia del ensayo.

En primer lugar, previo al proceso de ponderación, se realiza una eliminación de los valores que se encuentren fuera del rango establecido como límites, ya que se consideran atípicos y

no representativos. Para ello se la metodología desarrollada por Hoaglin et al. (1986). Esta metodología establece las ecuaciones (1) y (2) como límites para determinar los valores atípicos potenciales.

$$Ls = Q_3 + 1.5 * (Ri) \quad (1)$$

$$Li = Q_1 - 1.5 * (Ri) \quad (2)$$

$$RIQ = (Q_3 - Q_1) \quad (3)$$

Donde Ls es el límite superior, Li el límite inferior, RIQ es el Rango intercuartílico, Q_1 el primer Cuartil, y Q_3 el tercer cuartil.

Mediante la escala cualitativa mostrada en la Tabla 7, la cual fue desarrollada por los autores de esta tesis, se pondera a las propiedades mecánicas en función de la proporción del mortero utilizado, el tipo de ladrillo empleado y la ubicación de la muestra de ensayo. Se asignó una calificación ponderada a cada dato, reflejando la verosimilitud del valor correspondiente, tal como se indica en la Ecuación 4.

$$\bar{x}_p = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i w_i)}{\sum_{i=1}^N (w_i)} \quad (4)$$

Donde

x_i : es la propiedad mecánica sometida al proceso de calificación ponderada.

w_i : son los pesos asignados a cada propiedad mecánica en estudio.

Finalmente, el valor obtenido mediante el promedio ponderado de cada propiedad mecánica analizada se empleará en la modelización de las edificaciones estudiadas, tal como se describe en la investigación.

En resumen, se emplearon dos técnicas fundamentales en la selección de los parámetros mecánicos mediante la revisión de literatura: la eliminación de valores atípicos y la aplicación de una escala cualitativa para la ponderación de dichos valores. Estas técnicas permitieron obtener un conjunto de parámetros confiables y representativos para el contexto de los materiales utilizados en Cuenca. Al eliminar los valores atípicos, se evita que datos no representativos afecten el análisis. Además, al utilizar una escala cualitativa, se asignó un valor relativo a cada parámetro, considerando su importancia y relevancia. Esto contribuye a obtener resultados más precisos y confiables al considerar solo los valores pertinentes y apropiados. En consecuencia, se logra una mejor caracterización y comprensión de las

propiedades mecánicas de las unidades de ladrillo y mortero en el contexto específico de las edificaciones estudiadas.

Se buscó que la caracterización siga una lógica temporal y se adecue a cada periodo analizado, sin embargo, se resalta la necesidad de realizar análisis paramétricos que indiquen el impacto que tenga la variación de los mismos.

Tabla 7 Escala de ponderación para calificar los datos de las propiedades mecánicas

ESCALA DE PONDERACIÓN		
Nivel	Descripción	Peso
1	Se identifican discrepancias tanto en la dosificación adecuada del mortero objetivo como del tipo de ladrillo usado en caso de ser aplicable. Además, se evidencia que la información recopilada se trata de una referencia externa.	0.25
2	Se identifican una discrepancia en la dosificación del mortero objetivo y la coincidencia en cuanto al tipo de ladrillo utilizado. Además, se evidencia que la información recopilada se trata de una referencia externa.	0.5
3	Se verifica la coincidencia tanto en la dosificación del mortero objetivo como en el tipo de ladrillo utilizado. Además, se evidencia que la información recopilada se trata de una referencia externa.	0.75
4	Se verifica la coincidencia tanto en la dosificación del mortero requerido como del tipo de ladrillo utilizado. Además, se constata que se trata de una referencia de carácter local.	1

3.4.1 Unidad de ladrillo

3.4.1.1 Resistencia a la compresión del ladrillo (f'_b)

La resistencia a compresión del ladrillo en la mampostería se refiere a su capacidad para soportar cargas o fuerzas que actúan sobre dicha unidad. La resistencia del ladrillo puede variar según diversos factores, como la calidad del material, su proceso de fabricación, edad del ladrillo. La forma de determinar la resistencia máxima del ladrillo es a través de ensayos de laboratorio, los cuales implican la aplicación gradual de una carga a una muestra de este material (García et al. 2019)

En Cuenca, varios investigadores realizaron ensayos de resistencia a compresión de ladrillos procedentes de fábricas cercanas a la ciudad (ver Anexo A-2). A partir de los datos obtenidos, sometidos a la escala de ponderación descrita previamente, se obtiene un valor de resistencia a compresión para las unidades de ladrillo de 6.00 MPa, que es común a las tres épocas de estudio.

3.4.2 Mortero

3.4.2.1 Tipo de mortero utilizado en cada periodo de análisis

En la Tabla 8 se describen los tipos de mortero utilizados en cada período. Se observa que hubo un cambio del mortero de cal al mortero de cal-cemento (mixto) con la aparición de la Fábrica Guapán en el Austro. Durante las décadas de los 60 y 70, se produjo un cambio progresivo del uso del mortero de cal hacia el mortero de cemento. Sin embargo, según Rivera y Moyano (2002), este cambio fue lento debido a razones como el precio y el desconocimiento, ya que la gente prefería utilizar cal en lugar de cemento.

Tabla 8 Tipo de mortero por periodo

Periodo de análisis	Tipo de mortero
P1 (1945-1955)	cal
P2 (1955-1965)	cal-cemento
P3 (1965-1975)	cal-cemento

3.4.2.2 Resistencia a la compresión del mortero (f_j)

Para determinar la resistencia a compresión del mortero utilizado en la mampostería, se identificó inicialmente el tipo de dosificación empleada para diferentes períodos de análisis. Según Zamora y Chacón (1979) y Criollo (1974), las dosificaciones en volumen utilizadas en Cuenca como mortero de cal para pega de mampostería son de 1:2 1:3 y 1:4 (cal:arena), se toma el valor de 1:3 como el valor objetivo de la investigación.

Por otro lado, para la mezcla de mortero mixto, la dosificación en volumen es de M = 1:3 (cal-arena) con una proporción de 8:1 (M: cemento), aunque también pueden encontrarse M = 1:4 en proporción 6M:1, o M=1:3 en proporción 8M:1. Se escoge la proporción M = 1:3 en proporción 8M:1 como valor objetivo de la investigación.

Después de identificar las dosificaciones y el tipo de mortero utilizado en cada período, se recopiló la resistencia a compresión del mortero, la cual fue ponderada según los criterios establecidos previamente (consulte los Anexos A-3 y A-4 para las mezclas de mortero de cal y mixto, respectivamente). Los resultados obtenidos a partir de esta recopilación de información y utilizados en el proceso de modelización se presentan en la Tabla 9.

Tabla 9 Resultados de la resistencia a la compresión del mortero.

Periodo de análisis	f_j [MPa]
P1 (1945-1955)	1.78
P2 (1955-1965)	2.63
P3 (1965-1975)	2.63

3.4.2.3 Coeficiente de fricción interna de la junta mortero (μ)

Para analizar esta propiedad mecánica, se procedió a identificar el tipo de dosificación empleada para el mortero de cal y mixto correspondiente a los periodos de análisis, se llevó a cabo una recopilación de información, la cual fue ponderada de acuerdo a los criterios previamente establecidos (consulte los Anexos A-5 y A-6 para las mezclas de mortero de cal y mixto, respectivamente). Los resultados obtenidos y utilizados para el proceso de modelización se presentan en la Tabla 10.

Tabla 10 Resultados del coeficiente de fricción interna de la junta de mortero.

Periodo de análisis	μ
P1 (1945-1955)	0.70
P2 (1955-1965)	0.33
P3 (1965-1975)	0.33

3.4.2.4 Cohesión de la junta de mortero (c)

De la misma manera para analizar esta propiedad mecánica, se llevó a cabo una recopilación de información, la cual fue ponderada de acuerdo a los criterios previamente establecidos (consulte los Anexos A-7 y A-8 para las mezclas de mortero de cal y mixto, respectivamente). Los resultados obtenidos y utilizados para el proceso de modelización se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11 Resultados de la cohesión de la junta de mortero.

Periodo de análisis	c [MPa]
P1 (1945-1955)	0.09
P2 (1955-1965)	0.25
P3 (1965-1975)	0.25

3.4.3 Mampostería

3.4.3.1 Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m)

La mampostería tiene un desempeño adecuado cuando está sometida a fuerzas de compresión, pero su comportamiento y modo de falla están condicionados por la interacción entre las piezas de ladrillo y el mortero, los cuales tienen distintas propiedades de esfuerzo-deformación (Calle,2011).

En el presente trabajo, se emplea la fórmula desarrollada por Thaickavil y Thomas en su trabajo publicado en 2018. Los autores realizaron una investigación que proponen un modelo matemático fundamentado en un análisis de regresión múltiple estadístico para estimar la resistencia a la compresión de los prismas de mampostería. Dicho modelo considera tanto las diversas gamas de resistencia de las unidades de mampostería y el mortero, como la influencia de las fracciones de volumen, la relación altura-espesor, y las variables analizadas en el estudio experimental, las cuales comprenden el tipo de ladrillo, la resistencia del mortero y la configuración de apilamiento de los ladrillos en el prisma.

La metodología mencionada se muestra en la ecuación (5).

$$f'_m = \frac{0,54 \times f_b^{1,06} \times f_j^{0,004} \times VF_b^{3,3} \times VR_{mH}^{0,6}}{h/t^{0,28}} \quad (5)$$

$$VF_b = \frac{V_u}{V_p} \quad (6)$$

$$VR_{mH} = \frac{V_{mH}}{V_{mH} + V_{mV}} \quad (7)$$

Donde f'_m es la resistencia a la compresión de la mampostería, f_b es la resistencia a la compresión de la unidad de mampostería, f_j es la resistencia a la compresión del mortero, VF_b es la fracción de volumen de ladrillo, V_u es el volumen de unidades de mampostería, VR_{mH} la fracción de volumen de la junta de mortero horizontal, V_{mH} la fracción volumétrica de mortero en juntas horizontales, V_{mV} la fracción volumétrica de mortero en juntas verticales, y $\frac{h}{t}$ es la relación altura-espesor de la muestra del prisma.

Los resultados obtenidos aplicando la ecuación (5) se resumen en la Tabla 12.

Tabla 12 Resultados la resistencia a compresión de la mampostería

Periodo de análisis	f'_m [MPa]
P1 (1945-1955)	1.49
P2 (1955-1965)	1.74
P3 (1965-1975)	2.27

3.4.3.2 Resistencia a cortante de la mampostería (T_o)

Se estimó la resistencia a cortante de la mampostería en ausencia de carga axial a través de la escala de ponderación descrita en la Tabla 7, para P1 se calculó un valor de 0.077 MPa y para P2 y P3 un valor de 0.12 MPa. La diferencia entre estos valores radica en el cambio del tipo de mortero, y su estimación se basó en ensayos internacionales ante la falta de suficiente información de ensayos locales. Ver Anexos A-9 y A-10.

3.4.3.3 Resistencia a flexo tracción de la mampostería (f_{tm})

La mampostería no reforzada suele tener una baja resistencia a la tracción, lo que conduce a fenómenos de agrietamientos incluso bajo cargas relativamente bajas. Esto provoca un comportamiento no lineal en las etapas iniciales ante cargas sísmicas (Camilletti, 2019). Por motivos de seguridad, generalmente se considera que la resistencia a la tracción por flexión de la mampostería es cero (Cattari y Lagomarsino, 2008). Este enfoque también se aplica en el software TREMURI, donde se establece una resistencia de cero para la mampostería (Aşıkoğlu et al., 2021).

Aşıkoğlu et al. (2021) realizó un análisis de sensibilidad de la resistencia a tracción por flexión en una edificación de MNR asimétrica de dos pisos, y determinó que la variación de este parámetro presenta una influencia despreciable en la capacidad del modelo. Sin embargo,

establecer su valor en cero puede resultar en cortantes basales menores durante el análisis pushover, tema que es analizado y discutido en la sección 5.4.1.

La estimación de este parámetro se vuelve complicada debido a la falta de ensayos locales y a las diferencias significativas en los tipos de materiales utilizados en fuentes internacionales. Caliò et al. (2014), a través de su software 3DMACRO, recomienda una resistencia a tracción $f_{tm} = 0.05$ MPa para mampostería con mortero de cal. Por otro lado, el Departamento de Comercio de los Estados Unidos (1971) determinó que esta resistencia se encuentra en un rango de 0.04 a 0.06 MPa. Por último, Chácara (2018) estimó una resistencia de 0.10 MPa para mampostería en aparejo inglés con mortero de cal.

Para obtener un valor promedio, se ponderaron los resultados obtenidos, dando mayor peso a la referencia de Chácara (2018) porque sus materiales tienen mayor similitud a las del estudio, como resultado se especificó un valor de 0.075 MPa.

3.4.3.4 Módulo de elasticidad de la mampostería (E_m)

El módulo de elasticidad de la mampostería de ladrillo es una propiedad mecánica fundamental para el análisis sísmico de este tipo de edificaciones (Guadagnuolo et al., 2020). En esta investigación, se utiliza un enfoque empírico para estimar el valor del módulo de elasticidad, estableciendo una relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión de la mampostería según la NEC-SE-MP (2015) (Ecuación 8)

$$E_m = 750 * f'_m < 20000 \text{ MPa.} \quad (8)$$

Según la NEC-SE-MP, 2015, el valor del módulo de elasticidad de la mampostería se determina mediante ensayos de laboratorio en los que se fabrican y prueban muretes, obteniendo así la curva esfuerzo-deformación.

Se presentan en la Tabla 13 los resultados obtenidos al aplicar la Ecuación 8.

Tabla 13 Resultados sobre el módulo de elasticidad de la mampostería

Periodo de análisis	E_m [MPa]
P1 (1945-1955)	1119
P2 (1955-1965)	1308
P3 (1965-1975)	1700

3.4.3.5 Módulo de cortante de la mampostería (G_m)

Según Wilding et al. (2020), los códigos actuales proporcionan estimaciones empíricas del módulo de elasticidad de la mampostería, así como una relación entre el módulo de corte y el módulo de elasticidad, representada por G/E . En este estudio, se ha considerado esta relación, que normalmente se acepta como 0.4, tal como se propone en el valor del módulo de elasticidad por NEC-SE-MP (2015) (Ecuación 9):

$$G_m = 0.4 * E_m \quad (9)$$

Donde: G_m es el módulo de cortante de la mampostería (MPa), E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería (MPa).

En la Tabla 14 se presentan los resultados obtenidos al aplicar la Ecuación (9).

Tabla 14 Resultados sobre el módulo de cortante de la mampostería

Periodo de análisis	G_m [MPa]
P1 (1945-1955)	447.43
P2 (1955-1965)	523.19
P3 (1965-1975)	679.88

3.4.3.6 Peso específico de la mampostería (γ_m)

En relación a la carga muerta de las paredes de mampostería, se ha calculado un peso específico diferente para cada componente de la mampostería, teniendo en cuenta los distintos periodos (Tabla 15). Este cálculo incluye un enlucido de 2 cm de espesor, considerando que las unidades de ladrillo tienen un peso específico de 1580 kgf/m^3 , el mortero de cal tiene un peso específico de 1600 kgf/m^3 , y el mortero mixto tiene un peso específico de 1800 kgf/m^3 , siguiendo las especificaciones establecidas en la NEC-SE-CG (2015).

Tabla 15 Resultados sobre el peso específico de la mampostería

Periodo de análisis	γ_m [kgf/m^3]
P1 (1945-1955)	1670
P2 (1955-1965)	1780
P3 (1965-1975)	1810

3.5 Sistemas de piso

Durante la época colonial y republicana, las edificaciones se construyeron utilizando madera como material principal. Esta práctica se mantuvo hasta que se llevó a cabo la consolidación urbana en la década de 1950, según lo señalado por Jiménez et al. (2022).

González et al. (1980, como se citó en Jiménez et al., 2022) mencionan que, durante la época colonial, las viviendas de una o dos plantas tenían pisos revestidos con ladrillos. En concreto, estos pisos consistían en una retícula de ladrillos cuadrados fabricados exclusivamente para ello. Sin embargo, en la época republicana, con la amplia adopción de la madera como material constructivo, los pisos típicos consistían en un sistema de vigas y tarima de madera. En el caso de las terrazas, se utilizaba un revestimiento de ladrillo sobre las vigas (Jiménez et al., 2022).

En la investigación de Jiménez-Pacheco et al. en 2022, se describe el sistema constructivo utilizado en los pisos característicos de las edificaciones de adobe y/o mampostería de ladrillo ubicadas en el Centro Histórico de Cuenca. Para el caso del piso a nivel de planta baja, estos estaban compuesto por vigas dispuestas sobre piedras, colocadas a una separación de 60 u 80 cm entre ejes y abarcando la menor longitud posible (Figura 11). Sobre estas vigas, se instalaban listones nivelados para recibir los tablonces que formaban la planta baja. Por lo general, los tablonces se fijaban directamente sobre las vigas transversales.

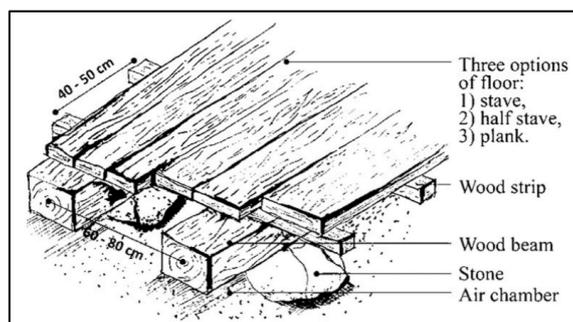


Figura 11. Sistema constructivo de entresijos de edificaciones de mampostería. Tomado de: (Jiménez et al., 2022)

Para el piso en la primera planta alta, según la investigación realizada por Sigcha en 2017, se puede observar que el sistema de piso predominante estaba compuesto por vigas soleras de eucalipto que se empotraban en la parte superior de las paredes. Sobre estas soleras se colocan vigas con dimensiones de 12 x 14 cm, las cuales se encargaban de transferir las

cargas del entrepiso a los muros, se presenta un esquema detallado del sistema de entrepiso de madera en las edificaciones históricas (Figura 12).

La separación entre estas vigas se documenta que se encuentra en un rango de 60 a 80 cm, según lo señalado por Jiménez (2002). Encima de estas vigas se coloca un entramado perpendicular de viguetas de 4 × 5 cm, espaciadas a intervalos de 40-50 cm, y sobre este entramado se disponen duelas de madera con un espesor de 1.8 cm (Jiménez et al., 2022).

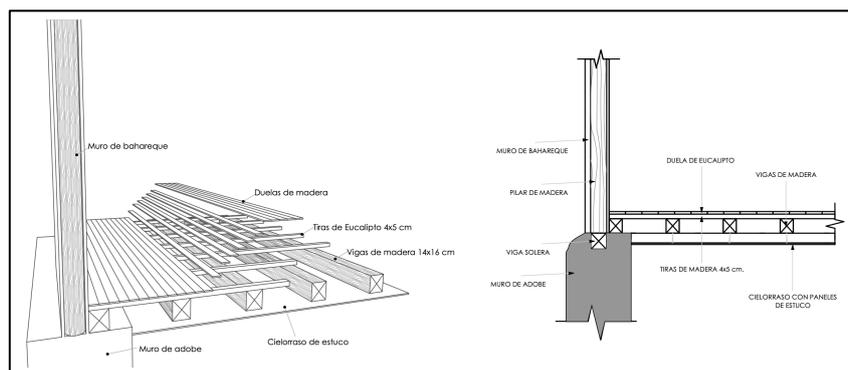


Figura 12. Detallamiento del sistema de entrepiso. Fuente: Tomado de Caldas y Sigcha (2017)

3.6 Sistema de cubierta

Desde antes de la época colonial hasta mediados del siglo XIII, las edificaciones en el actual CHC solían tener techos de paja. Sin embargo, a finales del siglo XVIII, según lo mencionado por Jamieson (2003, como cita Jiménez et al., 2022), las tejas se convirtieron en el material de cubierta utilizado para todos los edificios. La utilización de tejas como revestimiento ha tenido influencia desde mediados del siglo XVI y ha resistido las tendencias estilísticas del siglo XX, lo que resalta su importancia (Cornejo y Zúñiga, 2020).

No obstante, han surgido nuevos materiales como el asbesto cemento y las losas de hormigón, lo que ha reducido el uso predominante de la teja como material principal en las cubiertas.

Según Jiménez et al. (2022), la mayoría de los edificios en el CHC tienen cubiertas de teja artesanal, lo que las convierte en uno de los elementos arquitectónicos más valorados y preservados. El sistema de cubierta más comúnmente utilizado consiste en una serie de vigas de eucalipto que se insertan en la parte superior de las paredes, actuando como soporte para la estructura de la cubierta (Peñaloza y Barrera, 2018 como se citó en Coronel y Peñafiel, 2020). Este sistema se compone de vigas de arriostre, principalmente de eucalipto de 14x16

cm, sobre las que se colocan vigas de eucalipto del mismo tamaño. Además, se añade un entramado perpendicular de viguetas con dimensiones de 4x5 cm, como se describe en la Figura 13. Caldas y Sigcha (2017) señalan que el enchalecado de carrizo y barro era el material impermeabilizante predominante utilizado en los cielos rasos de las cubiertas. Por último, se coloca un revestimiento de teja sobre la cubierta.

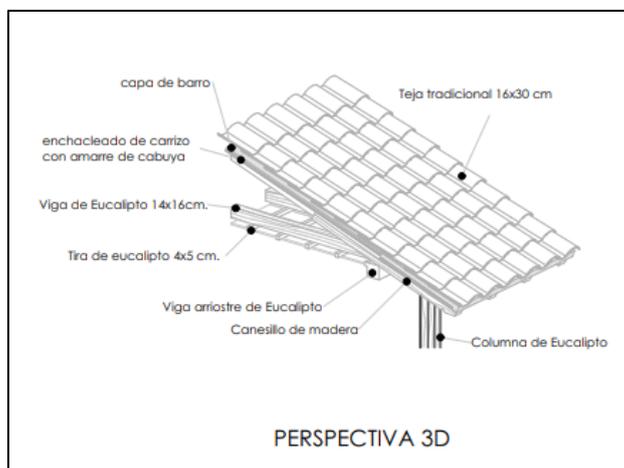


Figura 13 Detalle constructivo del sistema de cubierta. Fuente: Tomado de: Caldas y Sigcha (2017)

3.7 Validación de los resultados

El análisis estadístico y el uso del diagrama de caja son herramientas fundamentales para respaldar los resultados obtenidos en este estudio. Además, permiten verificar de manera eficiente y efectiva la precisión de los valores obtenidos por los autores de la investigación. Al aplicar estas técnicas, se logrará una interpretación confiable y una validación precisa de los datos recopilados, lo cual demostrará la corrección y coherencia de los hallazgos presentados por los autores.

En consecuencia, las figuras muestran los diagramas de caja construidos con valores reales obtenidos de experimentos recogidos en diversas tesis. Estos diagramas de caja corresponden al coeficiente de fricción del mortero mixto (Figura 14a), la cohesión del mortero de cal y mixto (Figura 14b y c), y el peso específico del ladrillo (Figura 14d)

Al observar estas figuras, se puede apreciar que los valores obtenidos por los autores se encuentran dentro del rango intercuartílico, que representa la diferencia entre el primer cuartil (Q_1) y el tercer cuartil (Q_3). Esto implica que los valores se sitúan aproximadamente en el centro de los datos y son representativos del conjunto considerado. Por lo tanto, se confirma la validez de continuar con la modelización del edificio.

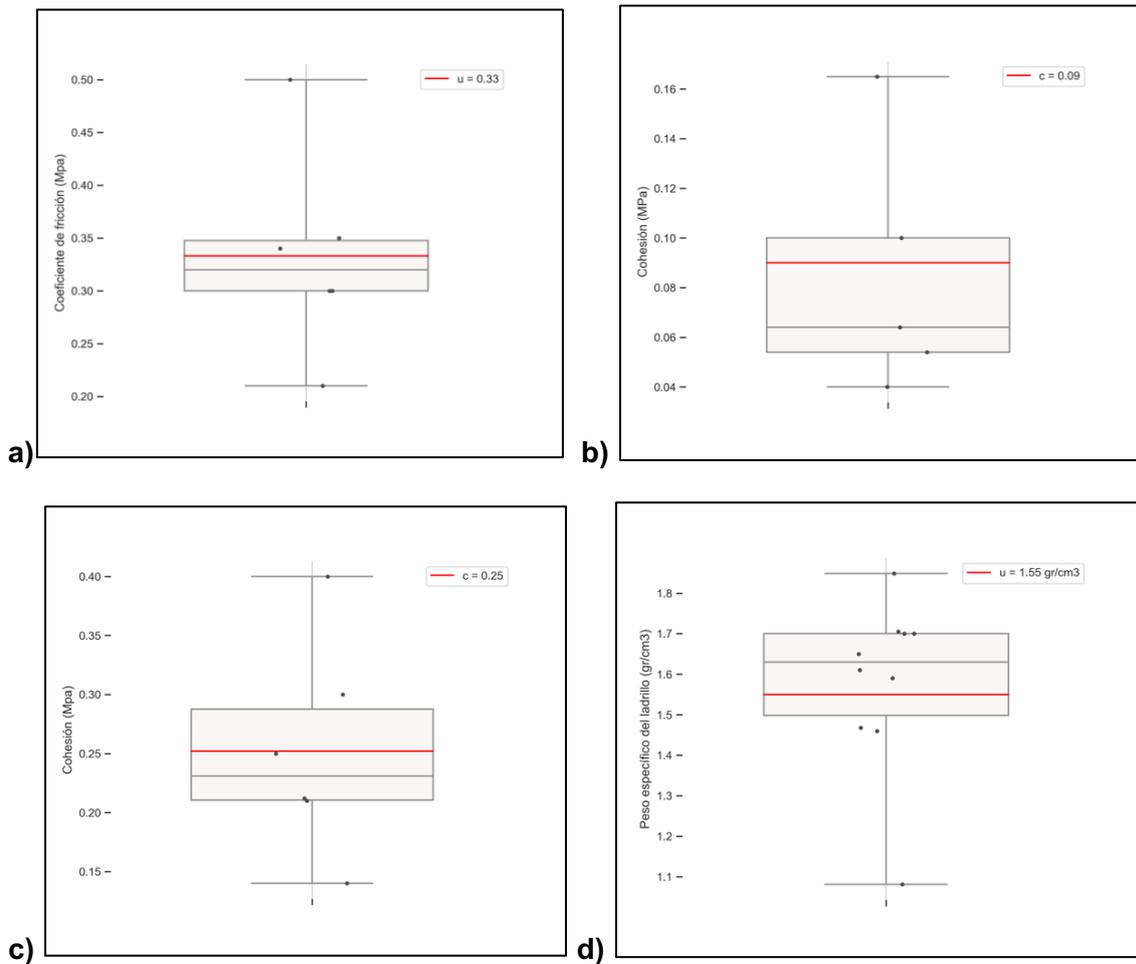


Figura 14 Resultados de validación mediante diagrama de cajas. a) Coeficiente de fricción del mortero mixto, b) cohesión del mortero de cal, c) cohesión del mortero mixto, d) peso específico del ladrillo.

De manera similar, se llevó a cabo un análisis de la resistencia a la compresión en el ladrillo, el mortero de cal, el mortero mixto (Figura 15). Para estas tres propiedades, se puede observar que los valores adoptados se encuentran dentro del rango intercuartil, por lo tanto, se valida su adopción.

Para la resistencia a compresión de la mampostería, calculada a partir de la ecuación (5), se observa que los valores para P1 y P2 son menores al primer cuartil. La diferencia de estos periodos con respecto a P3, está en que estos corresponden a un aparejo inglés, en donde la resistencia a compresión del mortero es menor, existe una variación en la junta de mortero. Dado que los datos con los que se compara tienen una alta variabilidad en lo que respecta a espesor de juntas, dosificación y calidades de la mampostería, y en miras de resultados conservadores, se acepta los resultados propuestos por la ecuación (5).

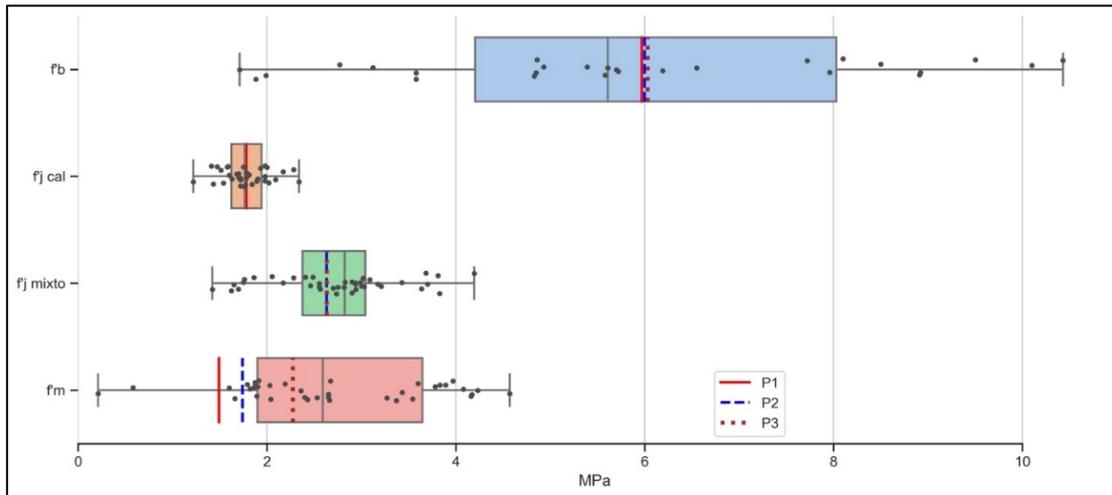


Figura 15 Diagrama de cajas en paralelo. Resistencia a compresión del ladrillo (f_b), resistencia a compresión del mortero de cal ($f_{j \text{ cal}}$) y mixto ($f_{j \text{ mixto}}$), resistencia a compresión de la mampostería (f_m)

Capítulo 4: Modelización

4.1 Introducción

Este capítulo se centra en la descripción de la modelización utilizada para las edificaciones mencionadas en el Capítulo 3, como paso previo al análisis pushover. Las edificaciones se modelan utilizando un enfoque de Macroelementos bidimensionales, siguiendo la metodología descrita por Calìo et al. (2012). Posteriormente, se detallan las cargas utilizadas en el análisis, los parámetros geométricos y mecánicos empleados (en concordancia con el Capítulo 3), y el modelo utilizado para representar la resistencia a cortante de la mampostería.

La modelización se lleva a cabo utilizando el software 3DMACRO (Calìo et al., 2014), el cual utiliza un modelo teórico no lineal para representar el comportamiento de la mampostería en su propio plano hasta el punto de colapso. Este enfoque ofrece un costo computacional más bajo en comparación con los modelos de elementos finitos no lineales más amplios, como se describe en Gruppo Sismica (2014).

El modelo se basa en una representación mecánica equivalente de una porción finita de la mampostería, diseñada específicamente para capturar los mecanismos de colapso en el plano característicos de los edificios de mampostería.

Para este trabajo, se establecen las siguientes hipótesis principales:

- Las paredes actúan solamente en su propio plano, no se considera la rigidez y resistencia fuera de plano de la mampostería.
- Las interacciones entre las paredes se tienen en cuenta a través de la incorporación de vigas de piso y diafragmas de conexión en los distintos niveles.
- El nivel de conexión entre las paredes y los elementos horizontales, así como la rigidez de los elementos horizontales, es suficiente para garantizar un comportamiento de tipo "caja" frente a acciones sísmicas, es decir, la estructura en su conjunto responde como un sistema integrado.

4.2 Modos de falla en paredes de MNR

Las características geométricas del panel, las cargas aplicadas y las propiedades del material son factores determinantes en el mecanismo de falla que ocurre en una pared. Cuando estos mecanismos están presentes, la pared exhibe un patrón de grietas que se extienden a lo largo de su superficie (Coronel y Peñafiel, 2020).

Además, es importante destacar que la presencia de aberturas en los paneles de las paredes tiene una influencia significativa en estos mecanismos. Según Manzi (2017, como se citó en Coronel y Peñafiel, 2020), al analizar las grietas generadas durante un evento sísmico, se ha observado que la existencia de aberturas amplifica los mecanismos de falla, como lo señala

La Figura 16 muestra evidencia de grietas en las paredes de edificios, las cuales son características de los mecanismos globales que se producen después de un sismo.



Figura 16 Mecanismos de falla en el plano. Fuente: Tomado de Manzi (2017).

Por otro lado, según Savino (2012), si se evitan los mecanismos de colapso fuera del plano, la respuesta sísmica de la edificación puede desarrollarse de manera global. En este caso, los elementos que componen la estructura activan su respuesta en su propio plano, lo que permite un mejor aprovechamiento de la rigidez y resistencia de la mampostería, garantizando un mayor nivel de seguridad en comparación con los mecanismos locales.

En esta premisa, en esta investigación se parte de que el colapso de un edificio durante un evento sísmico se debe al daño sufrido por las paredes alineadas en la dirección del sismo, en los pilares y en las vigas-dintel. Estos daños desencadenan mecanismos o modos de falla específicos en su propio plano, como se ha señalado en Jiménez (2016). Durante el proceso de modelización, se tienen en cuenta los modos de falla en su propio plano para los elementos estructurales de los pilares y las vigas-dintel descritos en la Figura 17.

En los capítulos subsiguientes, se tratarán aspectos claves sobre los diferentes modos de falla.

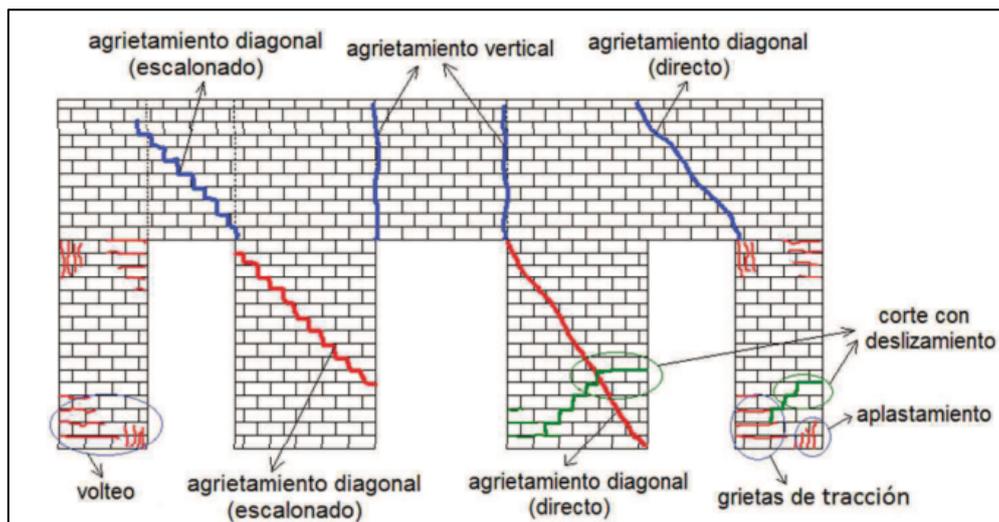


Figura 17 Modos de falla en muros de mampostería. Fuente: Tomado de Jiménez (2016)

4.2.1 Falla por flexión

Según Caliò et al., (2012), la falla por flexión (volteo) ocurre cuando se supera la capacidad de resistencia a la flexo-compresión de la pared. Este mecanismo se caracteriza por la separación en el borde extremo de la pared, sometido a fuerzas de tracción, y el aplastamiento del borde sometido a fuerzas de compresión.

Como resultado, se generan grietas en las esquinas inferiores de los muros debido a las regiones con altas fuerzas de compresión. Esta falla está directamente relacionada con el límite de resistencia compresiva de la mampostería (f_u) en la sección externa del pilar analizado, como se ha mencionado en Jiménez (2016).

4.2.2 Falla a corte

De acuerdo con Magenes (2000), este modo de falla ocurre cuando los esfuerzos de corte superan la resistencia a corte de la pared. Se caracteriza por la formación de grietas diagonales que se originan en el área central de la pared y se extienden en dirección diagonal hacia las esquinas.

Como menciona Jiménez (2016), este modo de falla tiende a manifestarse en pilares con una relación de aspecto baja y cuando están sometidos a cargas axiales significativas. Se distingue por la disminución de la resistencia asociada al fallo de la junta de mortero, lo cual se manifiesta mediante grietas diagonales escalonadas, o bien por el fallo directo de la unidad de ladrillo a través de grietas diagonales.

4.2.3 Falla a corte por deslizamiento

Este modo de falla puede presentarse en cualquier extremo de la sección y está influenciado por la resistencia de la junta de mortero y la extensión del agrietamiento debido a la flexión (Magenes, 2000). Se observa principalmente en presencia de morteros de baja calidad y cargas verticales bajas (Aşıkoğlu et al., 2021).

4.3 Modelización mediante macroelementos

En la modelización de las edificaciones, se emplea la discretización de macro-elementos desarrollado por Calìo et al (2012). Este enfoque permite representar de manera precisa el comportamiento en el plano de la mampostería mediante un macro-elemento que abarca todos los mecanismos de colapso relevantes. Puede capturar de manera efectiva diferentes modos de falla, incluyendo el mecanismo de flexión (rocking), la falla por corte a través de grietas diagonales y la falla por corte deslizante, como se ha explicado anteriormente.

Según Gruppo Sismica (2014), el modelo se compone principalmente de dos elementos: un elemento panel (Figura 18), que se forma a partir de un cuadrilátero articulado, y un elemento de interfaz, que consiste en un conjunto discreto de resortes. Estos elementos establecen la conexión necesaria para la interacción no lineal con los cuadriláteros adyacentes o con los soportes externos, según corresponda.

Los resortes diagonales presentes en el elemento de panel desempeñan un papel fundamental al simular la capacidad de deformación por corte de la mampostería representada. Estos resortes, ubicados estratégicamente, permiten capturar la deformabilidad axial y flexional de una porción de mampostería correspondiente a dos paneles adyacentes (Calìo et al., 2012).

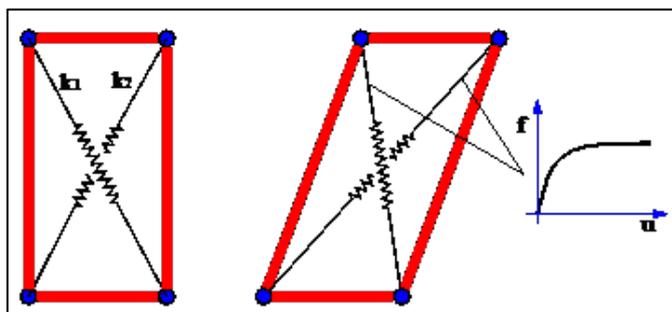


Figura 18 Elemento panel. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).

En la Figura 19, se puede apreciar el comportamiento en el plano de la interfaz. Se observa una disposición de resortes flexionales dispuestos de manera ortogonal a la interfaz. Estos

resortes son capaces de modelar adecuadamente los fenómenos de flexión presentes en la estructura. Además, se incluye un resorte longitudinal que representa el deslizamiento en el plano, lo cual contribuye a una simulación más precisa del comportamiento de la estructura en su conjunto (Caliò et al., 2012).

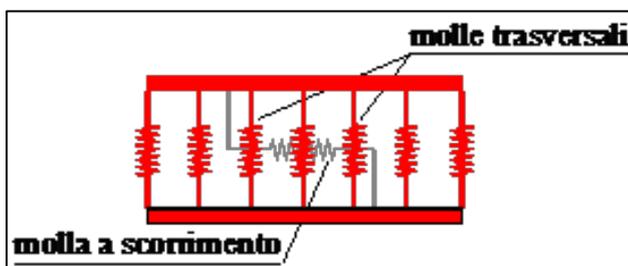


Figura 19 Elemento de interfaz entre macro-elementos. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).

En el enfoque de modelización realizado por 3D Macro, los muros de mampostería se representan mediante la combinación de múltiples macro-elementos (Figura 20) La respuesta global de la estructura se logra a través de la interacción entre estos elementos de los muros y los elementos de conexión, como los diafragmas y los pisos.

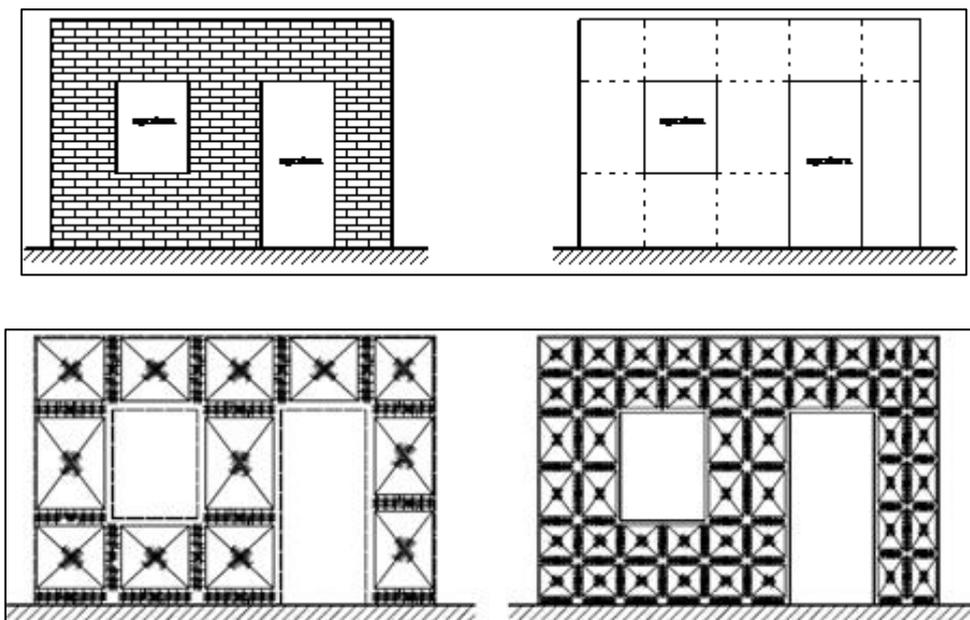


Figura 20 Modelado de una pared de mampostería de ladrillo. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).

4.4 Calibración de los resortes no lineales

Según Caliò et al. (2012), el modelo de macro elementos puede simular los principales modos de falla de un elemento de mampostería. Sin embargo, la precisión en la simulación del comportamiento no lineal de la mampostería depende de la correcta determinación de los

parámetros mecánicos y su correlación con un modelo continuo caracterizado por leyes constitutivas. El proceso se basa en un procedimiento de calibración de los resortes no lineales que conforman el macro-elemento.

4.4.1 Resortes no lineales transversales

El comportamiento a flexión se representa con resortes no lineales dispuestos perpendicularmente a las caras del macroelemento y que se conectan con los resortes de los macroelementos adyacentes. Cada resorte se calibra utilizando una ley constitutiva del material, que se representa con un comportamiento elasto-plástico con deformación limitada, como se muestra en la Figura 21.

En el modelo, se considera una interfaz horizontal que conecta dos paneles, k y l, los cuales tienen propiedades mecánicas y geométricas distintas. Para simular la deformación de los paneles en dirección vertical se utilizan resortes verticales. La rigidez de cada panel se calibra asignando la rigidez axial de la franja de mampostería correspondiente a cada enlace. Este proceso genera pares de resortes conectados en serie. Posteriormente, cada par de resortes se reemplaza por un solo resorte elasto-plástico no lineal resultante.

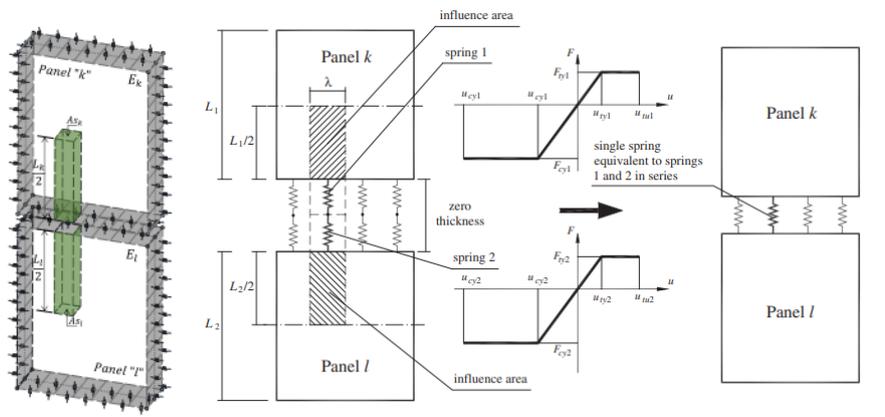


Figura 21 Calibración de los resortes no lineales transversales. Fuente: Tomado de Calìo et al. (2012)

Al hablar de un solo panel de análisis, la rigidez inicial K_p , los límites elásticos a la compresión y a la tracción F_{cy}, F_{ty} y los desplazamientos últimos correspondientes u_{cu}, u_{tu} se derivan del conocimiento de las propiedades mecánicas del material de la mampostería (Calìo et al., 2012) como se describe en las ecuaciones 10,11 y 12:

$$K_p = 2 \frac{E\lambda s}{L} \tag{10}$$

$$\tag{11}$$

$$F_{cy} = s\lambda\sigma_c ; F_{ty} = s\lambda\sigma_t$$

$$u_{cu} = \frac{L}{2} \varepsilon_{cu} ; u_{tu} = \frac{L}{2} \varepsilon_{tu} \quad (12)$$

Donde E es el módulo de Young en la dirección ortogonal a la interfaz; σ_c y σ_r son los esfuerzos de fluencia por compresión y tracción, ε_{cu} y ε_{tu} son las deformaciones últimas por compresión y tracción; s es el espesor de la mampostería representada y λ es la distancia entre dos enlaces no lineales.

Después de definir las propiedades mecánicas, cada par de resortes elastoplásticos en serie puede ser reemplazado por un solo resorte no lineal resultante, como se muestra en la Figura 21. En el rango elástico inicial, la rigidez resultante de los dos resortes en serie K_{p1} y K_{p2} se muestra en Ecuación 13.

$$K = \frac{K_{p1} * K_{p2}}{K_{p1} + K_{p2}} \quad (13)$$

El límite elástico del resorte resultante se determina tomando el valor más bajo entre los límites elásticos de los dos resortes en serie. Si tenemos dos resortes correspondientes a paneles de longitudes $L1$ y $L2$, con una deformación última $e_{cu1} < e_{cu2}$ en compresión y $e_{tu1} < e_{tu2}$ en tracción, los desplazamientos últimos del resorte resultante se obtienen sumando el desplazamiento último del resorte que cede al desplazamiento del otro resorte que se comporta elásticamente. Por lo tanto, los desplazamientos en compresión y tracción se pueden expresar mediante las ecuaciones 14 y 15 respectivamente.

$$u_{cu} = \frac{L1}{2} \varepsilon_{cu1} + \frac{F_{cy1}}{K_{c2}} \quad (14)$$

$$u_{tu} = \frac{L1}{2} \varepsilon_{tu1} + \frac{F_{ty1}}{K_{t2}} \quad (15)$$

donde F_{cy1} y F_{ty1} son las fuerzas de fluencia de compresión y tracción del resorte deformado y K_{c2} y K_{t2} son las rigideces correspondientes del resorte elástico.

4.4.2 Resortes deslizantes de la interfaz

El modo de falla a deslizamiento entre dos macroelementos esta descrito por un resorte paralelo a la cara del macro-elemento, este se encuentra influenciado por la superficie de contacto efectiva entre los elementos. Para modelar este comportamiento, se ha utilizado un modelo constitutivo rígido-plástico basado en la modelación de Mohr-Coulomb (Caliò et al., 2012). En este caso, el deslizamiento ocurre cuando la fuerza en el enlace no lineal alcanza su valor límite, F_{lim} , el cual se determina mediante la ecuación 16:

$$F_{lim} = (c + \mu\sigma_m) A_0 \tag{16}$$

La ecuación 12 depende de la cohesión de la mampostería "c" y coeficiente de fricción μ asignado a la mampostería en la dirección considerada, σ_m es el valor promedio actual de los esfuerzos de compresión que actúan sobre la interfaz. Por último, A_0 es el área de contacto efectiva de los dos paneles adyacentes.

4.4.3 Resortes no lineales diagonales

Según Chácara (2018), la falla a cortante es la más común en edificaciones de MNR bajo cargas actuando en el mismo plano, este modo de falla esta descrito mediante dos resortes diagonales inscritos en el macroelemento. En el campo elástico, se calibra este enlace estableciendo una equivalencia entre una porción finita de mampostería con deformabilidad puramente debida al esfuerzo cortante (Figura 22).

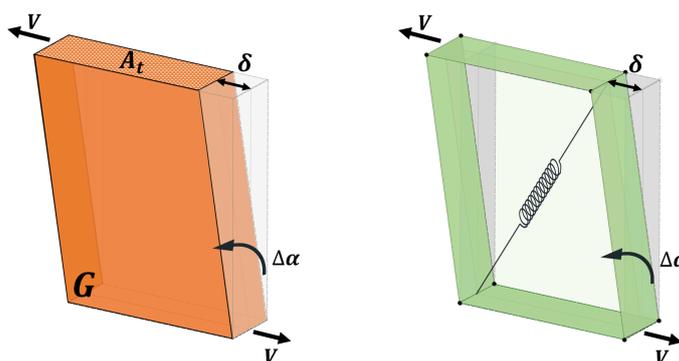


Figura 22 Calibración de los resortes diagonales. Fuente: Tomado de Chácara (2018)

Chácara (2018) menciona que la porción finita de mampostería se caracteriza por el módulo de corte G , el área transversal A_t , la altura h y la base b . Esta equivalencia se basa en la deformación δ que se obtiene al aplicar un esfuerzo cortante V . Las ecuaciones 17 y 18 describen las expresiones para esta deformación, correspondiendo a la porción finita de

mampostería con deformabilidad puramente por esfuerzo cortante y al único macroelemento, respectivamente. La rigidez inicial K_D del enlace diagonal se determina mediante la ecuación 19, en la que θ se define como $\arctan (b/h)$.

$$\delta = \frac{V h}{G A_t} \quad (17)$$

$$\delta = \frac{V}{\cos^2 \theta \alpha_s} \quad (18)$$

$$K_D = \frac{G A_t}{h \cos^2 \theta \alpha_s} \quad (19)$$

Chácara (2018) menciona que dado que la respuesta al esfuerzo cortante en el plano de las estructuras MNR, esta se simula parcialmente mediante dos conjuntos diferentes de enlaces, el valor de K_D se ve influenciado por un factor de corte denominado α_s , que varía entre 0 y 1. Cuando este factor tiene un valor igual a 1, la rigidez global al esfuerzo cortante en el plano está completamente determinada por la rigidez inicial de los enlaces diagonales, y se asume que los enlaces deslizantes en el plano son rígidos.

Por otro lado, si el valor de α_s es diferente de 1, la rigidez global al esfuerzo cortante en el plano se obtiene como una combinación de la contribución de los enlaces diagonales no lineales deslizantes y los enlaces en el plano.

El mecanismo de resistencia al corte diagonal se analiza comúnmente utilizando dos criterios: el criterio de Mohr-Coulomb y el criterio de Tursnek y Cacovic. El valor del esfuerzo de fluencia asociado a cada criterio se describe con las ecuaciones 20 y 21.

$$F_y = F_{y0} + \mu_d N \quad (20)$$

$$F_y = F_{v0} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5 F_{v0}}} \quad (21)$$

En donde F_{y0} y F_{v0} son los esfuerzos de fluencia bajo condiciones sin confinamiento, es decir bajo un esfuerzo normal igual a cero. N corresponde al esfuerzo de compresión y μ_d al coeficiente de fricción de la mampostería asociada con el criterio de Mohr-Coloumb. Para el presente trabajo se eligió utilizar el criterio de Mohr-Coloumb.

4.5 Interacción entre muros y diafragmas de piso

Para simular la interacción entre los diafragmas y los paneles de las paredes, ya sean rígidos o deformables, se emplean elementos de interfaz especiales en los lados de los paneles que están en contacto con los diafragmas. Estos elementos de interfaz consisten en resortes de deslizamiento separados, uno para cada lado del panel, y su función es simular el deslizamiento entre el panel y el diafragma (Figura 23). Esto permite considerar el efecto de la interacción entre ambas partes en el análisis estructural del edificio.

Según lo mencionado por Gruppo Sismica (2014), este enfoque de interfaz proporciona una evaluación precisa del comportamiento estructural del edificio en el análisis sísmico o de carga, esto al tener en cuenta la interacción entre diafragmas rígidos o deformables y los paneles de las paredes.

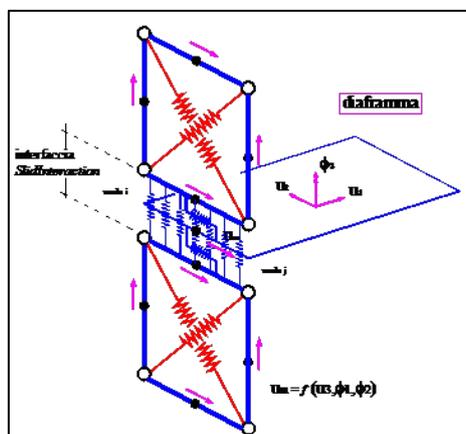


Figura 23 Interacción suelo-diafragma. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).

4.6 Interacción entre muros y dinteles

La simulación de la conexión entre un marco y la mampostería se puede lograr mediante la inclusión de elementos de interfaz no lineales diseñados para representar la zona de amarre. Estos elementos, ilustrados en la Figura 24, permiten ajustar el nivel de conexión según la longitud de la porción del elemento en contacto, lo cual se actualiza durante el análisis a medida que avanza en el tiempo (Gruppo Sismica, 2014).

Esta característica es útil para simular fenómenos como el deslizamiento o el desprendimiento de elementos, como los dinteles, que suelen tener longitudes de anclaje limitadas. La contribución del marco se restringe considerablemente por el colapso de la conexión.

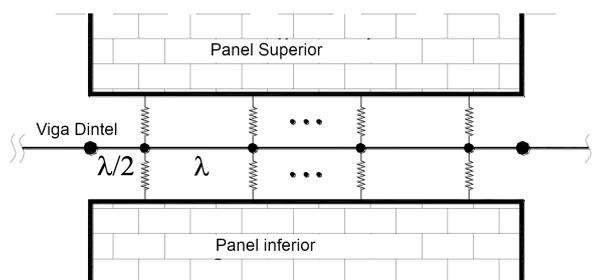


Figura 24 Interacción entre muros y dinteles. Fuente: Tomado de Gruppo Sismica (2014).

4.7 Rigidez del sistema de entrepiso

4.7.1 Comportamiento sísmico

Según Piazza et al. (2008) la rigidez del sistema de entrepiso desempeña un papel crucial en las construcciones de Mampostería No Reforzada (MNR). Cuando el piso no está adecuadamente conectado a los muros adyacentes o la rigidez en el plano es insuficiente, pueden ocurrir diferentes modos de colapso que involucran el vuelco de los muros (ver Figura 25a). Es importante destacar que los muros de mampostería generalmente presentan una resistencia limitada ante las cargas laterales que actúan fuera del plano (Piazza et al., 2008).

Por otro lado, cuando el diafragma horizontal puede considerarse perfectamente rígido, y las conexiones entre muros y diafragma están correctamente aseguradas, la carga sísmica lateral puede transmitirse completamente a los muros paralelamente a la acción horizontal muros (ver Figura 25b), lo que permite que la mampostería resista una carga mucho mayor (Piazza et al., 2008).

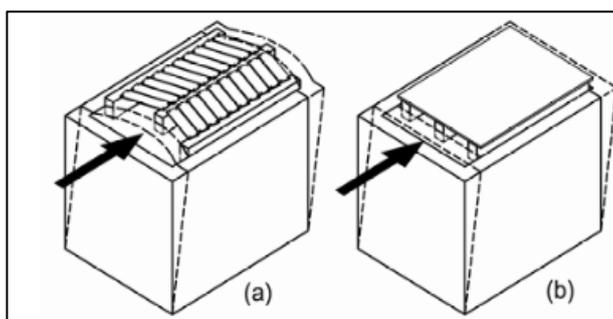


Figura 25 Rigidez del sistema de entrepiso. (a) Baja rigidez del piso causa volcamiento de las paredes perpendiculares a la fuerza sísmica; (b) Alta rigidez permite la transmisión de las fuerzas a las paredes paralelas a las cargas sísmicas. Fuente: Tomado de Piazza et al. (2008)

Según Coronel y Peñafiel (2020) el papel desempeñado por las conexiones de los elementos tipo viga y cadena, así como la rigidez del piso en relación con las paredes paralelas y ortogonales a la dirección de las cargas sísmicas, se puede comprender mediante la conceptualización del comportamiento de una caja paralelepípedo, como se ilustra en la Figura 26.

En esta representación, el comportamiento global está influenciado por la conexión entre las paredes y el sistema de piso existente, así como por la presencia de elementos viga o cadenas que mejoran la conexión entre los elementos estructurales (Coronel y Peñafiel, 2020). En el software 3DMACRO, la interacción entre paredes principales es asegurada principalmente a través de diafragmas y sistemas de piso (Aşıkoğlu et al., 2019).

Según el nivel de restricción entre paredes, se pueden tener 3 casos: (1) las paredes sin restricción o sueltas, donde se pueden observar fallas fuera del plano (Figura 26a); (2) se ve el comportamiento ideal de una caja, paredes unidas y piso rígido (Figura 26c), (3) se muestra las paredes unidas con piso/cubierta flexible (estado intermedio) (Figura 26b).

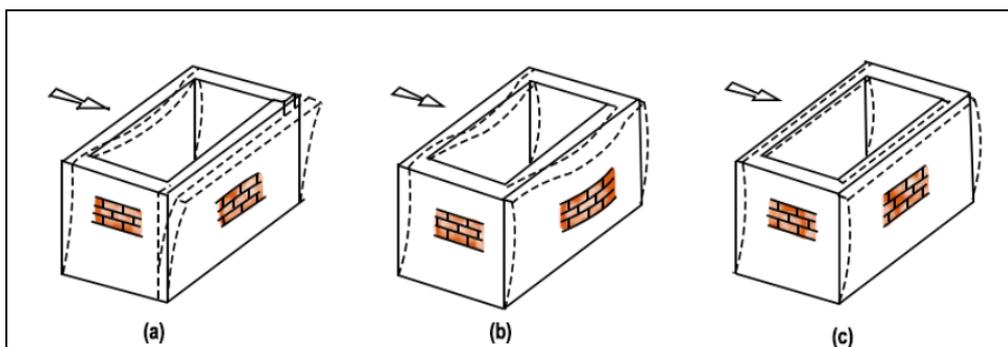


Figura 26 Efecto del nivel de restricción en paredes. (a) Paredes sin restricción; (b) Sistema de piso flexible; (c) Sistema de piso rígido. Fuente: Tomado de Coronel y Peñafiel (2020)

Para el presente trabajo, se idealiza a las edificaciones con un comportamiento de caja, lo que significa que existe una buena sujeción entre paredes, inhibiéndose de esta manera los modos de falla fuera del plano. Esta idealización no es del todo precisa, por ende, se recomienda para futuras investigaciones, establecer el grado de restricción entre paredes y un análisis de los modos de falla fuera del plano que puedan darse.

4.7.2 Flexibilidad del piso

En el caso específico de la ciudad de Cuenca, Ecuador, el sistema de piso predominante es flexible, construido mediante vigas de madera, un tramado de viguetas de madera y duela. Según Lagomarsino y Cattari (2014), el sistema de piso influye en el comportamiento sísmico

a través de su masa, la cual incrementa las fuerzas horizontales, y su rigidez, que permite la redistribución de la carga lateral. Sin embargo, esta rigidez implica que el sistema de piso no puede transferir las cargas sísmicas a los muros portantes (Marino et al., 2019).

La caracterización de "flexible" se basa en la normativa ASCE 41-13 (2014), la cual establece que la deformación horizontal máxima de un diafragma a lo largo de su longitud debe ser más del doble del promedio de la deriva del piso de los elementos verticales sismorresistentes ubicados debajo del diafragma.

Además de considerar la masa y rigidez de la estructura, es importante evaluar el grado de conexión entre el sistema de piso y las paredes. Marino et al. (2019) señala que los módulos de elasticidad E_x y E_y representan la rigidez normal del sistema de entrepiso en dos direcciones perpendiculares y reflejan el grado de conexión entre el sistema de piso y las paredes. Por otro lado, el módulo de cortante equivalente G_{eq} influye en la rigidez tangencial del diafragma y en las fuerzas transferidas entre las paredes.

Los elementos del sistema de piso están hechos a partir madera de eucalipto, los cuales se caracterizan por tener un módulo de elasticidad promedio de 10000 MPa según lo estipulado en la NEC-SE-MD (2015) para el grupo de madera tipo B. Además, presentan un coeficiente de Poisson de 0.20 y un peso específico de 700 kg/m^3 (Enríquez, 2014).

En la Tabla 16 se muestra la caracterización del sistema de piso, donde los módulos de elasticidad se seleccionaron siguiendo la recomendación de Marino et al. (2019), que indica módulos de elasticidad para pisos flexibles con un bajo nivel de conexión a las paredes. Estos valores están respaldados por la normativa ASCE/SEI 41-06 (2014), que establece valores esperados para la rigidez de corte equivalente en sistemas de piso ($G_d = 350 \text{ kN/m}$) para sistemas de entablado simple en una dirección.

Es importante destacar que en este estudio no se investigaron aspectos relacionados con la resistencia de los sistemas de piso, por lo tanto, se los modela considerando un comportamiento elástico.

Tabla 16 Caracterización del sistema de piso

Variable	Valor	Unidad
E_x	12000	MPa
E_y	1000	MPa
t_d	20	mm
G_{eq}	20	MPa
G_d	400	kN/m

4.8 Asignación de cargas de uso

Se realizó una estimación del peso propio del entrepiso y de la cubierta, los cuales se reportan en la Tabla 17 y Tabla 18 respectivamente. Las cargas fueron establecidas según lo estipulado en la NEC-SE-CG, y complementados con resultados obtenidos en Tesis realizadas por Caldas y Sigcha (2017), y por Cornejo y Zúñiga (2020). A esta carga muerta se le suma la del peso de la mampostería con peso específico descrito en la sección 3.4.3.6.

Para la carga viva se utilizaron las cargas establecidas en la normativa NEC-SE-CG (2015), se usó una carga viva de 200 kgf/m^2 para uso residencial, y carga de 70 kgf/m^2 para el techo. Para la carga sísmica reactiva, se sumó al peso propio de los elementos un 30% de la carga viva según lo indicado en la NTC (2018).

Tabla 17 Carga muerta sobre el sistema de piso

Variable	Valor	Unidad
Peso de la duela	13	kg/m^2
Peso de las vigas	31.5	kg/m^2
Peso del entramado	4.5	kg/m^2
Instalaciones	10	kg/m^2
Cielo raso de yeso sobre listones de madera	21	kg/m^2
Total	80	kg/m^2

Tabla 18 Carga Muerta sobre la cubierta

Variable	Valor	Unidad
Teja de barro cocido sin mortero	50	kg/m^2
Peso de las vigas	31.5	kg/m^2
Peso del entramado	4.5	kg/m^2
Enchalecado de carrizo	45	kg/m^2
Instalaciones	10	kg/m^2
Cielo raso de yeso sobre listones de madera	24	kg/m^2
Total	165	kg/m^2

4.9 Consideraciones adicionales

En lo que respecta a los cimientos en edificaciones históricas, Jiménez (2002) indica que por lo regular se empleaban dos hiladas de piedra gruesa con mortero de barro con una profundidad de 20 a 50 cm. También se indica que a partir de la década de los 60, con la reducción de los espesores de paredes, las profundidades usuales de las edificaciones

llegaban de entre 0.5 a 2 m. Para el caso de los edificios prototipo, los cimientos se los modelo como un apoyo del empotrado en la base.

4.10 Resultados de la modelización de las edificaciones prototipo

Para los tres periodos descritos en la sección 3.2, se modelo una distribución tripartita en función de su área según lo descrito en la sección 3.3.5. Se esquematiza un diagrama de flujo de la modelización en la Figura 27. Como resultado se tiene nueve edificaciones prototipo, cada una denominada por el periodo al que pertenece y por el tamaño de la edificación.

Para cada una de estas edificaciones, se resumen sus principales propiedades mecánicas empleadas en función del periodo de análisis al que pertenecen (Tabla 19), y se muestra su modelización en el software 3DMACRO en la Figura 28.

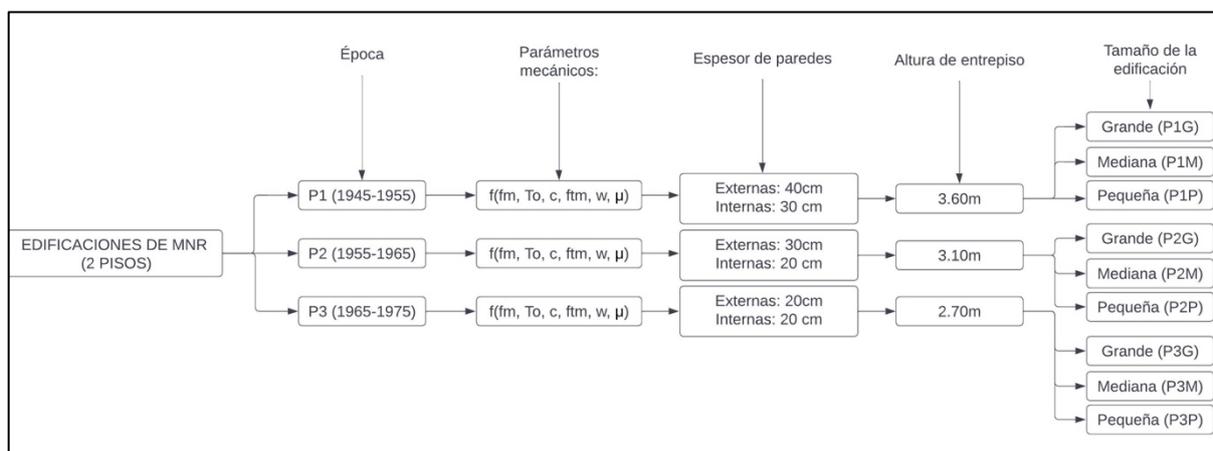


Figura 27 Diagrama de flujo de la modelización

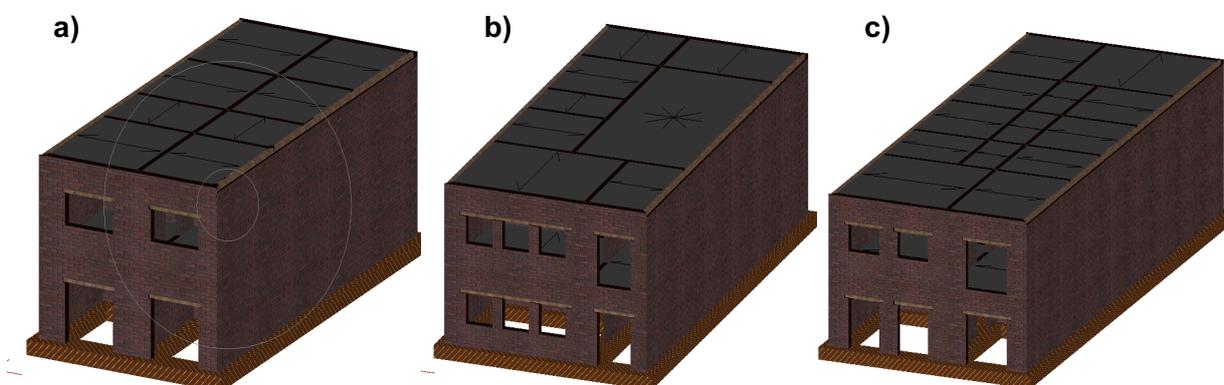


Figura 28 Modelos distribuidos por su área. a) área pequeña, b) área media, c) área grande.

Tabla 19 Propiedades mecánicas de los modelos distribuidos por periodos.

Periodo.	Mortero					Mampostería				
	Tipo	f_j [MPa]	μ	c [MPa]	f'_m [MPa]	E_m [MPa]	G_m [MPa]	T_o [MPa]	f_{tm} [MPa]	γ_m [kN/M3]
P1	Cal	1.78	0.69	0.09	1.49	1118.6	447.4	0.077	0.075	16.7
P2	Mixto	2.63	0.33	0.25	1.74	1308	523.2	0.17	0.075	17.8
P3	Mixto	2.63	0.33	0.25	2.27	1699.7	679.9	0.17	0.075	18

Los sistemas de piso se los idealizó como pisos unidireccionales flexibles, en los cuales la carga se dirige a las paredes portantes ubicadas en la dirección más corta (Figura 29a). Encima de cada abertura se ubicó una viga dintel de madera, con un comportamiento únicamente bidimensional que se extiende a los lados hacia el muro 20 cm y sirve para la correcta transmisión de la carga (Figura 29b). Se toma como suposición que las vigas dintel tienen el suficiente anclaje para desarrollar su máxima resistencia.

Se tomo en cuenta la malla de discretización de los macroelementos para cada modelo (Figura 30). Según recomendaciones de los autores del programa 3DMacro, los macroelementos deben tener relaciones largo/ancho mayores a 3, y que ningún macroelemento tenga como lado largo menor a 50 cm. La malla base que produce el programa es ampliada y personalizada para tener en cuenta estas recomendaciones y para capturar de mejor manera los modos de falla en cada caso.

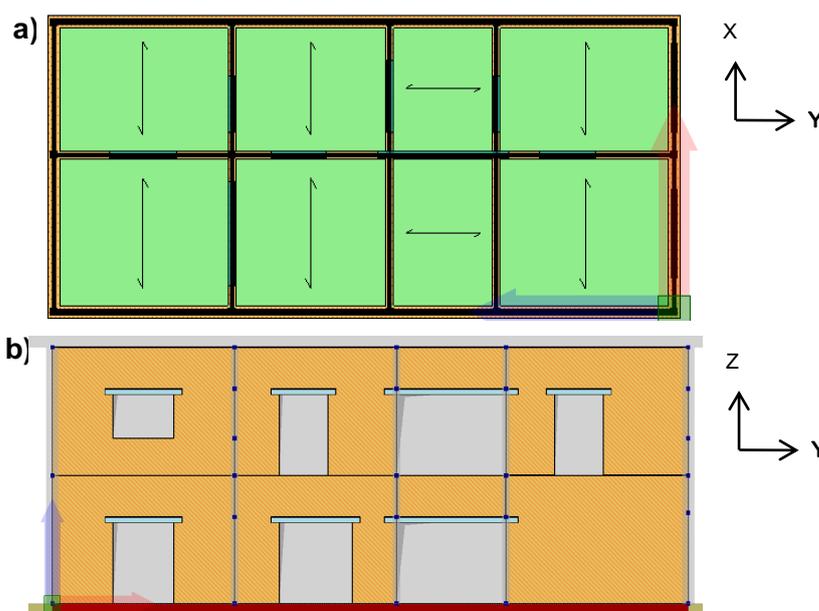


Figura 29 Modelo edificación "P2-P". a) vista en planta, b) pared intermedia en la dirección Y

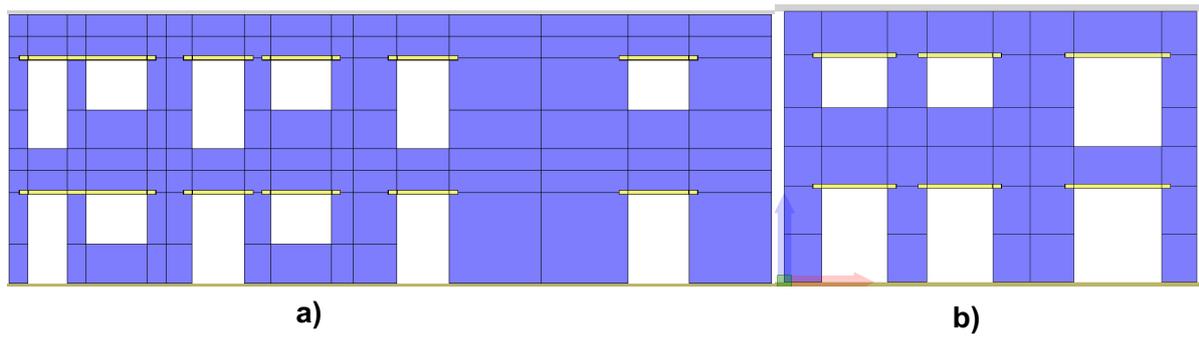


Figura 30 Discretización de las paredes mediante macroelementos. a) pared intermedia en la dirección Y, b) pared de fachada en la dirección X

Capítulo 5: Análisis modal y estático no lineal

5.1 Introducción

La capacidad sísmica de una estructura en su rango no lineal se puede medir mediante su curva de capacidad, obtenida a través de un análisis estático no lineal conocido como *pushover*. Este análisis establece una relación entre el cortante basal de la estructura y un punto de control, generalmente ubicado en el último piso de la edificación.

La elección del nodo de control para el análisis pushover ayuda a estimar la ductilidad de la estructura (ver sección 5.3.2). Además, la selección del patrón de carga lateral influye en el cortante basal máximo (ver sección 5.3.1).

Se analiza las propiedades dinámicas de la estructura y su relación con la flexibilidad del sistema de piso. Estos análisis nos permiten comprender cómo la estructura responde a las cargas sísmicas y evaluar su comportamiento durante un sismo. Otro aspecto que se analiza es el porcentaje de masa modal para los primeros modos de cada edificación y su influencia en el comportamiento global de la estructura.

5.2 Análisis modal

Se realizó un análisis modal para investigar las características dinámicas de los modelos desarrollados. Se estudia los modos naturales de vibración del edificio en ambas direcciones, tanto en "x" como en "y" utilizando el software 3DMACRO, se analiza su periodo, masa participativa y factores de participación modal. En la Tabla 20 se presentan las propiedades modales de cada edificación prototipo, donde se resume los modos que tienen un mayor porcentaje de masa modal de entre los 15 primeros modos de vibración. En el Anexo B se detallan los resultados para cada edificación de manera desglosada.

La edificación cuenta con varios primeros modos de vibración. Este hecho se lo atribuye a la flexibilidad del sistema de piso, como se mencionó en la sección 4.7.2, lo que da como resultado una distribución deficiente de la carga sísmica hacia las paredes y un comportamiento desacoplado de las mismas. El periodo, el cual se encuentra entre 0.10 a 0.18 s, corresponde al desplazamiento de una o dos paredes de la edificación.

Tabla 20. Propiedades de los primeros modos de vibración

Modelo	Modo	T x.1[s]	M x.1	M y.1	ΣMx	ΣMy	Γx	$\Gamma x/\Gamma y$ [%]
P1-G	1	0.18	14.06	0.00	14.06	0.00	0.53	0.00
	2	0.14	0.00	10.06	14.06	10.06	-0.01	-1.22
	3	0.11	10.22	0.00	24.28	10.06	0.45	0.00
	4	0.11	9.92	0.00	34.20	10.06	0.44	-0.23
	5	0.10	0.00	11.99	34.20	22.05	0.00	0.00
	6	0.10	18.02	0.00	52.22	22.05	0.60	0.67
	8	0.08	12.28	0.00	66.21	22.06	0.49	0.00
	9	0.07	0.00	22.89	66.21	44.96	0.00	0.00
P1-M	1	0.15	13.92	0.00	13.92	0.00	0.50	0.00
	4	0.13	0.00	12.81	17.90	17.16	0.00	-0.54
	5	0.11	9.92	0.00	27.83	17.16	0.42	0.00
	6	0.11	10.71	0.00	38.53	17.16	0.44	0.00
	7	0.09	10.83	0.00	49.36	17.16	0.44	0.69
	8	0.09	13.06	0.00	62.42	17.16	0.48	0.00
	9	0.07	0.00	24.54	62.42	41.70	0.00	0.00
	10	0.07	0.00	23.12	62.42	64.82	0.00	0.00
P1-P	1	0.18	13.39	0.00	13.39	0.00	0.41	0.00
	2	0.16	17.19	0.00	30.58	0.00	0.47	0.00
	3	0.11	11.49	0.00	42.07	0.00	0.38	0.00
	4	0.11	10.98	0.00	53.05	0.00	0.37	0.54
	5	0.11	0.00	16.10	53.05	16.10	0.00	-0.18
	6	0.09	15.26	0.00	68.31	16.10	0.44	0.00
	7	0.07	0.00	26.49	68.31	42.59	0.00	0.00
	8	0.07	0.00	20.36	68.31	62.95	0.00	0.00
P2-G	1	0.12	14.30	0.00	14.30	0.00	0.42	0.00
	2	0.11	0.00	8.77	14.30	8.77	0.00	0.92
	3	0.09	9.81	0.01	24.11	8.78	0.35	-5.14
	4	0.09	9.14	0.00	33.25	8.78	0.34	0.30
	5	0.09	0.00	10.53	33.25	19.32	0.00	0.00
	6	0.08	17.33	0.00	50.58	19.32	0.47	0.65
	8	0.06	13.12	0.00	64.94	19.35	0.40	0.00
	10	0.05	0.00	23.19	65.33	42.56	0.00	0.00
P2-M	1	0.13	14.47	0.00	14.47	0.00	0.40	0.00
	4	0.10	0.00	10.94	18.12	14.74	-0.01	-1.20
	5	0.10	8.22	0.00	26.33	14.74	0.30	0.00
	6	0.09	9.42	0.00	35.75	14.74	0.32	0.00
	7	0.08	9.52	0.00	45.27	14.74	0.33	1.84
	8	0.06	13.47	0.00	58.74	14.74	0.39	0.00
	10	0.06	0.00	25.23	58.74	39.97	0.00	0.00
	11	0.05	0.00	24.15	58.74	64.13	0.00	0.00
P2-P	1	0.14	12.11	0.00	12.11	0.00	0.31	0.00
	2	0.14	17.88	0.00	30.00	0.00	0.38	0.00
	3	0.09	0.00	13.12	30.00	13.12	0.00	0.24
	4	0.09	10.06	0.00	40.05	13.12	0.28	-0.35
	5	0.09	10.32	0.00	50.38	13.12	0.29	0.00

	6	0.07	16.65	0.00	67.02	13.12	0.36	0.00
	7	0.06	0.00	26.49	67.02	39.61	0.00	0.00
	8	0.06	0.00	22.16	67.02	61.76	0.00	0.00
P3-G	1	0.11	10.51	0.00	10.51	0.00	0.31	0.00
	2	0.09	0.00	9.31	10.51	9.31	0.00	0.83
	3	0.08	9.21	0.00	19.72	9.31	0.29	0.00
	4	0.07	9.89	0.02	29.60	9.32	0.30	-5.32
	5	0.07	0.00	12.74	29.61	22.06	0.00	0.94
	6	0.07	13.69	0.00	43.30	22.07	0.36	-1.41
	8	0.05	9.77	0.00	57.02	22.10	0.30	0.00
	10	0.04	0.00	19.82	57.06	43.57	0.00	0.00
	11	0.04	0.00	19.03	57.06	62.60	0.00	0.00
P3-M	1	0.10	10.52	0.00	10.52	0.00	0.29	0.00
	3	0.08	8.24	0.00	18.76	4.76	0.26	1.55
	4	0.08	0.01	13.64	18.77	18.40	-0.01	-1.88
	6	0.07	9.81	0.00	32.77	18.40	0.28	0.00
	7	0.06	9.82	0.01	42.59	18.41	0.28	2.49
	8	0.05	10.34	0.00	52.93	18.41	0.29	0.00
	10	0.04	0.00	22.59	52.93	41.10	0.00	0.00
	11	0.04	0.00	22.25	52.93	63.36	0.00	0.00
P3-P	1	0.11	13.55	0.00	13.55	0.00	0.28	0.00
	2	0.11	13.63	0.00	27.18	0.00	0.28	0.00
	3	0.07	0.00	16.04	27.18	16.04	0.00	0.00
	4	0.07	11.51	0.00	38.70	16.04	0.26	0.00
	5	0.07	12.15	0.00	50.85	16.04	0.26	0.00
	6	0.05	13.89	0.00	64.74	16.04	0.28	0.00
	7	0.04	0.00	23.46	64.74	39.50	0.00	0.00
	8	0.04	0.00	21.19	64.74	60.69	0.00	0.00

Se puede apreciar esto en la Tabla 20, donde se evidencia que el primer modo de vibración no posee necesariamente la mayor masa participativa, lo cual indica que no representa de manera significativa la estructura en sí. Dicha masa se distribuye entre los demás modos de vibración.

Aunque el grosor de las paredes disminuye en cada periodo, es notable que el periodo sea mayor en P1 (1945-1955). La razón principal de esto radica en el cambio de altura de entresijos. En el modelo del periodo 1, se consideró una altura de entresijo de 3.6 metros, mientras que en el periodo 2 se redujo a 3.10 metros y en el periodo 3 a 2.7 metros. Esta variación en la altura de entresijos influye directamente en el periodo de vibración de la estructura, resultando en un mayor periodo para el periodo de análisis 1.

La Figura 31a muestra el comportamiento de la edificación P2-G. En este caso, el primer modo de vibración corresponde a la traslación de una sola pared externa (Fachada). Este

comportamiento coincide con la edificación P2-M, sin embargo, no con la edificación P2-P. A pesar de que las paredes exteriores tienen un mayor espesor que las interiores, siguen siendo las menos rígidas por su cantidad de aberturas. Este comportamiento es igual en las edificaciones de los periodos P1 y P3. Para el caso de las edificaciones de área pequeña, se encuentra que la pared número 4 (el número de cada pared se indica en la Figura 9), es la que representa al primer modo de vibración.

Por otro lado, en la Figura 31b se puede observar el movimiento de dos paredes internas, y en la Figura 31c se muestra el movimiento de una pared externa y, en menor medida, una pared interna. Esto demuestra que tanto las paredes externas como las internas contribuyen al comportamiento vibratorio de la estructura, aunque en diferentes magnitudes.

El mismo efecto se observa en las edificaciones P2-M (Figura 32) y P2-P (Figura 33), en el caso del modo 4 de P2-M (Figura 32b) y el modo 3 de P2-P (Figura 33b) se produce el desplazamiento de solamente una pared interna en la dirección Y, junto con un desplazamiento mínimo de las paredes externas. Analizando los modos de vibración, no se hallaron modos de vibración torsionales importantes, esto a pesar de ciertas irregularidades geométricas presentes en las edificaciones, tanto en las aberturas como en las dimensiones de los muros portantes.

Según Marino et al. (2019), la presencia de irregularidades en el plano del edificio puede generar efectos torsionales. En los edificios prototipo analizados, los efectos torsionales no son tan significativos como para considerarse en el análisis. Esta conclusión se basa en la recomendación de Marino et al. (2019), que establece que, si la relación entre el factor de participación modal mínimo y máximo es mayor al 10%, se deben considerar los efectos combinados. Como se puede observar en la última columna de la Tabla 20, dicha relación es menor al 10% en todos los casos, por lo tanto, no se realizó un análisis bidireccional.

La deformación lineal de la estructura es característica de los edificios de MNR (Marino, 2018). Esta característica implica que tanto la rigidez como la masa se distribuyen a lo largo de la altura de las paredes en estos edificios. Como consecuencia de esta distribución, se espera que un patrón de carga triangular sea una buena aproximación de las fuerzas de inercia experimentadas durante un sismo. Esto significa que la carga sísmica se distribuye gradualmente desde la base hasta la parte superior del edificio, lo que refleja la distribución de rigidez y masa a lo largo de las paredes.

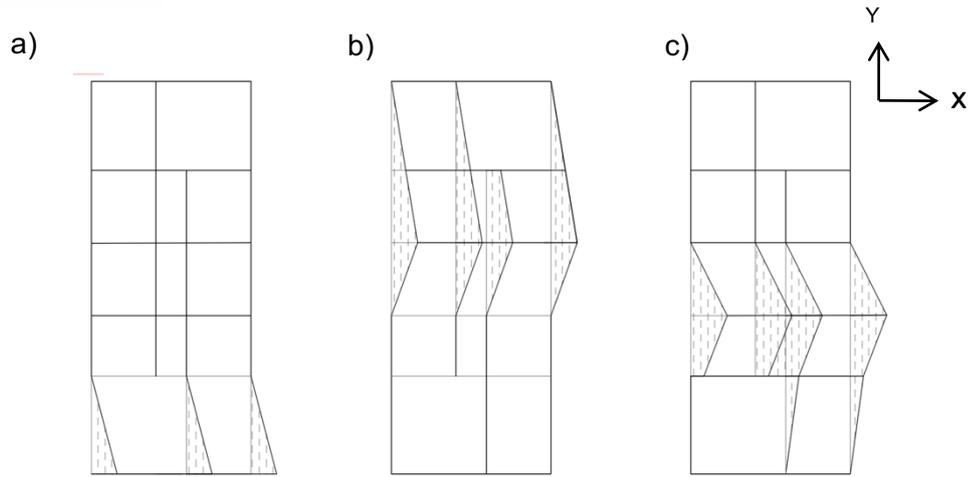


Figura 31 Deformada en planta de la edificación P2-G. a) Modo 1, b) Modo 3, c) Modo 6

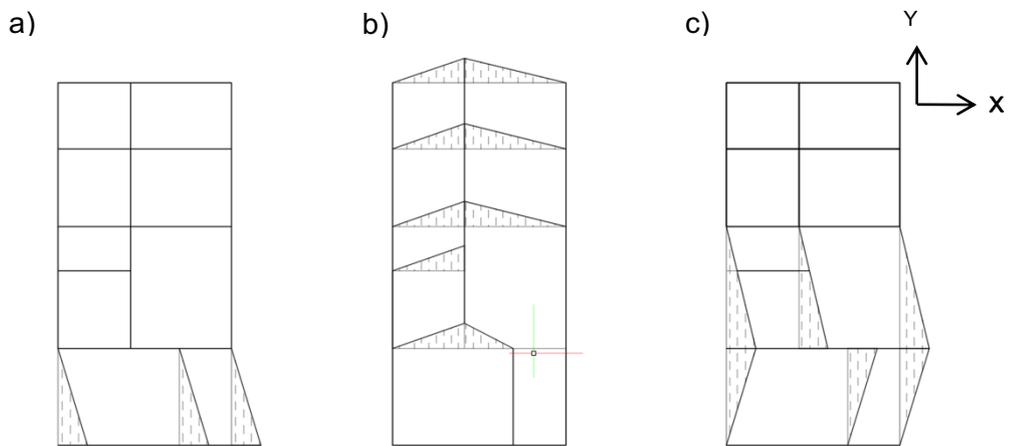


Figura 32 Deformada en planta de la edificación P2-M. a) Modo 1, b) Modo 4, c) Modo 5

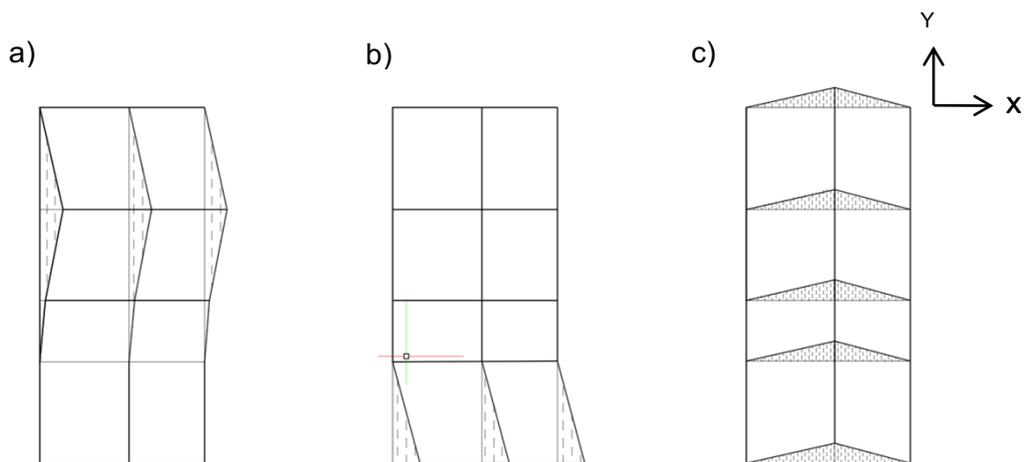


Figura 33 Deformada en planta de la edificación P2-P. a) Modo 1, b) Modo 2, c) Modo 3

5.3 Análisis estático no lineal pushover

El análisis estático no lineal pushover es un procedimiento de análisis incremental que simula las deformaciones inelásticas de una estructura hasta su falla total mediante la aplicación de un patrón de carga lateral que simula las fuerzas inerciales inducidas por sismo. Durante este análisis, se estudia la deformación de control en un solo grado de libertad.

En el caso de las edificaciones de mampostería no reforzada (MNR), el sistema de piso puede ser clasificado como rígido o flexible. En estos casos, el principal problema no está relacionado con la presencia de efectos torsionales, sino con la selección del sistema equivalente de un grado de libertad y del punto de control de desplazamiento Marino et al. (2019).

5.3.1 Patrón de carga

Uno de los principales desafíos en la elaboración de las curvas pushover es la selección del Patrón de Carga (PC) que se aplicará a la estructura. Este patrón de carga representa las fuerzas inerciales que actuarían sobre la estructura durante un sismo. Esta elección es difícil de establecer con precisión porque durante el sismo habrá una constante redistribución de fuerzas por los efectos elásticos e inelásticos en la estructura (Marino, 2018). Por lo tanto, la selección del patrón de carga es un tema desafiante y requiere considerar diversos factores para obtener una representación adecuada de las fuerzas que actuarían sobre la estructura durante un evento sísmico.

La normativa ASCE 41-13 establece que las cargas laterales deben aplicarse al modelo matemático de la estructura proporcionalmente a la distribución de la masa en cada piso de la edificación. Se señala que la distribución de las fuerzas laterales determina las magnitudes relativas de cortante, momento y deformación de la estructura, las cuales varían continuamente durante un sismo a medida que las características de rigidez de la estructura cambian. Esta normativa, basándose en investigaciones previas como las de FEMA 440, indica que el uso de múltiples patrones de carga es poco efectivo para mejorar la precisión de los análisis estáticos no lineales. En su lugar, se recomienda la utilización de un patrón de carga proporcional al primer modo de vibración de la estructura. Esto implica que se debe considerar el modo de vibración más dominante al aplicar las cargas laterales al modelo estructural.

Sin embargo, de acuerdo con las recomendaciones de Cattari y Lagomarsino (2012a) y el Eurocódigo 8 parte 3 (2005), se sugiere aplicar al menos dos distribuciones de carga lateral durante el análisis. Esto implica utilizar un primer patrón de carga que sea proporcional a la masa total de la estructura, sin importar la elevación de los pisos, y realizar un análisis adicional con un patrón de carga proporcional al primer modo de vibración.

Esto se ve apoyado por Cattari y Lagomarsino (2012a), los cuales indican que, en caso de pisos flexibles, una baja fracción de la masa puede participar en el modo fundamental, con una tendencia a que cada pared sea independiente de las otras, por ende, se recomienda un patrón de carga pseudo-triangular, y de esta manera, todas las masas estructurales se verán envueltas en el análisis Pushover.

En concordancia con esto, la normativa italiana NTC 2018 establece que el patrón de cargas se puede dividir en dos grupos: el Grupo Principal y el Grupo Secundario.

Para el Grupo Principal, cuando el modo fundamental de vibración tiene un factor de participación de masa no inferior al 75%, se permite utilizar una distribución de fuerzas que sean proporcionales a las fuerzas estáticas, siguiendo un patrón de carga triangular. También se permite usar una distribución de fuerzas proporcional a la correspondiente de aceleración en el modo fundamental de vibración.

Para el Grupo Secundario, se utiliza una distribución de fuerzas derivada de una tendencia uniforme de aceleraciones en el edificio, o se aplica adaptativamente, en la que el desplazamiento del punto de control aumenta según la plastificación de la estructura.

La variación de este criterio entre normativas se debe a las diferencias en el sistema de rigidez del piso entre las edificaciones. La razón detrás de esto es que, en ausencia de pisos rígidos, la capacidad de redistribuir los esfuerzos hacia los demás muros se ve reducida (Marino, 2018). Por lo tanto, no se puede aplicar la distribución de fuerzas proporcionales al primer modo de vibración, ya que no todos los muros se desplazan a la vez en la misma dirección. Esto da como resultado factores de participación modal bajos.

Por otro lado, según Aşıkoğlu et al. (2021), los patrones de carga triangular se considera que son apropiados para edificaciones que no presentan irregularidades en elevación. El daño se concentra en el piso superior por comportamiento dinámico. El patrón de carga triangular es proporcional a la masa y la altura de la estructura; por lo tanto, si existe irregularidad, una disminución de la masa puede reducir las fuerzas aplicadas.

Marino (2018) descubrió que los patrones de carga uniforme tienden a sobreestimar el valor máximo del cortante basal en la estructura. Esto se debe a que este patrón de fuerzas tiende a generar un mecanismo de piso débil en la planta baja. En caso de efectos torsionales en edificaciones irregulares de mampostería, se recomienda usar solo el patrón de carga triangular.

Dado que las edificaciones prototipo son regulares en elevación, y sus sistemas de piso flexibles, de acuerdo con lo discutido anteriormente, se selecciona como patrón de carga aquel que genere las respuestas más desfavorables. Esto implica comparar el patrón proporcional a la masa del edificio (tendencia uniforme de aceleraciones) con el patrón proporcional siguiendo una distribución triangular basada en las fuerzas estáticas.

5.3.2 Puntos de control

Según la normativa ASCE 41-13, en concordancia con Eurocódigo 8 parte 3 (2005), para estructuras regulares de hormigón armado, el nodo de control utilizado en el análisis pushover debe estar ubicado en el centro de masa de la estructura, generalmente en el piso superior.

Sin embargo, Marino et al. (2019), en acuerdo con Cattari y Lagomarsino (2012a), señalan que, en el caso de edificaciones de mampostería, el desplazamiento de una sola pared puede diferir del de las otras paredes, lo que no representa a la estructura en su totalidad. Por lo tanto, para pisos flexibles, es necesario tener control sobre el desplazamiento de todos los nodos en el piso superior y promediarlos considerando sus masas respectivas. Caso contrario, se recomienda ubicar el nodo de control en la pared con mayor probabilidad de colapso, es decir, aquella que tenga menor rigidez, ya que esto puede proporcionar resultados más confiables.

Estos criterios coinciden con lo establecido por Pantò y Caliò (2022), quienes indican que, para edificaciones de mampostería con sistemas de piso rígidos, se debe considerar el baricentro del piso superior como punto de control. Sin embargo, en presencia de diafragmas flexibles, el punto de control debe ubicarse en correspondencia con la pared que primero falle. Como alternativa, también sugieren seleccionar una serie de nodos de control alrededor del perímetro de la estructura y utilizar el promedio de los desplazamientos de estos nodos como un punto de control virtual.

Basándonos en lo mencionado, se elige como punto de control para el análisis pushover el promedio de los desplazamientos de todos los nodos del piso superior, ponderados por sus

masas. Así, se logra un comportamiento más representativo de la estructura en lugar de considerar únicamente la pared más débil.

5.4 Resultados

Al distribuir los dos patrones de carga con la dirección de análisis en los tres periodos de análisis para los tres tamaños de edificación, se obtienen un total de 72 curvas pushover. Estas curvas se denominan según la codificación mostrada en la Figura 34. Por ejemplo, en la curva "P1-PXU", "P1" indica el primer periodo de análisis, "P" representa el tamaño de área pequeña, "X" indica la dirección de análisis y "U" representa el patrón de carga uniforme.

En la Figura 35 se puede visualizar a las edificaciones de P1 durante el análisis pushover en el software "3DMACRO". Como se mencionó en las asunciones iniciales, solamente las paredes en la dirección de análisis sufrieron daño.

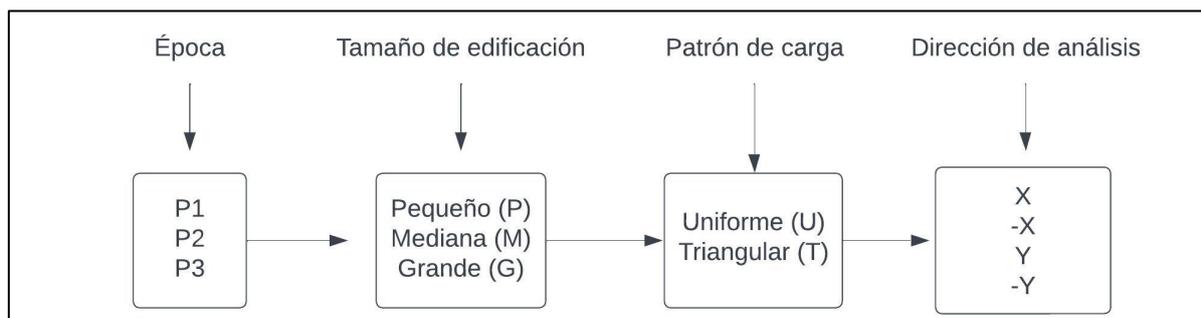


Figura 34 Diagrama de flujo del análisis estático no lineal y modal

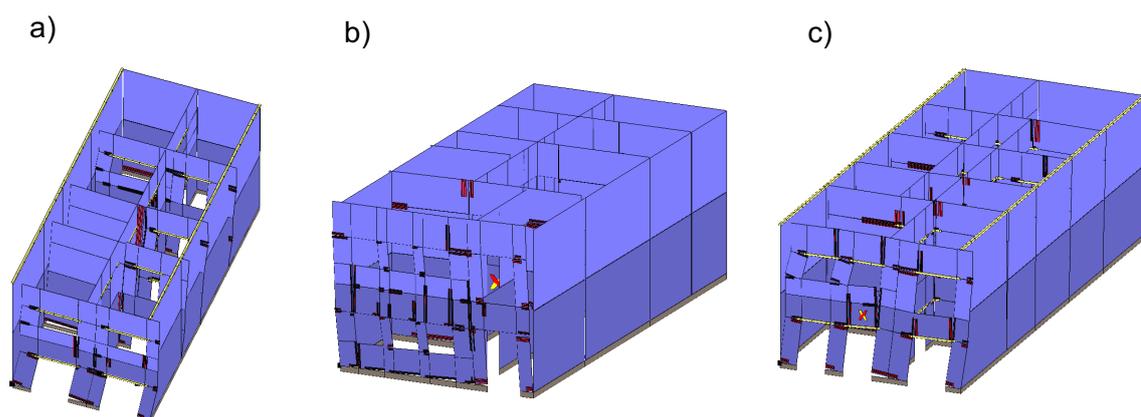


Figura 35 Edificaciones P1 bajo el análisis pushover en la dirección X. a) área pequeña, b) área media, c) área grande

La carga sísmica reactiva correspondiente a cada edificación se resume en la Tabla 21.

Tabla 21 Carga sísmica reactiva de las edificaciones prototipo

Carga sísmica reactiva de las edificaciones (kN)								
P1-P	P1-M	P1-G	P2-P	P2-M	P2-G	P3-P	P3-M	P3-G
3548.7	4609.9	5796.6	2419.2	3185.6	3983	1722	2309.3	2942.2

5.4.1 Análisis de sensibilidad de la resistencia a tracción de la mampostería

A diferencia de estudios anteriores, como el realizado por Calderón y Jiménez (2021) sobre el comportamiento MNR en el CHC, donde se considera una resistencia a la tracción de la mampostería igual a cero, el presente trabajo tiene en cuenta esta propiedad. La estimación de esta resistencia está sujeta a cierto margen de error por la falta de ensayos locales que puedan validar los valores considerados en la sección 3.4.3.3.

Para abordar esta incertidumbre, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad de este parámetro. En la Figura 36 se pueden observar las curvas de capacidad pushover en la edificación P2-P para diferentes valores de resistencia a la tracción de la mampostería; de color rojo se encuentra el valor adoptado para la modelización. Se observa que, dentro de diferentes rangos de resistencia, existe una variación poco significativa en el cortante basal máximo experimentado por la estructura. Estos resultados concuerdan con las conclusiones obtenidas por Aşıkoğlu et al. (2019), quienes encontraron que la variación en la resistencia a la tracción tiene una influencia despreciable en las curvas de capacidad del modelo, enfocándose en edificaciones de MNR de dos pisos irregulares.

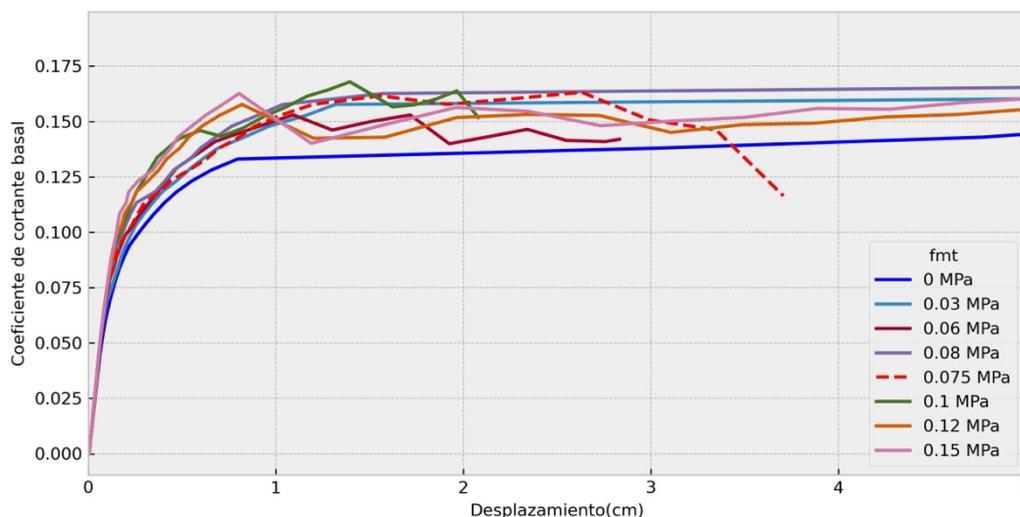


Figura 36 Variación de la resistencia a tracción de la mampostería

5.4.2 Comparación entre patrones de carga.

Se realizaron comparaciones entre los resultados obtenidos utilizando el patrón de carga proporcional a la masa (uniforme) y el patrón de carga triangular. Estas comparaciones se muestran en las Figuras 37, 38 y 39, donde se representan las familias de curvas pushover para P1, P2 y P3 respectivamente, y en términos del coeficiente de cortante basal (relación entre el cortante basal y la carga sísmica) y el desplazamiento del punto de control ponderado por su masa.

En todos los edificios prototipo analizados, se observa que el patrón de carga triangular presenta un coeficiente de cortante basal menor que el patrón uniforme, y una pendiente más suave en el rango elástico. Este comportamiento es evidente en las edificaciones P1-G y P2-P, donde la diferencia es notable, especialmente en la dirección "Y".

Para el resto del análisis, se usan las curvas obtenidas con el patrón de carga triangular como representativas, ya que presentan valores menores de cortante basal y un comportamiento más frágil que el patrón de carga uniforme.

De las Figuras 37, 38 y 39, también se puede concluir que la capacidad sísmica de la estructura está principalmente determinada por la dirección X. Se observa que el cortante basal de las edificaciones en la dirección Y es aproximadamente tres veces mayor que en la dirección X. Este fenómeno se debe al hecho de que la dimensión de fondo de la edificación es considerablemente mayor que su ancho, lo que confiere una mayor rigidez en esa dirección. En resumen, se evidencia que la estructura exhibe mayor capacidad de resistencia sísmica en la dirección X que la dirección Y.

Con respecto al análisis en X, positivo o negativo, se encontraron comportamientos similares entre sí. Sin embargo, para posteriores análisis, se escogió de entre estas dos, aquella que dé la menor capacidad en términos de cortante basal máximo.

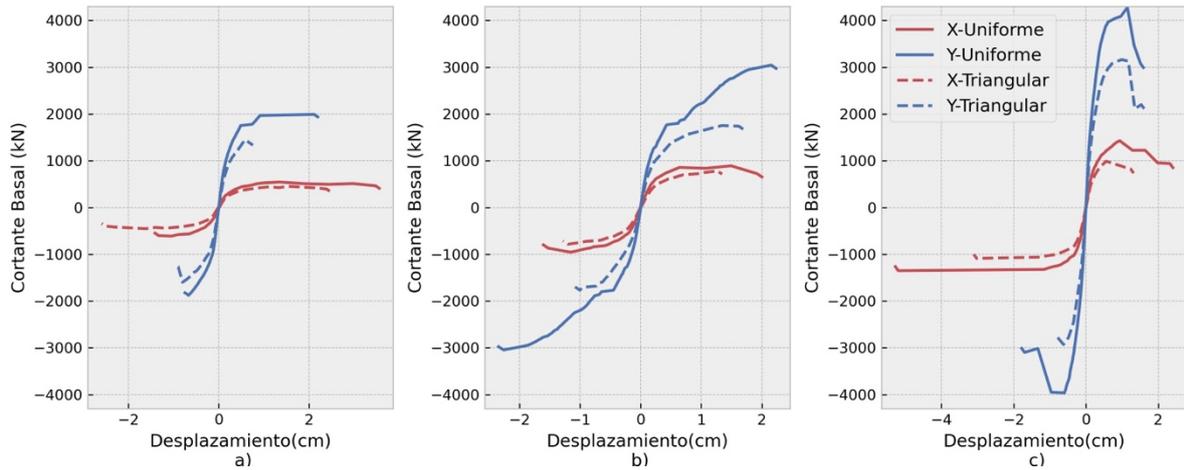


Figura 37 Curvas pushover en P1: a) área pequeña, b) área media, c) área grande

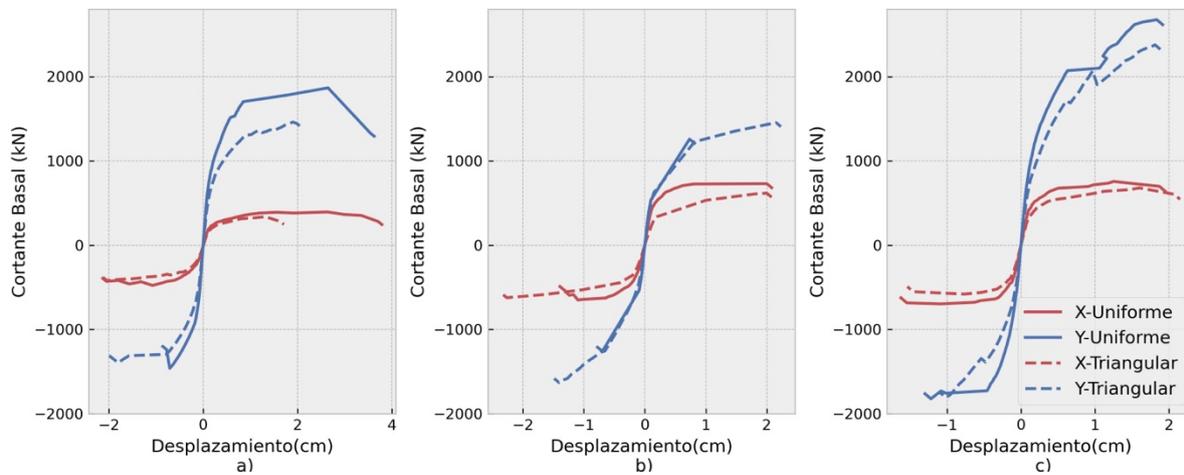


Figura 38 Curvas pushover en P2: a) área pequeña, b) área media, c) área grande

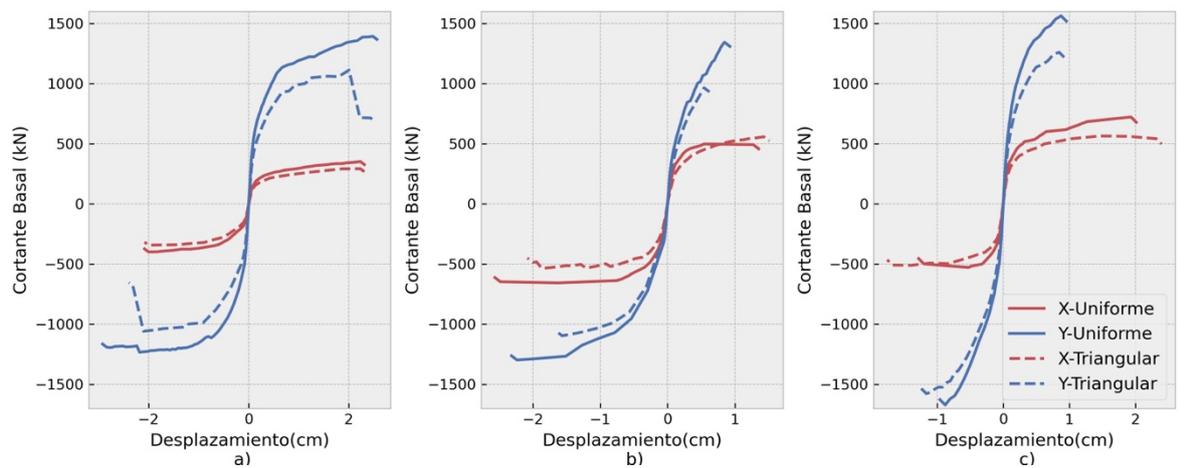


Figura 39 Curvas pushover en P3: a) área pequeña, b) área media, c) área grande

5.4.3 Modos de falla en las curvas de capacidad

En la Figura 40 se presentan los resultados por periodo de análisis para cada tamaño de edificación, centrándonos específicamente en la dirección X bajo el patrón de carga triangular. Se observa que para el periodo P1, la edificación de área grande posee un mayor cortante basal comparado con los otros dos tamaños. Sin embargo, para los periodos P2 y P3, el área media posee un mayor cortante basal que el resto.

Además de lo indicado, se nota una disminución del cortante basal para cada periodo analizado, siendo mayor en P1 y menor en P3. En lo que respecta a la ductilidad, se puede observar que las edificaciones de P1 tienen menores ductilidades que las edificaciones del P2, y estas a su vez son menores que las de P3.

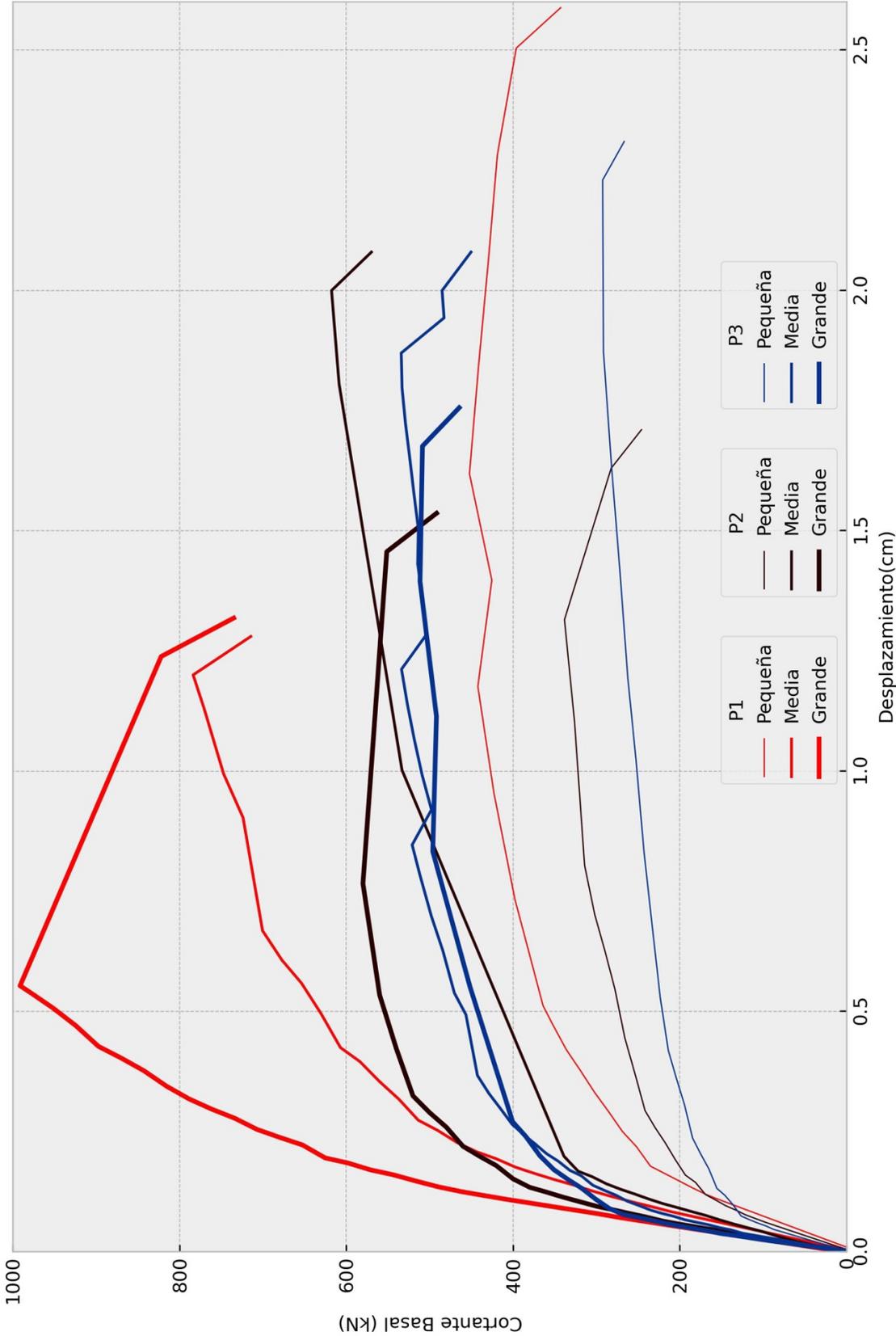
Estos resultados coinciden con los del estudio de Calderón y Jiménez (2021), que menciona que el cortante basal y la ductilidad de las edificaciones no se relacionan directamente con el área en planta.

En todas las edificaciones, el modo de falla principal es a flexión, y se concentra en la pared de fachada, excepto en el caso de la P1-M, donde la falla está en una pared interna (Pared 8). Este fenómeno puede explicarse debido a que la fachada presenta un mayor porcentaje de aberturas, lo que reduce su rigidez y, por ende, su resistencia a la flexión.

En la Figura 42 se muestran los modos de falla por flexión para las edificaciones P1-M y P1-P, respectivamente. La simbología utilizada en el modelo se describe en la Figura 41, donde los miembros que fallan por flexión se representan en color celeste, mientras que los miembros que fallan por corte se muestran mediante una "X" dentro de un rectángulo azul. En el caso de la edificación P1-M, se observa la presencia de fisuras por tracción, representadas por dos líneas paralelas de color rojo y también se evidencia fisuración por corte. Sin embargo, la edificación P1-P no presenta fisuración a corte en su fachada.

Es importante destacar que el análisis descrito se centra exclusivamente en el pico máximo de resistencia de la estructura. Sin embargo, la evaluación de los estados límite en los cuales la edificación se encuentra en un estado previo al colapso se aborda en detalle en el CAPITULO 6.

Figura 40 Curvas pushover en la dirección X



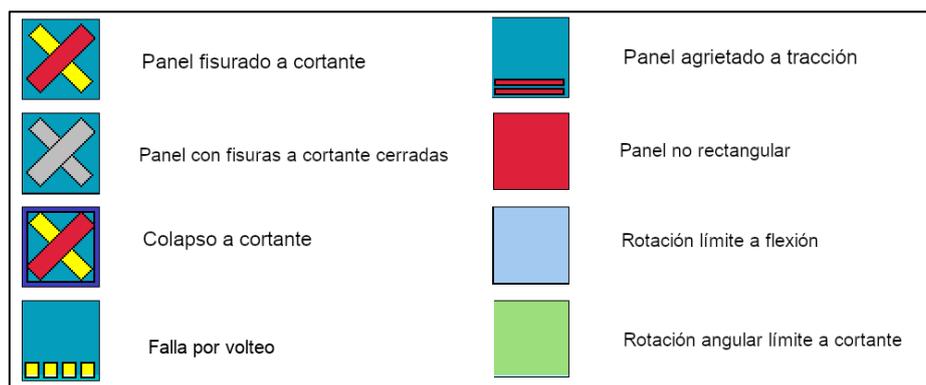


Figura 41 Simbología en 3DMacro. Fuente: Adaptada de Gruppo Sismica (2014).

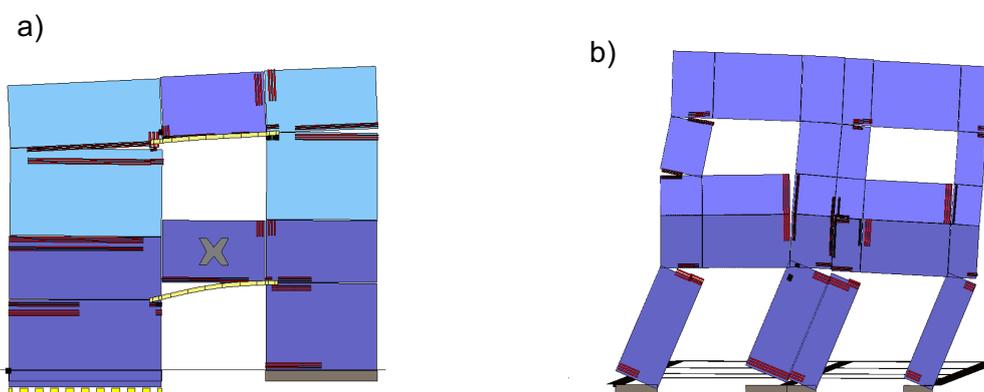


Figura 42 Modos de falla. a) Modo de falla a flexión en la edificación P1-M, b) modo de falla a flexión en la edificación P1-P.

En resumen, si se hace un análisis temporal, se observa que las edificaciones más antiguas presentan un mejor comportamiento en cuanto a resistencia, pero con menor ductilidad que las de los periodos de análisis posteriores. Este efecto puede atribuirse al cambio en el espesor de las paredes, siendo mayor en P1 (con un espesor de 40 cm en las paredes exteriores) en comparación con P3 (con un espesor de 20 cm).

Se llega a la conclusión de que los modelos numéricos están dominados por mecanismos de falla a flexión, presentando agrietamiento a tracción, principalmente localizados en la fachada de la edificación. La principal razón de que gobierne el modo de falla a flexión es que, al ser edificaciones de dos pisos, no hay cargas axiales significativas. Además, los elementos de las fachadas, debido a sus aberturas, tienen relaciones de aspecto altas, y, por ende, tienen menos resistencia a flexión. Estos modos de falla están acompañados de fisuración diagonal debida a esfuerzos cortantes, especialmente por encima de las aberturas de puertas y ventanas.

Capítulo 6: Umbrales de daño

6.1 Introducción

El grado de daño observado en los edificios brinda evidencia de su desempeño sísmico real ante eventos sísmicos. Según el cuarto paquete del proyecto RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003, como se citó en Jiménez et al., 2018), para ambientes urbanos que cuentan con estudios de sismicidad, expresados en términos de cantidades espectrales de sitio, se debe seguir una serie de pasos para estimar el grado de daño en edificaciones:

1. Definición de la tipología de la edificación.
2. Determinación del modelo de capacidad de la edificación (curva estática no lineal pushover) y de escenarios sísmicos.
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 de que la edificación exhiba determinados grados de daño y del grado de daño más probable.

El presente trabajo se centra en el sexto paso descrito, que tiene como objetivo describir en las curvas pushover, el grado de daño de la edificación en términos de cortante basal y ductilidad. Para evaluar este grado de daño, se determinan umbrales/límites o niveles de daño, a los que en lo sucesivo nos referimos con el acrónimo DL (del inglés *damage level*), que actúa como punto de partida para objetivos de impacto ingenieril. Según Cattari y Angiolilli (2022), el DL se considera una herramienta crucial para comprender la respuesta estructural de los edificios.

En este capítulo, el objetivo consiste en determinar los correspondientes umbrales de daño en términos de derivas y cortante basal, siguiendo las directrices establecidas en la normativa NTC-2018. La importancia de estos umbrales radica en la evaluación y clasificación del grado de daño en los edificios, ya que permiten establecer criterios claros para la evaluación sísmica y facilitan la toma de decisiones relacionadas con seguridad estructural.

6.2 Estimación de los umbrales de daño

La estimación de los umbrales de daño varía entre normativas, tanto en la forma (daño de un elemento o daño acumulado de elementos) y la escala de evaluar (global o local). Para todos los casos se busca estimar un grado de daño de la edificación, también conocido como nivel de desempeño o estado límite. Para este fin, se puede utilizar como referencia la escala desarrollada por Grünthal y la Comisión Sismológica Europea (1998), la cual se resume en la Tabla 22. Esta escala proporciona una descripción del grado de daño esperado en edificaciones de mampostería, y sirve como guía para evaluar el comportamiento de la estructura frente a eventos sísmicos.

Este grado de año no solo describe efectos estructurales, sino que también correlaciona las consecuencias asociadas a la actividad sísmica, como los costos de reparación, la seguridad de las personas, la ocupación inmediata, las funciones operativas y consideraciones económicas, entre otros factores. En el caso de las edificaciones históricas, también se considera su relevancia cultural (Cattari et al., 2012b).

Se puede ver esto en la Figura 43, en el cual se correlaciona la escala de Grünthal con los efectos en términos estructurales, términos de uso y seguridad de las personas. En medio de dos grados de daño, se encuentran los umbrales de daño, los cuales serán analizados en las secciones subsiguientes.

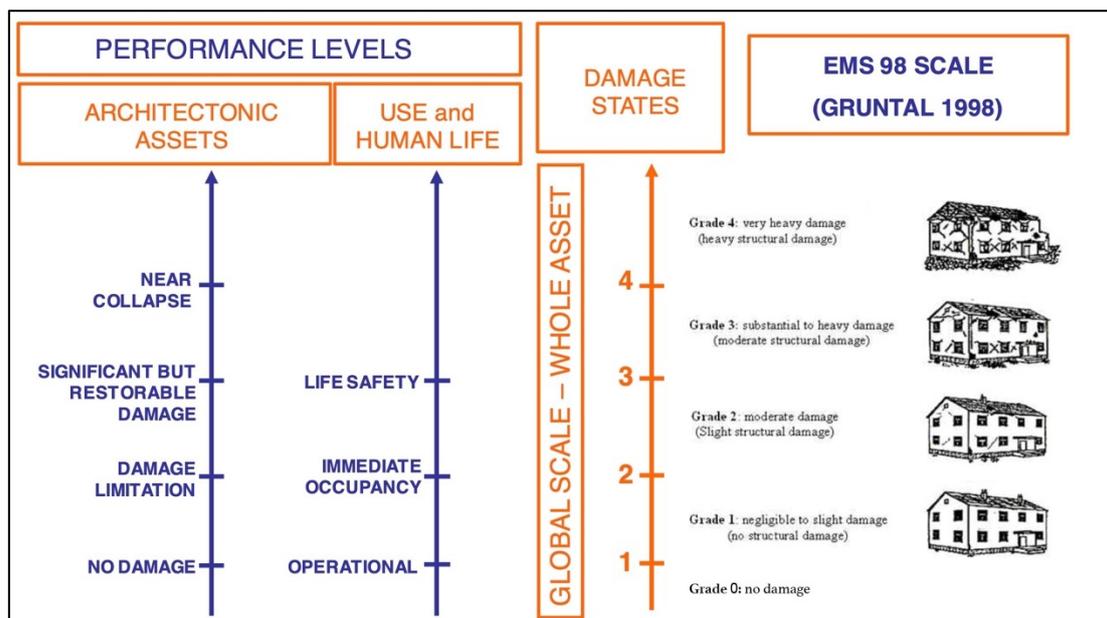
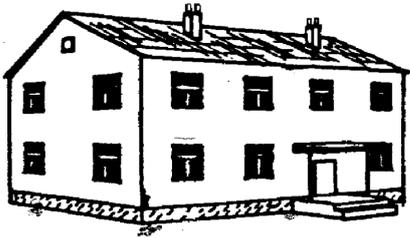
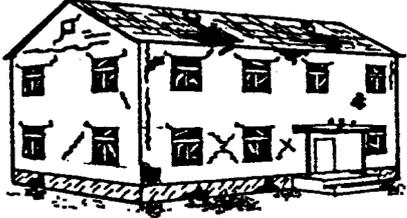


Figura 43 Correlación entre grados de daño, su efecto estructural y sus implicaciones en términos de seguridad de las personas. Fuente: Adaptado de Cattari y Lagomarsino (2012b)

Tabla 22 Clasificación del grado de daño en edificaciones de mampostería. Fuente: Adaptado de Grünthal & European Seismological Commission (1998)

	<p>Grado 1: Daño insignificante a leve (sin daño estructural, daño no estructural leve) Grietas finas en muy pocas paredes. Caída de pequeños trozos de yeso únicamente. Caída de piedras sueltas de partes altas de edificios en muy pocos casos.</p>
	<p>Grado 2: Daño moderado (daño estructural leve, daño no estructural moderado) Grietas en muchas paredes. Caída de piezas de yeso bastante grandes. Colapso parcial de chimeneas.</p>
	<p>Grado 3: Daño sustancial a severo (daño estructural moderado, daño no estructural severo) Grietas grandes y extensas en la mayoría de las paredes. Se desprenden las tejas del techo. Las chimeneas se fracturan en la línea del techo; falla de elementos no estructurales individuales (tabiques, muros a dos aguas).</p>
	<p>Grado 4: Daños muy graves (daños estructurales graves, daños no estructurales muy graves) Falla grave de los muros; falla estructural parcial de techos y pisos.</p>
	<p>Grado 5: Destrucción (daños estructurales muy graves) Colapso total o casi total.</p>

Según la investigación realizada por Marino et al. (2019), a través del análisis de Pushover se evalúan cuatro umbrales de daño que abarcan desde el edificio en estado completamente operativo hasta su condición de colapso cercano. No se considera el estado de colapso ya que su simulación numérica resulta una tarea muy compleja.

La estimación de cada umbral de daño es tema de discusión, y varía entre diferentes normativas estudios que existen. Sin embargo, según Cattari et al., (2012b), los parámetros de referencia más usuales son la deriva de entrepiso y el decaimiento de la curva de capacidad.

Estos parámetros de referencia pueden ser medidos a diferentes escalas interrelacionadas, según Cattari et al., (2012b) estos pueden ser:

- A escala de un solo elemento estructural (daño local).
- A escala de macroelemento, el cual representa una porción de mampostería que tiene un comportamiento sísmico casi autónomo.
- A escala global, en esta escala se evalúa considerando la falla más representativa entre elementos, macroelementos, o el efecto acumulado de varios elementos que llevan a la edificación a un estado crítico.

Los umbrales de daño varían entre códigos europeos como el Eurocódigo 8 o la normativa de construcción Italiana NTC 2018, y códigos americanos como el ASCE/SEI 41-06 o la FEMA 440. La variación se debe a los diferentes tipos de estructuras que se presentan (sistemas de piso rígido o flexible). Dependiendo de la rigidez del sistema de piso, el grado de conexión, la metodología para la estimación de los umbrales de daño puede cambiar.

Este es el caso de sistemas flexibles, en donde las edificaciones se comportan con un sistema de tipo caja. En este caso, no todas las paredes reaccionaran de la misma manera a las cargas sísmicas (no hay redistribución de esfuerzos), lo que provoca concentración de daños en ciertas paredes. Por lo tanto, no es adecuada evaluar los daños considerando únicamente la escala local.

Dado lo complejo de establecer cada umbral de daño y su correlación con los efectos cualitativos en la población, existen en la literatura otras metodologías como la propuesta por Marino et al. (2019), en donde se sigue un enfoque multi-escala en donde se estiman los daños de los elementos de manera acumulada. Sin embargo, los grados de daño siguen la misma filosofía que el resto de normativas. A continuación, se describe los cuatro grados de daño utilizados en las secciones subsiguientes:

- Grado 1: sin daño / completamente operativo
- Grado 2: daño limitado / ocupación inmediata
- Grado 3: daño significativo / seguridad humana
- Grado 4: cercano al colapso

En las siguientes secciones se analiza las bases del Eurocódigo 8 y del NTC 2018, como paso previo a la elección de los umbrales de daño.

6.2.1 Umbrales de daño según el Eurocódigo 8

A continuación, se presentan los lineamientos del Eurocódigo 8 para la determinación de los umbrales de daño. Este código establece criterios para la definición de tres umbrales de daño en el ámbito de la evaluación y el refuerzo de edificios existentes (Cattari y Lagomarsino, 2012b).

- DL: Daños leves, elementos estructurales sin cedencia significativa, componentes no estructurales con grietas distribuidas. Desplazamientos permanentes insignificantes; no se necesitan medidas de reparación.
- SD: Daños significativos, resistencia y rigidez residuales, daños en componentes no estructurales, desplazamientos permanentes moderados. La estructura puede soportar réplicas moderadas; reparación no viable económicamente.
- NC: Daños graves, baja resistencia y rigidez, colapso de componentes no estructurales, desplazamientos permanentes significativos. Estructura al borde del colapso, no sobreviviría otro sismo.

Una vez definidos los umbrales de daño desde un punto de vista descriptivo, se plantearon criterios específicos para determinarlos a escala global (en la curva de capacidad), y a escala de elementos (Tabla 23).

- En el umbral de daño limitado (**DL**) se define como el punto de fluencia, es decir, la fuerza y el desplazamiento en el cual la relación fuerza-desplazamiento idealizada de un sistema equivalente de un solo grado de libertad alcanza su comportamiento elasto-perfectamente plástico.
- El umbral de Daño Significativo (**SD**) se supone ser igual a tres cuartos ($\frac{3}{4}$) de la capacidad de desplazamiento última definida para el umbral de Colapso Cercano.

- En el umbral de Colapso Cercano (**NC**) se considera que el desplazamiento último es aquel en el cual la resistencia lateral total (llamada cortante base) ha disminuido por debajo del 80% de la resistencia máxima de la estructura. Esto ocurre por el daño progresivo y falla de los elementos que resisten la carga lateral, por alcanzar los umbrales de daño definidos en la escala local.

Tabla 23 Criterios sobre umbrales de daño empleados por el Eurocódigo 8 a escala de elementos. Fuente: Adaptado de Cattari y Lagomarsino (2012b).

Umbral de daño	Muro de mampostería portante	
	Elemento sometido a fuerza normal y flexión. (comportamiento a flexión)	Elementos sometidos a esfuerzo cortante (comportamiento a cortante)
DL	Alcanza la máxima resistencia	
SD	En cuanto a los límites de desplazamiento - 0.08 H_o/D (para elementos primarios) - 0.012 H_o/D (para elementos secundarios)	En cuanto a los límites de desplazamiento -0.004 (para elementos primarios) -0.006 (para elementos secundarios)
NC	En cuanto a los límites de desplazamiento - 0.0107 H_o/D (para elementos primarios) - 0.016 H_o/D (para elementos secundarios)	En cuanto a los límites de desplazamiento - 0.053 (para elementos primarios) - 0.008 (para elementos secundarios)
Donde: - D se refiere a la dimensión horizontal en el plano de la pared (profundidad). - H_o es la distancia entre la sección donde se alcanza la capacidad de flexión y el punto de contra flexión. - H es la altura de la pared.		

6.2.2 Umbrales de daño según la Norma de Construcción Italiana, NTC 2018

En relación al Eurocódigo 8, la NTC 2018 establece umbrales de daño más precisos al considerar cuatro niveles en lugar de tres. A continuación, se presentan los criterios de la NTC 2018 para determinar estos umbrales o límites de daño, junto con algunas observaciones realizadas por Cattari y Lagomarsino (2012b).

- **Capacidad de desplazamiento en el Estado Límite de Operación (SLO):** desplazamiento menor entre el correspondiente a la consecución de la fuerza máxima y aquel para el que el desplazamiento relativo entre dos planos consecutivos (q_{dr}) supera los $2/3$ el valor de SLD.

- **Estado Límite de Daño (SLD):** El menor valor entre el desplazamiento correspondiente al límite elástico del sistema bilineal equivalente, definido a partir del desplazamiento último en SLC (o fluencia del sistema bilineal equivalente). Y el desplazamiento menor entre el correspondiente a la obtención de la fuerza máxima y aquel para el cual el desplazamiento relativo entre dos planos consecutivos (q_{dr}) supera los valores referidos en el § 7.3.6.1 de la NTC 2018 (h = altura de entrepiso).

- Para edificios con estructura portante de mampostería ordinaria $q_{dr} \leq 0.0020h$
- Para edificios con estructura portante de mampostería reforzada $q_{dr} \leq 0.0030h$
- Para edificios con estructura portante de mampostería confinada $q_{dr} \leq 0.0025h$

- **Estado Límite de Seguridad Humana (SLV):** desplazamiento correspondiente a $3/4$ del desplazamiento en el SLC;

- **Estado Límite de Colapso (SLC):** el menor de los valores de desplazamiento correspondientes a cada una de las siguientes dos condiciones: el correspondiente a un cortante basal residual igual al 80% del máximo; o el correspondiente a la consecución del umbral límite de la deformación angular en SLC en todos los miembros pilar verticales de cualquier cota en cualquier muro considerado significativo a efectos de seguridad.

Para los umbrales límite:

- Para elementos primarios se define la última capacidad de desplazamiento de estructura de tal manera que: La rotación límite en la flexión de todos los miembros pilar de cualquier pared es del 1%. La rotación límite a cortante de todos los miembros pilar de cualquier pared es de 0.5% (NTC, 2019).
- No se considera a los elementos secundarios

Finalmente, se ha verificado que los criterios establecidos en la NTC 2018 son similares a los propuestos en el Eurocódigo 8, con algunas diferencias principales. En primer lugar, se han incorporado cuatro umbrales de daño, incluyendo un primer umbral relacionado con la condición de pleno funcionamiento, que no se encuentra presente en el Eurocódigo 8. Para el estado último SLC, existe una variación en los criterios debido a la inclusión de la Circolare 21 en el 2019.

Cattari y Lagomarsino (2012b) indican que las recomendaciones de los dos códigos descritos (Eurocódigo 8 y NTC2018), así como del código ASCE41-06, no contemplan el caso de evaluación de edificaciones históricas. Y las herramientas y criterios propuestos son iguales a los considerados para edificaciones ordinarias. Además, se indica que el enfoque de los elementos estructurales lleva a resultados demasiado conservativos, que no pueden considerar peculiaridades de la evaluación de edificaciones históricas.

La situación mencionada se basa en que los códigos se enfocan en edificaciones con un comportamiento del tipo caja con sistemas de piso rígido, en donde un conjunto de macroelementos alcanza un cierto umbral de daño al mismo tiempo (Cattari y Lagomarsino, 2012b). Sin embargo, como se vio en el CAPITULO 5, esta situación no se aplica debido a que el sistema de piso es flexible, y por ende la carga se distribuye de manera desigual a las paredes. Por lo tanto, se espera que los modos de falla que se concentran en una sola pared puedan no ser representativos de la edificación entera.

Para el presente trabajo, se elige utilizar de manera conservativa la normativa NTC. Sin embargo, se toma en cuenta que los resultados pueden representar la acumulación de daño en una sola pared, y no de la edificación entera.

6.3 Resultados

A partir de la familia de curvas pushover obtenidas en el CAPITULO 5, se realizó la estimación de los umbrales de daño bajo la normativa NTC 2018. Con los resultados obtenidos, se llevó a cabo una comparación entre las curvas de capacidad obtenidas bajo los patrones de carga triangular y uniforme (ver sección 6.3.1). Posteriormente, se analizó la diferencia entre las deformaciones obtenidas para los diferentes umbrales de daño en las edificaciones prototipo (Sección 6.3.2). Las curvas de capacidad pushover con sus respectivos umbrales de daño para el patrón de carga triangular en la dirección "X" y "Y" se pueden observar en las Figuras 44, 45 y 46; para los periodos P1, P2 y P3 respectivamente. Con respecto a los resultados para el patrón de carga uniforme, estos se los puede observar en el Anexo D.

El cortante basal correspondiente al umbral SLC difiere entre el eje X y el eje Y, esto es debido a que la longitud de la edificación en la una dirección es mucho mayor a la otra, y por tanto es más rígida. Además, el patrón de aberturas juega también un rol importante en este parámetro.

Dado que el cortante basal correspondiente al umbral SLC en el eje Y es mayor al del eje X en todos los casos considerados, para el resto del análisis solamente se analizará y discutirá

los resultados de este último. Además, al igual que se hizo en el CAPITULO 5, solamente se considera el sentido, ya sea positivo o negativo, que reporte el menor cortante basal.

El umbral de daño SLC no se ubica necesariamente en el pico de la curva ni más allá de este, como es el caso de las edificaciones P2-P, P2-M, P2-G y P3-G. La obtención del criterio de rotación límite a flexión de los miembros pilar de una pared fue el parámetro que definió la falla.

El hecho de que el criterio de ductilidad de rotación a flexión primara por sobre el criterio del 80% del cortante basal máximo es debido a que, por la naturaleza de la metodología de análisis de daño, todo el daño se concentró en una sola pared (principalmente la fachada), al no existir un comportamiento de distribución del daño en toda la estructura, estas edificaciones presentan una capacidad subestimada.

Sin embargo, no necesariamente es así, dado que, por la naturaleza de la edificación, esto podría ser relevante si la ausencia de una pared afecta al resto de paredes, es decir, si la redistribución de esfuerzos afecta al resto de paredes. Por lo tanto, se recomienda estudiar a fondo el efecto mencionado con metodologías que tengan en cuenta el daño global acumulado de los elementos como los enfoques multiescala (Cattari y Lagomarsino, 2012b)

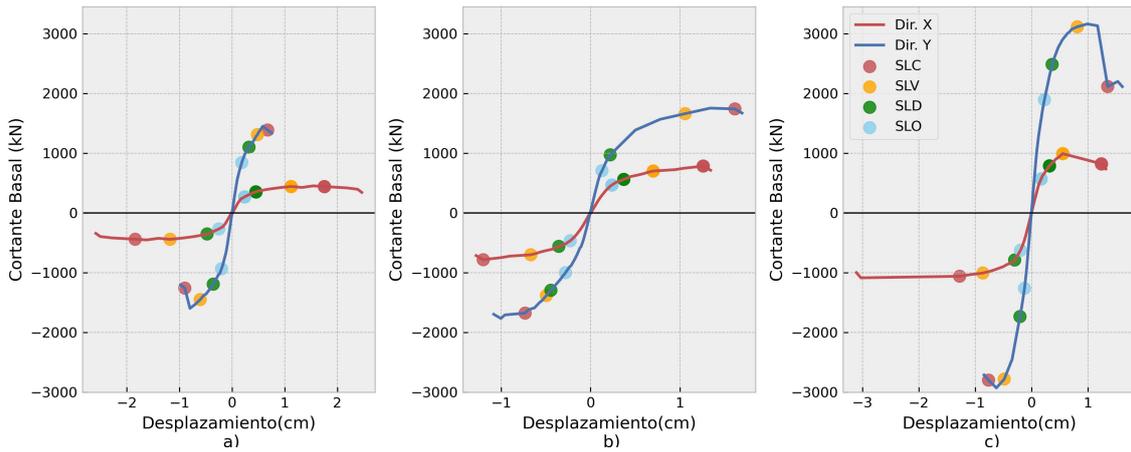


Figura 44 Umbrales de daño de las edificaciones-prototipo en el Período 1; patrón de carga triangular: a) área pequeña, b) área media, c) área grande.

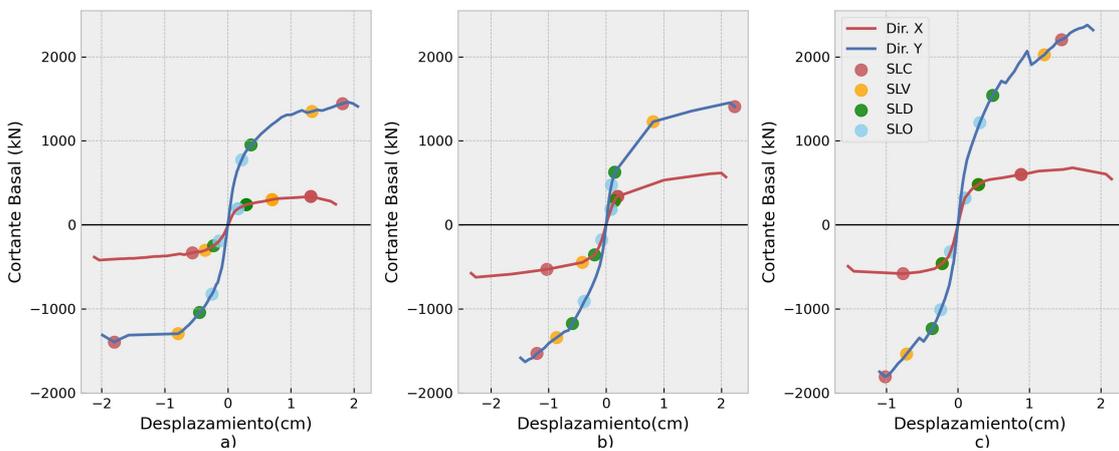


Figura 45 Umbrales de daño de las edificaciones-prototipo en el Período 2; patrón de carga triangular: a) área pequeña, b) área media, c) área grande.

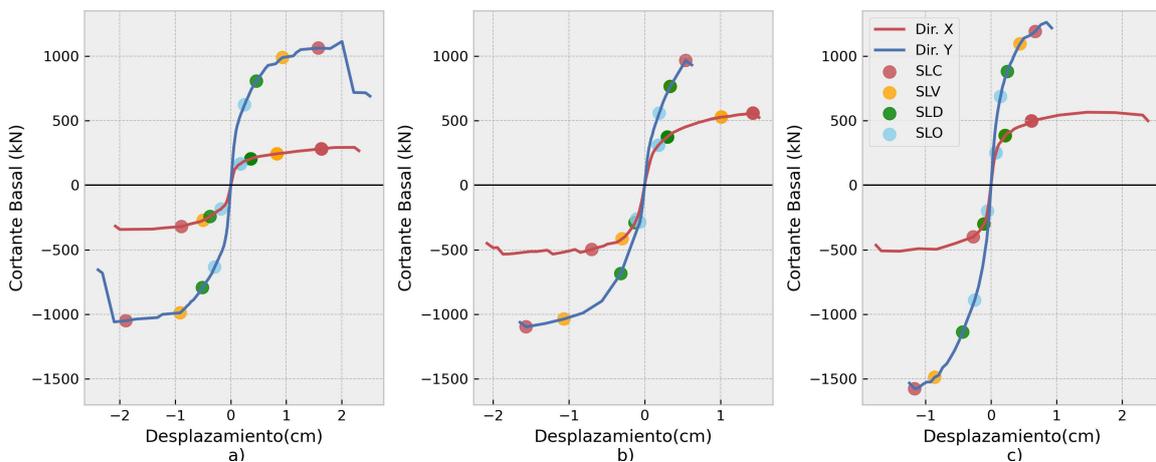


Figura 46 Umbrales de daño de las edificaciones-prototipo en el Período 3; patrón de carga triangular: a) área pequeña, b) área media, c) área grande

6.3.1 Comparación de los umbrales de daño entre los patrones de carga.

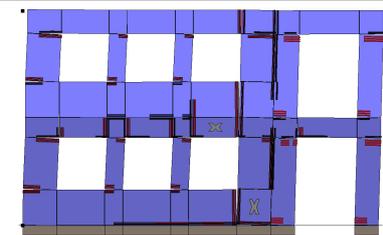
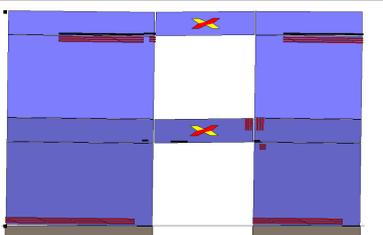
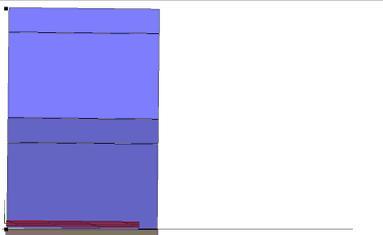
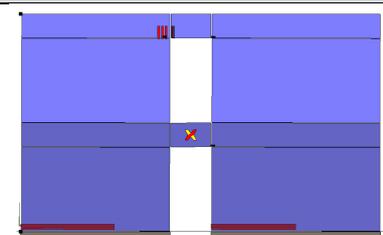
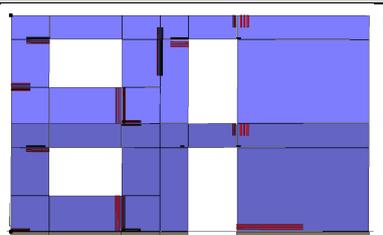
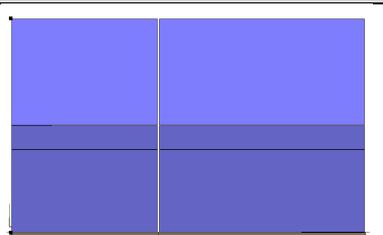
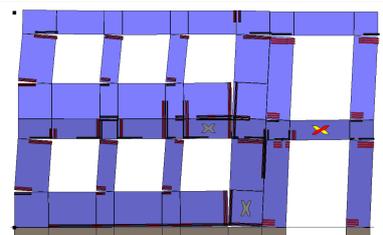
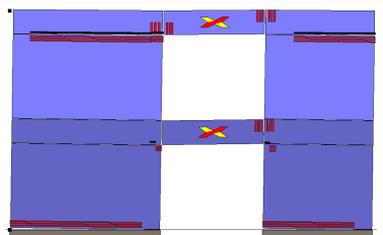
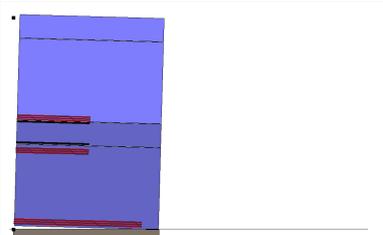
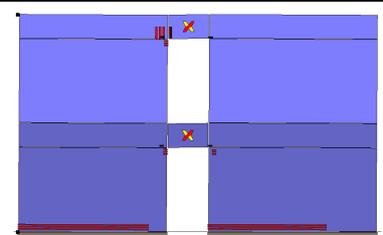
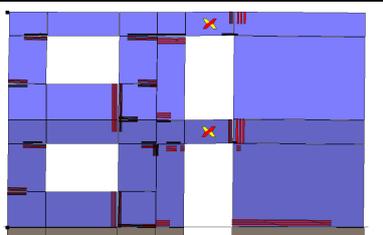
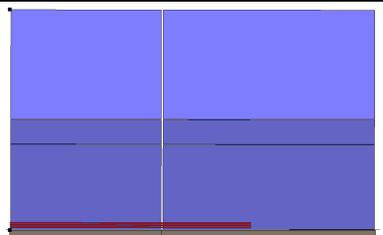
Se analiza la consecución del estado límite de falla SLC para la edificación P3-M en la dirección X positiva, se compara los resultados obtenidos en el patrón de carga uniforme y triangular en la Tabla 24, donde desde el literal a) al f) se muestran los modos de falla presentes para el patrón de carga uniforme, y desde g) hasta l) los modos para el patrón de carga triangular. Para el caso de las edificaciones de área pequeña y grande, ver el Anexo E.

Según Marino (2018), la presencia de sistemas de piso flexible no permite la distribución de fuerzas en las paredes, y por ende las paredes pueden estar sometidos a patrones de carga que no son similares. Este hecho se comprueba en las edificaciones analizadas, en donde se encontró que las paredes no presentan daños por igual, siendo la fachada la que recibe mayor daño, seguida de las paredes internas (recordando que estas tienen menor espesor que las externas). Dentro de una misma edificación se hallaron paredes con un mayor o menor fisuración a cortante y a flexión, e incluso paredes que sufrieron poco o incluso nada de daño dependiendo del caso.

De la Tabla 24, se desprende que el patrón de carga Triangular tiene una mayor distribución del daño en las paredes de la edificación, esto se puede observar en la Pared 6, en donde esta no sufrió agrietamiento alguno con el PC uniforme, pero si sufrió agrietamiento a tracción con el PC triangular. Otro hecho que es que la mayoría de las fisuraciones a cortante aparecen justo por encima de las aberturas de las puertas. Por último, para ambos casos, se señala que el modo de falla a flexión es el que gobierna.

Un comportamiento similar ocurre para las edificaciones de área grande y pequeña en todos los periodos analizados. Se observa que en todas las paredes se presenta un agrietamiento principalmente a tracción.

Tabla 24 Comparación de daño entre el PC uniforme y triangular en la edificación P3-M en la dirección X positiva.

		
a) P3-M PARED 1 PC: Uniforme	b) P3-M PARED 2 PC: Uniforme	c) P3-M PARED 3 PC: Uniforme
		
d) P3-M PARED 4 PC: Uniforme	e) P3-M PARED 5 PC: Uniforme	f) P3-M PARED 6 PC: Uniforme
		
g) P3-M PARED 1 PC: Triangular	h) P3-M PARED 2 PC: Triangular	i) P3-M PARED 3 PC: Triangular
		
j) P3-M PARED 4 PC: Triangular	k) P3-M PARED 5 PC: Triangular	l) P3-M PARED 6 PC: Triangular

Nota: la simbología correspondiente de los modos de falla se encuentra explicada en la Figura 41.

6.3.2 Comparación de los umbrales de daño por periodo de análisis

En la Tabla 25 se compara la deformación a la que se alcanzaron los diferentes umbrales de daño para las edificaciones prototipo analizadas y bajo el patrón de carga triangular. Se observa que la deformación a la que se obtuvo el grado de daño de colapso cercano para P1, es mayor que el resto de los periodos de análisis para todos los tamaños de edificación. Por

lo tanto, se concluye que las edificaciones de la P1 tienen mayor ductilidad que el resto de los periodos de análisis. Esto es visible gráficamente en la Figura 47, en donde además se puede observar que las curvas P2-M y P3-G no desarrollaron toda su resistencia, limitando de esta manera su capacidad final.

Las edificaciones de P2 presentan una menor ductilidad que el resto de las edificaciones salvo para el área grande, esta diferencia se puede atribuirle a que P2, es un periodo de transición, en donde se modelo disminuyendo la altura de entrepiso, pero manteniendo un aparejo inglés que rigidiza la estructura.

Predominan las grietas a flexión y, en menor magnitud, las de cortante justo por encima de las aberturas de las paredes. Con respecto al cortante basal obtenido en SLC (ver última columna de la Tabla 25), se observa que las edificaciones de P1 obtienen un mayor cortante basal máximo con respecto al resto de estructuras. Lo mismo sucede con las edificaciones de tamaño grande comparadas con las de tamaño medio y pequeño, salvo la excepción de P3, en donde la edificación de área grande alcanzó un cortante basal máximo menor que el obtenido en la edificación de área media.

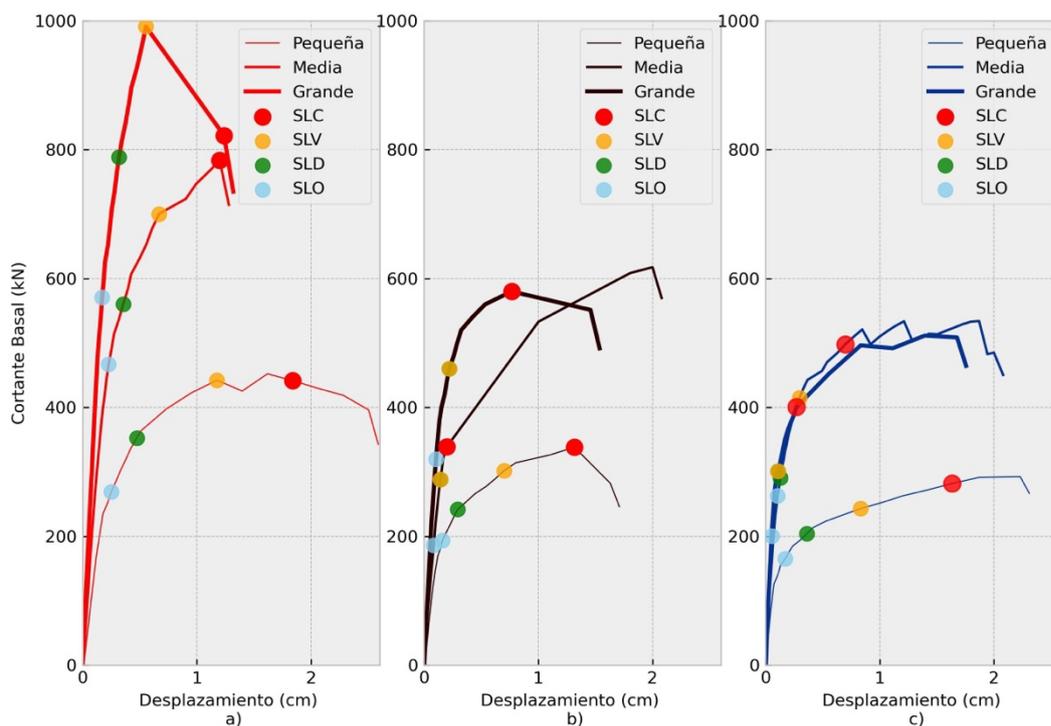


Figura 47 Umbrales de daño en las edificaciones prototipo en los periodos: a) P1, b) P2, c) P3

Tabla 25 Comparación de la deformación obtenida en la consecución de los umbrales de daño entre las edificaciones prototipo

ÁREA	EDIFICACIÓN	SLO (cm)	SLD (cm)	SLV (cm)	SLC (cm)	CB-SLC (kN)
PEQUEÑO	P1-PXT	0.250	0.474	1.176	1.840	441.5
	P2-PXT	0.160	0.294	0.702	1.315	338.3
	P3-PXT	0.173	0.361	0.833	1.633	281.8
MEDIA	P1-MXT	0.227	0.355	0.668	1.200	783.6
	P2-MXT	0.084	0.142	0.142	0.199	338.9
	P3-MXT	0.105	0.128	0.298	0.699	498.0
GRANDE	P1-GXT	0.171	0.318	0.554	1.239	821.9
	P2-GXT	0.104	0.220	0.220	0.766	580.0
	P3-GXT	0.054	0.110	0.110	0.271	400.5

Capítulo 7: Conclusiones y recomendaciones

7.1 Discusión y Conclusiones

Las edificaciones de Mampostería no reforzada de ladrillo del Centro Histórico de Cuenca se caracterizaron en términos geométricos y mecánicos, en tres períodos entre 1945 y 1975. Debido a la insuficiente cantidad de ensayos de resistencia en el mortero, ladrillo y mampostería utilizados en esa época, se establecieron sus resistencias seleccionando con criterio los resultados de ensayos experimentales locales e internacionales disponibles en la literatura. Sin embargo, se encontró una heterogeneidad en las propiedades del ladrillo, y por ende de la mampostería, ya que, al provenir las unidades tanto de medios artesanales como industriales, presentan características diferentes que pueden afectar los resultados finales dependiendo del lugar de origen.

Se analizaron nueve edificaciones prototipo mediante un análisis estático no lineal, lo cual permitió obtener una familia de curvas de capacidad. Se observó que el cortante basal en las edificaciones más antiguas es mayor que en las más recientes, esto debido a que el espesor de paredes disminuye para cada periodo de análisis, producto de esto se produce paredes menos rígidas. Estos resultados concuerdan con la investigación de Calderón y Jiménez (2021), quienes establecieron que el espesor de las paredes es el parámetro más influyente en el cortante basal.

Otro importante factor es la variación de alturas de entrepiso, las cuales también disminuye para cada periodo de análisis, menores alturas de entrepiso implican miembros pilar y vigas-dintel más pequeños para una misma área de aberturas por pared, por ende, zonas con menor rigidez.

De las edificaciones analizadas se obtuvo que, por su geometría, la dirección “X” presenta menores capacidades sísmicas que la dirección “Y”, además de ello, debido a la gran cantidad de aberturas en la fachada, vuelve a esta dirección la más crítica en el análisis.

En relación al patrón de carga utilizado, se encontró que el triangular presentó valores de cortante basal inferiores a los de carga uniforme. Por lo tanto, se concluye que las estructuras de MNR con sistema de piso flexible se representan de manera más precisa utilizando el patrón de carga triangular.

Debido al sistema de piso flexible, se observó que las edificaciones analizadas presentan modos de vibración con masas modales participativas bajas. Esto resulta en una distribución

inadecuada de la carga lateral sobre las paredes, lo que provoca daños en una o pocas paredes, en vez de afectar a la estructura en su totalidad.

La caracterización de la resistencia a tracción de la mampostería es un ensayo que se ha realizado poco o incluso no se ha llevado a cabo en el caso de la mampostería histórica del Centro Histórico de Cuenca. Al analizar su influencia en los resultados, se encontró que su variación tiene un impacto poco significativo en las curvas de capacidad.

Según los resultados obtenidos, se puede concluir que las edificaciones exhiben una disminución del cortante basal en función del espesor de la pared y del periodo al que pertenecen. Las edificaciones en P1 muestran los cortantes basales más altos, mientras que las edificaciones P2 y P3 presentan valores más bajos. Además, se observó que las edificaciones de tamaño grande tienen mayores cortantes basales en P1 y P2. En cuanto al Periodo P3, se encontró que la edificación de área media presenta la mejor capacidad.

En relación a la ductilidad, se observó un incremento a lo largo del tiempo. Las edificaciones en P3 exhiben una mayor ductilidad en comparación con las edificaciones de P2, y a su vez, estas últimas presentan una mayor ductilidad que las edificaciones en P1. Esto es debido a la disminución de la rigidez en cada periodo de análisis, al concentrarse todo el daño en una sola pared, principalmente en la fachada, se presentaban fallas a flexión, las cuales se desarrollaban de mejor manera en ductilidad al disminuirse la rigidez.

En todas las edificaciones, se concluye que el modo de falla predominante es a flexión. La falla ocurre principalmente en la fachada de la estructura, la cual presenta una mayor cantidad de aberturas y, por tanto, una menor rigidez que las paredes interiores. Esto se explica por las altas relaciones de aspecto combinadas con cargas axiales bajas. Además, se observaron grietas a cortante que se presentaron justo por encima de las aberturas de las puertas.

En relación a la estimación de los umbrales de daño, se observaron fallas prematuras debido al exceso de rotación límite a flexión en una de las paredes, principalmente en la fachada, el sistema de entrepiso flexible condujo a una mala redistribución de esfuerzos y una concentración de daños en pocas paredes. Este hecho provoca que el umbral de colapso cercano se alcance con ductilidades muy bajas.

7.2 Limitaciones y sugerencias para futuros estudios

El presente estudio se centró en las edificaciones prototipo cuyas paredes estaban construidas utilizando el aparejo inglés o a soga. No obstante, se debe ampliar el estudio para considerar edificaciones con otros tipos de aparejos, como el flamenco, también existentes en el Centro Histórico de Cuenca.

El esfuerzo de caracterización mecánica de la mampostería del Centro Histórico de Cuenca aún es insuficiente. Se recomienda la realización de ensayos de resistencia a corte y a compresión en la mampostería. De esta forma, será posible corroborar los resultados experimentales con los resultados teóricos obtenidos en este estudio.

Aunque se ha encontrado que la resistencia a tracción por flexión tiene una influencia baja en los resultados, este parámetro puede ser significativo para edificaciones con geometría más compleja. Por lo tanto, se sugiere realizar la caracterización de este parámetro mecánico en las edificaciones de MNR para futuros estudios.

Uno de los supuestos de este trabajo consistió en considerar que las edificaciones tienen un comportamiento de tipo caja. Sin embargo, debemos tener en cuenta que este criterio es solo aproximado; es necesario modelizar con mayor precisión el grado de conexión entre las paredes perpendiculares entre sí y entre las paredes y el piso. Además, es fundamental estudiar de manera conjunta los modos de falla fuera del plano y su influencia en la capacidad final de la estructura.

En cuanto a la estimación de los umbrales de daño, se sugiere ampliar el estudio utilizando metodologías de enfoque multiescala que consideren el daño acumulativo de los miembros. Esto permitiría obtener resultados que sean menos conservadores que los presentados en este trabajo. La implementación de enfoques multiescala proporcionaría una visión más completa y precisa de cómo se desarrolla el daño en la estructura a lo largo del tiempo, lo que permitiría una mejor comprensión de su capacidad de resistencia.

Para las futuras edificaciones de mampostería portante, independientemente de si son edificaciones de MNR o no, se recomienda ubicar las aberturas lejos de las esquinas de las paredes. Esto se debe a que se han observado distribuciones inadecuadas de carga hacia el suelo cuando las aberturas están ubicadas en esa posición. Por lo tanto, se sugiere buscar una distribución más equilibrada de las cargas al ubicar las aberturas en otras áreas de las paredes.

Referencias

- Aguirre Ullauri, M., Romero, M., Bustamante, J., & Carchipulla, E. (2023). El ladrillo artesanal de Cuenca (Ecuador): Una caracterización inicial en el marco patrimonial. *Conservar Património*. <https://doi.org/10.14568/cp26915>
- Arias P., R., & Espinoza M., M. (1990). *El ladrillo como acabado en la vivienda* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca.
- ASCE 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
- Aşıkoğlu, A., Vasconcelos, G., Lourenco, P., Pantò, B., & Marques, R. (2019). *Nonlinear Static Analysis of an Asymmetric Unreinforced Masonry Building Using Macro-element Modelling Approach*.
- Bravo, D., & Flores, L. (2015). *Análisis estático no lineal de paredes de ladrillo de las casas de Cuenca* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/23119>
- Caldas, V., & Sigcha, P. (2017). *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]. Universidad de Cuenca <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/26234>
- Calderón-Brito, J., & Jiménez-Pacheco, J. (2021). Modelling and Evaluation of the Seismic Capacity of Typical Brick URM Buildings of the Historical Center of Cuenca- Ecuador. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1203(3), 032123. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1203/3/032123>
- Caliò, I., Cannizzaro, F., Marletta, M., & Pantò, B. (2014). 3DMacro. *Il software per le murature (3D computer program for the seismic assessment of masonry buildings)*, Gruppo Sismica srl, Catania, Italy, Release, 3.
- Caliò, I., Marletta, M., & Pantò, B. (2012). A new discrete element model for the evaluation of the seismic behavior of unreinforced masonry buildings. *Engineering Structures*, 40, 327-338. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.039>
- Calle, S. (2011). *Estudio de la interacción sueloestructura y vulnerabilidad sísmica de la catedral de la inmaculada concepción de la ciudad de cuenca; efecto de la incorporación del suelo de fundación en su respuesta estructural* [Universidad de Cuenca]. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/738>

- Camilletti, D. (2019). *Equivalent Frame modelling of URM buildings: Numerical validation and rules* [Tesis Doctoral]. Universidad de Genoa.
<https://hdl.handle.net/11567/945497>
- Cattari, S., & Angiolilli, M. (2022). Multiscale procedure to assign structural damage levels in masonry buildings from observed or numerically simulated seismic performance. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(13), 7561-7607.
<https://doi.org/10.1007/s10518-022-01504-x>
- Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2012). *Definition of seismic safety verification procedures for historical buildings, PERPETUATE (EU-FP7 Research Project), Deliverable D35*.
www.perpetuate.eu/D35/
- Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2008). *A STRENGTH CRITERION FOR THE FLEXURAL BEHAVIOUR OF SPANDRELS IN UNREINFORCED MASONRY WALLS*.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., D'Ayala, D., Novelli, V., & Bosiljkov., V. (2012). *Correlation of performance levels and damage states for types of buildings. Technical report, PERPETUATE (EU-FP7 Research Project), Deliverable D17*.
- Chácara, C. (2018). *Macro-Element Nonlinear Dynamic Analysis for the Assessment of the Seismic Vulnerability of Masonry Structures*. Minho.
- Chérres, M., & Peñafiel, C. (2000). *Determinación del índice de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones en la Ciudad de Cuenca*. [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca.
- Cornejo Pintado, E. G., & Zúñiga Saca, J. M. (2020). *Caracterización del patrimonio edificado irregular de baja altura del Centro Histórico de Cuenca, orientado a estudios de vulnerabilidad sísmica* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca
<http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/33785>
- Coronel Orellana, B. F., & Peñafiel Gordillo, P. E. (2020). *Análisis de capacidad sismorresistente de edificaciones de mampostería de ladrillo con viga de atado típicas del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/34538>
- Criollo Q., M. R. (1974). *Estudio experimental del probable empleo de la puzolana en morteros de cal y cemento y en hormigones* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/6819>

- Enríquez Morocho, D. E. (2014). *REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA FORJADOS DE MADERA EN EDIFICACIONES PATRIMONIALES Y CONTEMPORÁNEAS* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca.
- Eurocódigo 8. (2018). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*.
- García Erazo, H. A., García Ortega, D. K., & Guartazaca Sisalima, W. V. (2019). *Capacidad Sísmica de las Estructuras de Mampostería del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca*. <https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/9424/1/15061.pdf>
- García, H., & Degrande, G. (2017). *Performance and Seismic Vulnerability of a Typical Confined Masonry House Used in Cuenca Ecuador*. 16th World Conference on Earthquake Engineering.
- González, J. (2016). *ESTUDIO DEL MORTERO DE PEGA USADO EN EL CANTÓN CUENCA. PROPUESTA DE MEJORA, UTILIZANDO ADICIONES DE CAL*. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/23664/1/TESIS%20final%20.pdf>
- Gruppo Sismica. (2012). *3DMacro-Manuale Teorico*.
- Gruppo Sismica (2014) *Teóricocro (3D Computer program for seismic assessment of masonry buildings*. <http://www.3dmacro.it>.
- Guadagnuolo, M., Aurilio, M., Basile, A., & Faella, G. (2020). Modulus of Elasticity and Compressive Strength of Tuff Masonry: Results of a Wide Set of Flat-Jack Tests. *Buildings*, 10(5), Article 5. <https://doi.org/10.3390/buildings10050084>
- Guamán Pintado, F. A., & Ortega Guamán, E. G. (2018). *Propuesta de modelo para análisis pushover de paredes confinadas* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/30330>
- Huang, D., Albareda, A., & Pons, O. (2023). Experimental and Numerical Study on Unreinforced Brick Masonry Walls Retrofitted with Sprayed Mortar under Uniaxial Compression. *Buildings*, 13(1), Article 1. <https://doi.org/10.3390/buildings13010122>
- IG EPN. (2023, abril 14). *Un día como hoy—Instituto Geofísico—EPN*. <https://www.igeppn.edu.ec/un-dia-como-hoy>
- Illampas, R., Ioannou, I., & Charmpis, D. C. (2011). *A study of the mechanical behaviour of adobe masonry*. 485-496. <https://doi.org/10.2495/STR110401>

- 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*. <https://www.tdx.cat/handle/10803/457144>
- Jiménez Pacheco, J. C. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación / Christian Paúl Bonilla Echeverría* [Tesis previa a la obtención del grado de magister]. Escuela Politécnica Nacional.
- Jiménez-Pacheco, J., Quezada, R., Calderón-Brito, J., Ortega-Guamán, E., & García, H. (2022). Characterisation of the built heritage of historic centers oriented to the assessment of its seismic vulnerability: The case of Cuenca, Ecuador. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 71, 102784. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2022.102784>
- Kömürçü, S., & Gedikli, A. (2019). *Macro and Micro Modeling of the Unreinforced Masonry Shear Walls*. 3, 116-123.
- Kumar Mishra, A., Mishra, A., & Anshumali. (2021). Geochemical characterization of bricks used in historical monuments of 14-18th century CE of Haryana region of the Indian subcontinent: Reference to raw materials and production technique. *Construction and Building Materials*, 269, 121802. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121802>
- Lagomarsino, S., & Cattari, S. (2014). Fragility Functions of Masonry Buildings. En K. Pitilakis, H. Crowley, & A. M. Kaynia (Eds.), *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk* (Vol. 27, pp. 111-156). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-94-007-7872-6_5
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787-1799. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.002>
- Magenes, G. (2000). *A METHOD FOR PUSHOVER ANALYSIS IN SEISMIC ASSESSMENT OF MASONRY BUILDING*.
- MANUALE UTENTE 3DMacro*. (2022). https://www.eiseko.com/public/mat/software/manuali/software_manuale_id8_en.pdf

- Manzi, N. (2017). *Valutazione della risposta sismica di un edificio esistente in muratura: Analisi dei meccanismi globali e locali* [Tesis de maestría]. Università Degli Studi Di Cassino E Del Lazio Meidionale.
- Marino, S. (2018). *Nonlinear static procedures for the seismic assessment of irregular URM buildings* [Tesis Doctoral]. University of Genoa.
- Marino, S., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2019). Are the nonlinear static procedures feasible for the seismic assessment of irregular existing masonry buildings? *Engineering Structures*, 200, 109700. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109700>
- NEC - SE - CG. (2014). *CARGAS (NO SÍSMICAS)*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
- NEC-SE-DE. (2023). *PELIGRO SISMICO-DISEÑO SISMO RESISTENTE*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- NEC-SE-MP. (2014). *NEC Mampostería Estructural*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Neira, F., & Ojeda, L. (1992). *Dinteles de ladrillo armado* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/7113>
- NTC. (2019). *CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- Pantò, B., & Caliò, I. (2022). Numerical modeling for the seismic assessment of masonry structures. En *Seismic Vulnerability Assessment of Civil Engineering Structures At Multiple Scales* (pp. 85-126). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-824071-7.00005-6>
- Piazza, M., Baldessari, C., & Tomasi, R. (2008). *THE ROLE OF IN-PLANE FLOOR STIFFNESS IN THE SEISMIC BEHAVIOUR OF TRADITIONAL BUILDINGS*.
- Quezada, R., Jiménez-Pacheco, J., & García, H. (2021). Caracterización del patrimonio edificado del centro histórico de Cuenca-Ecuador. *CienciAmérica*, 10(3), Article 3. <https://doi.org/10.33210/ca.v10i3.376>

- 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*.
- Rivadeneira, F.; Segovia, M.; Alvarado, A.; Egred, J.; Troncoso, L.; Vaca, S.; Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Editora Nacional. <http://www.igeptn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-el-ecuador>
- Rivera Muñoz, M., & Moyano V., M. G. (2002). *Arquitectura de las líneas rectas. Influencia del movimiento modernos en la Arquitectura de Cuenca 1950-1965* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/33561>
- Rosas, C., & Torres, A. (2014). *Utilización del ladrillo en acabados constructivos* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/20869>
- Savino, F. (2012). *INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO PER EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA. CASO STUDIO: SCUOLA MEDIA DEL COMUNE DI SANT'ARCANGELO (PZ)*.
- Thaickavil, N. N., & Thomas, J. (2018). Behaviour and strength assessment of masonry prisms. *Case Studies in Construction Materials*, 8, 23-38. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2017.12.007>
- Trevor, K., & Chambers, J. (2019). *ANALYSIS PROCEDURES FOR PERFORMANCED BASED DESIGN*. <https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/2400.pdf>
- Wilding, B. V., Godio, M., & Beyer, K. (2020). The ratio of shear to elastic modulus of in-plane loaded masonry. *Materials and Structures*, 53(2), Article 2. <https://doi.org/10.1617/s11527-020-01464-1>
- Zamora S., E., & Chacón J., H. (1979). *Cal: Estudio de mejoramiento y nuevos sistemas de uso en la construcción* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/6247>

Anexos

Anexo A Caracterización de las edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo en el CHC.

Se muestra la recopilación de información obtenida y la ponderación (si aplica) de las propiedades mecánicas de la mampostería del CHC (Tablas A1 a la A10).

Tabla A1: Dimensiones de la unidad del ladrillo

Autor	Nombre	Tipo de ladrillo	L	E	H
Aguirre et al. (2022)	El ladrillo artesanal de Cuenca (Ecuador): una caracterización inicial en el marco patrimonial	-	25	13	7
Arias y Espinoza (1990)	El ladrillo como acabado en la vivienda	-	39	19	9
		-	29	19	9
Andrade y Fernández. (1973)	El ladrillo como material de construcción	Panelón	30	15	10
		Gigantón	40	20	10
Neira y Ojeda (1992)	Dinteles de ladrillo armado	Panelón	30	15	10
		Gigantón	40	20	10
Flores y López (1999)	Propuesta de elementos constitutivos con la tierra de Susudel	Panela	30	15	6
		Gigantón	30	25	7
		Panelón	27	13	8
Moyano y Rivas (1989)	Patología en muros de ladrillo y bloque	Panelón	28-30	15-10	
Calle et al (1980)	Costos en la fabricación de ladrillos y rasilla	Panelón	26	13	7
Andrade (1986)	La manufactura de tejas y ladrillos en Cuenca y su industrialización.	Panela	30-40	18	5-6
		Panelón	28-30	15	8-10
		Gigante	40	20	10
		Gigantón	40	22	12
Ordoñez y Noboa (1985)	Producción y comercialización del ladrillo artesanal en el cantón Cuenca	Ladrillo de Obra	23	12.5	3
		Panelón	29	14.5	9
		Gigante	30	25	15
Arias y Durán (1992)	Ladrillo armado en la construcción de viviendas	Panelón	29	14	9
		Panelón Gigante	39	19	9

Tabla A2: Resistencia a la compresión del ladrillo (f'b)

Autor	Nombre	Ubicación	f'b [MPa]	Coef. Pond.	Valor pond.
Arias y Durán (1992)	El ladrillo armado en la construcción de viviendas	Cuenca	8.92	1	8.92
			5.39	1	5.39
			10.10	1	10.10
Neira y Ojeda (1992)	Dinteles de ladrillo armado	Cuenca	5.70	1	5.70
			7.96	1	7.96
(León y Felipe, 2012)	Mampostería post-tensada. Una alternativa constructiva para Ecuador	Cuenca	10.43	1	10.43
			9.50	1	9.50
			6.19	1	6.19
Andrade y Fernández (1976)	El ladrillo como material de construcción	Cuenca	4.86	1	4.86
Gualacata y Ortega (2017)	Determinación experimental de la resistencia asociada a la falla por tracción diagonal de dos tipos de mampostería simple: bloque y ladrillo para ser usado en modelos computacionales.	Quito	1.99	0.75	1.49
Aguirre et al (2022)	El ladrillo artesanal de Cuenca (Ecuador): una caracterización inicial en el marco patrimonial	Cuenca	5.61	1	5.61
(Feijoo et al., 2022)	Valoración de la resistencia a la compresión de elementos tradicionales usados en mampostería	Cuenca	3.58	1	3.58
López y Angulo (2008)	Reforzamiento de mampostería de ladrillo	Quito	3.58	0.75	2.69
			4.93	0.75	3.70
			2.77	0.75	2.08
			4.85	0.75	3.64
			1.88	0.75	1.41
(García y Degrande, 2017)	Seismic vulnerability analysis of a two-story family dwelling in confined masonry in Cuenca, Ecuador	Cuenca	7.72	1	7.72
			8.10	1	8.10
			8.91	1	8.91
			5.72	1	5.72
			8.50	1	8.50
			5.58	1	5.58
			1.71	1	1.71
			3.12	1	3.12
			4.83	1	4.83
6.55	1	6.55			
VALOR FINAL					6.038

Tabla A3: Resistencia a la compresión del mortero de cal (f_j)

Autor	Título	Ubicación	f_j [MPa]	Dosif. Cal: Arena	Coef. Pond.	Valor pond.
(Drougkas et al., 2016)	Compressive strength and elasticity of pure lime mortar masonry	Catalunya	1.76	1:3	0.75	1.32
			1.9		0.75	1.43
			1.98		0.75	1.49
			2.09		0.75	1.57
			2.02		0.75	1.52
			1.72		0.75	1.29
			1.89		0.75	1.42
			1.81		0.75	1.36
			1.93		0.75	1.45
			1.77		0.75	1.33
			1.98		0.75	1.49
			1.98		0.75	1.49
(Espitia y Torres, 2021)	Assessment of the Compressive Strength of Lime Mortars with Admixtures Subjected to Two Curing Environments	Colombia	1.6	1:3	0.75	1.20
			2		0.75	1.50
			1.7		0.75	1.28
			1.7		0.75	1.28
			1.54		0.75	1.16
			1.47		0.75	1.10
			1.72		0.75	1.29
			1.63		0.75	1.22
			1.72		0.75	1.29
			1.68		0.75	1.26
1.58	0.75	1.19				
Válek y Veiga (2005)	Characterisation of mechanical properties of historic mortars – testing of irregular samples	Eslovenia	2.34	1:3	0.75	1.76
Aguilar, (1974)	Estudio comparativo de los morteros de cal y cemento	Cuenca	1.78	1-2-a cubica	0.5	0.89
			1.51	1-3-a cubica	1	1.51
			1.22	1-4-a cubica	0.5	0.61
			1.75	1-2-a cubica	0.5	0.88
			1.59	1-3-a cubica	1	1.59
			2.28	1-2-a cubica	0.5	1.14
			1.79	1-3-a cubica	1	1.79
			1.43	1-4-a cubica	0.5	0.72
			2.17	1-2-a cubica	0.5	1.08
			1.84	1-3-a cubica	1	1.84
1.41	1-4-a cubica	0.5	0.71			
VALOR FINAL						1.779

Tabla A4: Resistencia a la compresión del mortero mixto (f_j)

Autor	Título	Ubicación	f_j [MPa]	Dosificación del ensayo	F. Pond	Peso Pond.
Sánchez y Campus, (1978)	Morteros pobres de cemento mejorados con Puzolana	Cuenca	2.90	Mezcla 1 cal -2 arena. Liga Mezcla 6-1 cemento	0.5	1.451
			2.28	Mezcla 1 cal -2 arena. Liga Mezcla 8-1 cemento	0.5	1.138
			1.86	Mezcla 1 cal -2 arena. Liga Mezcla 10-1 cemento	0.5	0.930
			3.00	Mezcla 1 cal -3 arena. Liga Mezcla 6-1 cemento	0.5	1.502
			2.17	Mezcla 1 cal -3 arena. Liga Mezcla 8-1 cemento	1	2.171
Zamora y Chacón, (1979)	Cal: Estudio de mejoramiento y nuevos sistemas de uso en la construcción	Cuenca	2.826	M: CAL-ARENA 1:3 -CEMENTO-M 1:8	1	2.826
			2.899		1	2.899
			2.935		1	2.935
			2.935		1	2.935
			3.428		1	3.428
			3.088		1	3.088
			3.026	CAL-ARENA: 1:3 -CEMENTO-MEZCLA: 1:8	0.5	1.513
			2.990		0.5	1.495
			2.461		0.5	1.231
			3.209		0.5	1.604
			3.017		0.5	1.509
			2.941		0.5	1.470
			3.172	CAL-ARENA: 1:3 -CEMENTO-MEZCLA: 1:8	1	3.172
			2.817		1	2.817
			2.407		1	2.407
			2.552		1	2.552
			2.562		1	2.562
			2.702		1	2.702
			2.051	CAL-ARENA: 1:3 -CEMENTO-	1	2.051
			2.735		1	2.735
2.753	1	2.753				

			2.552	MEZCLA: 1:8	1	2.552
			2.485		1	2.485
			1.750	CAL- ARENA: 1:3 -CEMENTO- MEZCLA: 1:8	1	1.750
			1.759		1	1.759
			1.696		1	1.696
			1.623		1	1.623
			1.422		1	1.422
			1.650		1	1.650
			3.829		CAL- ARENA: 1:3 -CEMENTO- MEZCLA: 1:8	0.5
			4.193	0.5		2.097
			3.637	0.5		1.819
			3.683	0.5		1.841
			3.701	0.5		1.851
			3.809	0.5		1.904
VALOR FINAL						2.632

 Tabla A5: Coeficiente de fricción del mortero de cal (μ)

Autor(es)	Titulo	Ubicación	Dosif. Cal: Arena	Coef. de fricción	F. Pond.	Peso Pond.
				μ		
Pelà et al., (2017)	Experimental evaluation of the shear strength of aerial lime mortar brickwork by standard tests on triplets and non-standard tests on core samples	Barcelona	1:3	0.72	0.5	0.359
Rahgozar y Hosseini (2017)	Experimental and numerical assessment of in-plane monotonic response of ancient mortar brick masonry	Iran	1:3	0.72	0.5	0.359
				0.72	0.75	0.542
Bompa y Elghazouli (2020)	Experimental and numerical assessment of the shear behaviour of lime mortar clay brick masonry triplets	Inglaterra	1:3	0.62	0.75	0.464

Chacará (2018)	Macro-Element Nonlinear Dynamic Analysis for the Assessment of the Seismic Vulnerability of Masonry Structure	Italia	-	0.7	0.5	0.350
FINAL					0.700	

 Tabla A6: Coeficiente de fricción del mortero mixto (μ)

Autor(es)	Trabajo	Lugar	Coef de fricc.	Dosif. Cemento: cal: arena	F. Pond	Peso Pond.
Martínez (2003)	Determinación teórica y experimental de diagramas de interacción de esfuerzos en estructuras de fábrica y aplicación al análisis de construcciones históricas	Madrid	0.30	1:1:6	0.5	0.15
Schneider y Scnell			0.21	1:1:6	0.5	0.11
Alecci et al			0.35	1:1:8	0.5	0.18
Chinwah			0.34	1:0.25:4	0.5	0.17
Hendry y Sinha			0.50	1:0.25:3	0.5	0.25
Mann y Muller			0.30	1:0:3	0.5	0.15
FINAL					0.333	

Tabla A7: Cohesión de la junta de mortero de cal (c)

Autor(es)	Título	Ubicación	Cohesión [MPa] c	Dosific. Cal: Arena	F. Pond	Peso Pond.
Pelà et al., (2017)	Experimental evaluation of the shear strength of aerial lime mortar brickwork by standard tests on triplets and non-standard tests on core samples	Barcelona	0.04	1:3	0.5	0.02
Rahgozar y Hosseini (2017)	Experimental and numerical assesment of in-plane monotonic response of ancient mortar brick masonry	Iran	0.054	1:3	0.5	0.027
			0.064		0.75	0.048

Bompa y Elghazouli (2020)	Experimental and numerical assessment of the shear behaviour of lime mortar clay brick masonry triplets	Inglaterra	0.165	1:3	0.75	0.12
Chacará (2018)	Macro-Element Nonlinear Dynamic Analysis for the Assessment of the Seismic Vulnerability of Masonry Structure	Italia	0.1	-	0.5	0.05
VALOR FINAL					0.090	

Tabla A8 Cohesión de la junta de mortero mixto (c)

Autor(es)	Trabajo	Lugar	Cohesión [MPa]	Dosificación	F. Pond	Peso Pond
			c			
				Cemento: cal: arena		
Martínez (2003)	Determinación teórica y experimental de diagramas de interacción de esfuerzos en estructuras de fábrica y aplicación al análisis de construcciones históricas	Madrid	0.14	1:1:6	0.5	0.07
Schneider y Scnell			0.21	1:1:6	0.5	0.11
Alecci et al.			0.212	1:1:8	0.5	0.11
Chinwah			0.25	1:0.25:4	0.5	0.13
Hendry y Sinha			0.3	1:0.25:3	0.5	0.15
Mann y Muller			0.4	1:0:3	0.5	0.20
VALOR FINAL					0.25	

 Tabla A9: Resistencia a cortante T_0 de mampostería con mortero de cal

Autor	Paper	Ubicación	T_0 [MPa]	Dosif. (cal-arena)	Factor Pond	Valor Pond.
Chácara (2018)	Macro-Element Nonlinear Dynamic Analysis for the Assessment of the Seismic Vulnerability of Masonry Structures	Italia	0.067	-	0.75	0.050
Alecci et al. (2012)	Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar	Italia	0.104	1:4	0.5	0.052
			0.068		0.5	0.034
			0.0448		0.5	0.022
			0.1072		0.5	0.054

Marino (2018)	Nonlinear static procedures for the seismic assessment of irregular URM buildings	Italia.	0.076	-	0.5	0.038
VALOR FINAL					0.077	

 Tabla A10: Resistencia a cortante T_0 de mampostería con mortero mixto

Autor	Paper	Ubicación	T_0 [MPa]	Dosif. (C:Cal: Arena)	F. Pond	Peso Pond.
Alecci et al. (2012)	Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar	Italia	0.137	1:1:8	0.5	0.069
			0.154		0.5	0.077
			0.111		0.5	0.056
			0.134		0.5	0.067
Abed et al. (2022)	An experimental study on the mechanical properties of solid clay brick masonry with traditional mortars	Iran	0.108	1:2:9	0.5	0.054
Dizhur y Ingham (2013)	Diagonal tension strength of vintage unreinforced clay brick masonry wall panels	New Zealand	0.100	1:2:9	0.5	0.050
			0.092		0.5	0.046
VALOR FINAL		0.12				

Anexo B Análisis modal por edificio

Se describe las propiedades modales de las nueve edificaciones prototipo (Tabla B1).

Tabla B1 Propiedades modales de las edificaciones prototipo

P1-G									
Modo	T [s]	MX [kN*s ² /cm]	My [kN*s ² /cm]	Mx [%]	My [%]	Σ Mx [%]	Σ MY [%]	ΓX	ΓY
1	0.177	0.278	0.000	14.06	0.00	14.06	0.00	0.53	0.00
2	0.138	0.000	0.329	0.00	10.06	14.06	10.06	-0.01	0.57
3	0.112	0.202	0.000	10.22	0.00	24.28	10.06	0.45	0.00
4	0.107	0.196	0.000	9.92	0.00	34.20	10.06	0.44	0.00
5	0.103	0.000	0.392	0.00	11.99	34.20	22.05	0.00	0.63
6	0.098	0.357	0.000	18.02	0.00	52.22	22.05	0.60	0.00
7	0.098	0.034	0.000	1.72	0.01	53.93	22.06	0.18	0.02
8	0.083	0.243	0.000	12.28	0.00	66.21	22.06	0.49	0.00
9	0.066	0.000	0.748	0.00	22.89	66.21	44.96	0.00	0.87
10	0.066	0.000	0.655	0.00	20.06	66.21	65.02	0.00	0.81
11	0.060	0.009	0.000	0.46	0.00	66.68	65.02	0.10	0.00
12	0.056	0.000	0.008	0.00	0.25	66.68	65.26	0.00	-0.09
13	0.056	0.000	0.069	0.01	2.12	66.69	67.38	-0.01	0.26
14	0.052	0.001	0.003	0.05	0.09	66.73	67.47	-0.03	-0.05
15	0.051	0.000	0.000	0.00	0.02	66.73	67.49	0.00	0.02
P1-M									
Modo	T [s]	MX [kN*s ² /cm]	My [kN*s ² /cm]	Mx [%]	My [%]	Σ Mx [%]	Σ MY [%]	ΓX	ΓY
1	0.154	0.246	0.000	13.92	0.00	13.92	0.00	0.50	0.00
2	0.140	0.070	0.000	3.98	0.00	17.90	0.00	0.27	0.00
3	0.134	0.000	0.104	0.00	4.35	17.90	4.35	0.00	0.32
4	0.127	0.000	0.307	0.00	12.81	17.90	17.16	0.00	0.55
5	0.113	0.175	0.000	9.92	0.00	27.83	17.16	0.42	0.00
6	0.109	0.189	0.000	10.71	0.00	38.53	17.16	0.44	0.00
7	0.091	0.191	0.000	10.83	0.00	49.36	17.16	0.44	0.00
8	0.085	0.231	0.000	13.06	0.00	62.42	17.16	0.48	0.00
9	0.068	0.000	0.589	0.00	24.54	62.42	41.70	0.00	0.77
10	0.068	0.000	0.555	0.00	23.12	62.42	64.82	0.00	0.75
11	0.061	0.024	0.000	1.34	0.00	63.76	64.82	0.15	0.00
12	0.059	0.000	0.008	0.00	0.33	63.76	65.15	0.00	-0.09
13	0.053	0.000	0.025	0.00	1.04	63.76	66.18	0.00	0.16

14	0.051	0.000	0.000	0.02	0.00	63.79	66.18	0.02	0.00
15	0.050	0.000	0.029	0.00	1.20	63.79	67.39	0.00	0.17
P1-P									
Modo	T [s]	M_X [kN*s ² /cm]	M_y [kN*s ² /cm]	M_x [%]	M_y [%]	ΣM_x [%]	ΣM_Y [%]	Γ_X	Γ_Y
1	0.178	0.170	0.000	13.39	0.00	13.39	0.00	0.41	0.00
2	0.161	0.218	0.000	17.19	0.00	30.58	0.00	0.47	0.00
3	0.114	0.146	0.000	11.49	0.00	42.07	0.00	0.38	0.00
4	0.113	0.139	0.000	10.98	0.00	53.05	0.00	0.37	0.00
5	0.112	0.000	0.322	0.00	16.10	53.05	16.10	0.00	0.57
6	0.093	0.194	0.000	15.26	0.00	68.31	16.10	0.44	0.00
7	0.071	0.000	0.529	0.00	26.49	68.31	42.59	0.00	0.73
8	0.071	0.000	0.407	0.00	20.36	68.31	62.95	0.00	0.64
9	0.064	0.008	0.000	0.63	0.00	68.94	62.95	0.09	0.00
10	0.058	0.016	0.000	1.29	0.00	70.23	62.95	0.13	0.00
11	0.055	0.000	0.003	0.00	0.14	70.23	63.09	0.00	-0.05
12	0.049	0.000	0.024	0.00	1.23	70.23	64.31	0.00	0.16
13	0.049	0.032	0.000	2.52	0.00	72.75	64.31	0.18	0.00
14	0.048	0.000	0.000	0.01	0.00	72.75	64.31	-0.01	0.00
15	0.048	0.000	0.000	0.00	0.00	72.75	64.31	0.00	0.00
P2-G									
Modo	T [s]	M_X [kN*s ² /cm]	M_y [kN*s ² /cm]	M_x [%]	M_y [%]	ΣM_x [%]	ΣM_Y [%]	Γ_X	Γ_Y
1	0.120	0.178	0.000	14.30	0.00	14.30	0.00	0.42	0.00
2	0.108	0.000	0.188	0.00	8.77	14.30	8.77	0.00	0.43
3	0.088	0.122	0.000	9.81	0.01	24.11	8.78	0.35	-0.02
4	0.088	0.114	0.000	9.14	0.00	33.25	8.78	0.34	0.00
5	0.085	0.000	0.226	0.00	10.53	33.25	19.32	0.00	0.48
6	0.082	0.216	0.000	17.33	0.00	50.58	19.32	0.47	0.00
7	0.081	0.015	0.001	1.24	0.04	51.83	19.35	0.12	0.03
8	0.065	0.163	0.000	13.12	0.00	64.94	19.35	0.40	0.00
9	0.054	0.005	0.000	0.39	0.02	65.33	19.37	-0.07	0.02
10	0.054	0.000	0.498	0.00	23.19	65.33	42.56	0.00	0.71
11	0.053	0.000	0.456	0.00	21.23	65.33	63.79	0.00	0.68
12	0.051	0.000	0.004	0.00	0.17	65.33	63.96	0.00	-0.06

13	0.047	0.001	0.004	0.07	0.18	65.40	64.14	-0.03	-0.06
14	0.046	0.000	0.000	0.00	0.00	65.40	64.14	0.00	-0.01
15	0.046	0.000	0.003	0.02	0.16	65.42	64.30	-0.01	0.06
P2-M									
Modo	T [s]	M_X [kN*s ² /cm]	M_y [kN*s ² /cm]	M_x [%]	M_y [%]	ΣM_x [%]	ΣM_Y [%]	Γ_X	Γ_Y
1	0.128	0.162	0.000	14.47	0.00	14.47	0.00	0.40	0.00
2	0.110	0.000	0.061	0.00	3.79	14.47	3.79	0.00	0.25
3	0.106	0.041	0.000	3.65	0.00	18.11	3.79	0.20	0.00
4	0.105	0.000	0.175	0.00	10.94	18.12	14.74	-0.01	0.42
5	0.100	0.092	0.000	8.22	0.00	26.33	14.74	0.30	0.00
6	0.091	0.105	0.000	9.42	0.00	35.75	14.74	0.32	0.00
7	0.077	0.106	0.000	9.52	0.00	45.27	14.74	0.33	0.01
8	0.064	0.150	0.000	13.47	0.00	58.74	14.74	0.39	0.00
9	0.055	0.000	0.000	0.00	0.00	58.74	14.74	0.00	0.00
10	0.055	0.000	0.403	0.00	25.23	58.74	39.97	0.00	0.64
11	0.055	0.000	0.386	0.00	24.15	58.74	64.13	0.00	0.62
12	0.051	0.013	0.000	1.17	0.00	59.91	64.13	0.11	0.00
13	0.045	0.000	0.016	0.00	1.01	59.91	65.14	0.00	0.13
14	0.044	0.000	0.000	0.04	0.00	59.94	65.14	0.02	0.00
15	0.044	0.012	0.000	1.09	0.00	61.04	65.14	-0.11	0.00
P2-P									
Modo	T [s]	M_X [kN*s ² /cm]	M_y [kN*s ² /cm]	M_x [%]	M_y [%]	ΣM_x [%]	ΣM_Y [%]	Γ_X	Γ_Y
1	0.145	0.097	0.000	12.11	0.00	12.11	0.00	0.31	0.00
2	0.144	0.143	0.000	17.88	0.00	30.00	0.00	0.38	0.00
3	0.092	0.000	0.173	0.00	13.12	30.00	13.12	0.00	0.42
4	0.091	0.080	0.000	10.06	0.00	40.05	13.12	0.28	0.00
5	0.090	0.082	0.000	10.32	0.00	50.38	13.12	0.29	0.00
6	0.071	0.133	0.000	16.65	0.00	67.02	13.12	0.36	0.00
7	0.056	0.000	0.349	0.00	26.49	67.02	39.61	0.00	0.59
8	0.056	0.000	0.292	0.00	22.16	67.02	61.76	0.00	0.54
9	0.051	0.003	0.000	0.43	0.00	67.46	61.76	0.06	0.00
10	0.049	0.004	0.000	0.51	0.00	67.97	61.76	0.06	0.00
11	0.049	0.000	0.001	0.00	0.08	67.97	61.84	0.00	-0.03

12	0.044	0.000	0.005	0.00	0.41	67.97	62.26	0.00	0.07
13	0.042	0.016	0.000	1.95	0.00	69.92	62.26	0.13	0.00
14	0.042	0.000	0.011	0.00	0.80	69.92	63.05	0.00	0.10
15	0.039	0.000	0.015	0.00	1.14	69.92	64.19	0.00	-0.12
P3-G									
Modo	T [s]	M_X [kN*s ² /cm]	M_y [kN*s ² /cm]	M_x [%]	M_y [%]	ΣM_x [%]	ΣM_Y [%]	Γ_X	Γ_Y
1	0.109	0.097	0.000	10.51	0.00	10.51	0.00	0.31	0.00
2	0.095	0.000	0.131	0.00	9.31	10.51	9.31	0.00	0.36
3	0.078	0.085	0.000	9.21	0.00	19.72	9.31	0.29	0.00
4	0.071	0.091	0.000	9.89	0.02	29.60	9.32	0.30	-0.02
5	0.069	0.000	0.180	0.00	12.74	29.61	22.06	0.00	0.42
6	0.069	0.126	0.000	13.69	0.00	43.30	22.07	0.36	-0.01
7	0.068	0.036	0.001	3.95	0.04	47.25	22.10	0.19	0.02
8	0.048	0.090	0.000	9.77	0.00	57.02	22.10	0.30	0.00
9	0.044	0.000	0.023	0.04	1.65	57.06	23.76	- 0.02	0.15
10	0.041	0.000	0.279	0.00	19.82	57.06	43.57	0.00	0.53
11	0.041	0.000	0.268	0.00	19.03	57.06	62.60	0.00	0.52
12	0.041	0.000	0.004	0.00	0.25	57.06	62.85	0.00	-0.06
13	0.038	0.000	0.000	0.00	0.01	57.06	62.86	0.00	-0.01
14	0.038	0.004	0.000	0.39	0.00	57.45	62.86	0.06	0.00
15	0.037	0.001	0.000	0.15	0.03	57.60	62.89	0.04	0.02
P3-M									
Modo	T [s]	M_X [kN*s ² /cm]	M_y [kN*s ² /cm]	M_x [%]	M_y [%]	ΣM_x [%]	ΣM_Y [%]	Γ_X	Γ_Y
1	0.099	0.085	0.000	10.52	0.00	10.52	0.00	0.29	0.00
2	0.089	0.000	0.048	0.00	4.76	10.52	4.76	0.00	0.22
3	0.082	0.066	0.000	8.24	0.00	18.76	4.76	0.26	0.00
4	0.082	0.000	0.138	0.01	13.64	18.77	18.40	- 0.01	0.37
5	0.076	0.034	0.000	4.19	0.00	22.96	18.40	0.18	0.00
6	0.074	0.079	0.000	9.81	0.00	32.77	18.40	0.28	0.00
7	0.064	0.079	0.000	9.82	0.01	42.59	18.41	0.28	0.01
8	0.048	0.083	0.000	10.34	0.00	52.93	18.41	0.29	0.00
9	0.045	0.000	0.001	0.00	0.10	52.93	18.51	0.01	-0.03
10	0.042	0.000	0.229	0.00	22.59	52.93	41.10	0.00	0.48

11	0.041	0.000	0.226	0.00	22.25	52.93	63.36	0.00	0.48
12	0.041	0.005	0.000	0.60	0.00	53.53	63.36	-0.07	0.00
13	0.038	0.002	0.000	0.29	0.00	53.81	63.36	0.05	0.00
14	0.037	0.000	0.005	0.01	0.46	53.82	63.82	0.01	0.07
15	0.036	0.021	0.000	2.60	0.00	56.42	63.82	-0.15	0.00
P3-P									
Modo	T [s]	M_X [kN*s ² /cm]	M_y [kN*s ² /cm]	M_x [%]	M_y [%]	ΣM_x [%]	ΣM_Y [%]	Γ_X	Γ_Y
1	0.114	0.076	0.000	13.55	0.00	13.55	0.00	0.28	0.00
2	0.111	0.077	0.000	13.63	0.00	27.18	0.00	0.28	0.00
3	0.073	0.000	0.135	0.00	16.04	27.18	16.04	0.00	0.37
4	0.070	0.065	0.000	11.51	0.00	38.70	16.04	0.26	0.00
5	0.068	0.069	0.000	12.15	0.00	50.85	16.04	0.26	0.00
6	0.051	0.078	0.000	13.89	0.00	64.74	16.04	0.28	0.00
7	0.042	0.000	0.197	0.00	23.46	64.74	39.50	0.00	0.44
8	0.042	0.000	0.178	0.00	21.19	64.74	60.69	0.00	0.42
9	0.040	0.003	0.000	0.48	0.00	65.22	60.69	0.05	0.00
10	0.039	0.000	0.001	0.00	0.10	65.22	60.79	0.00	-0.03
11	0.037	0.002	0.000	0.33	0.00	65.55	60.79	0.04	0.00
12	0.035	0.000	0.000	0.00	0.00	65.55	60.80	0.00	-0.01
13	0.035	0.000	0.018	0.00	2.13	65.55	62.93	0.00	0.13
14	0.034	0.009	0.000	1.59	0.00	67.14	62.93	0.10	0.00
15	0.033	0.000	0.000	0.00	0.01	67.14	62.94	0.00	-0.01

Anexo C Modos de falla por edificación

Se describe el principal modo de falla para las nueve edificaciones prototipo analizadas. Para efectos de la simbología, revisar la Figura 41.

- **Edificación P1-G**

Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la fachada (Figura C1).

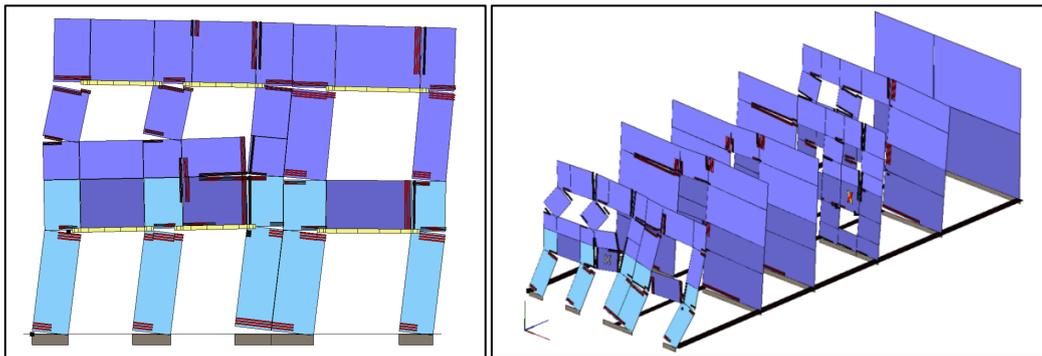


Figura C1. Modo de falla de la edificación P1-G

- **Edificación P1- M**

Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la Pared 8 (Figura C2).

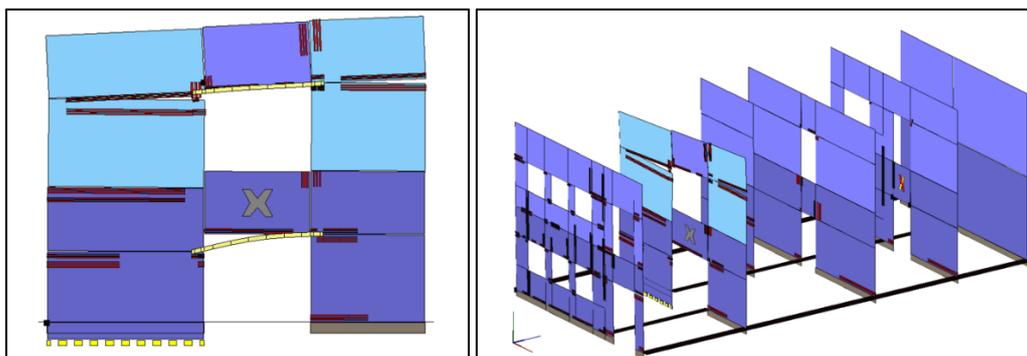


Figura C2. Modo de falla de la edificación P1-M

- **Edificación P1- P**

Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la fachada (Figura C3).

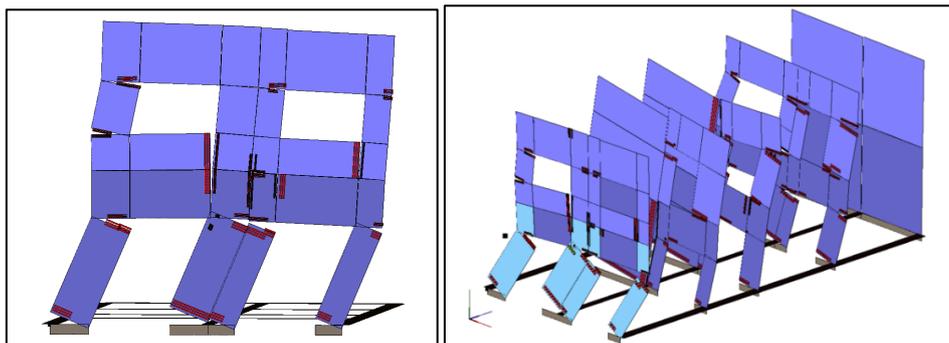


Figura C3. Modo de falla de la edificación P1-P

- **Edificación P2- G**

Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la fachada (Figura C4).

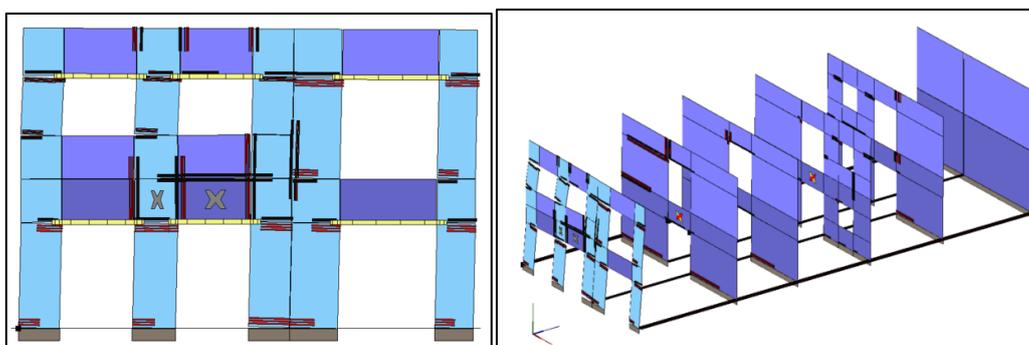


Figura C4. Modo de falla de la edificación P2-G

- **Edificación P2- M**

Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la fachada (Figura C5).

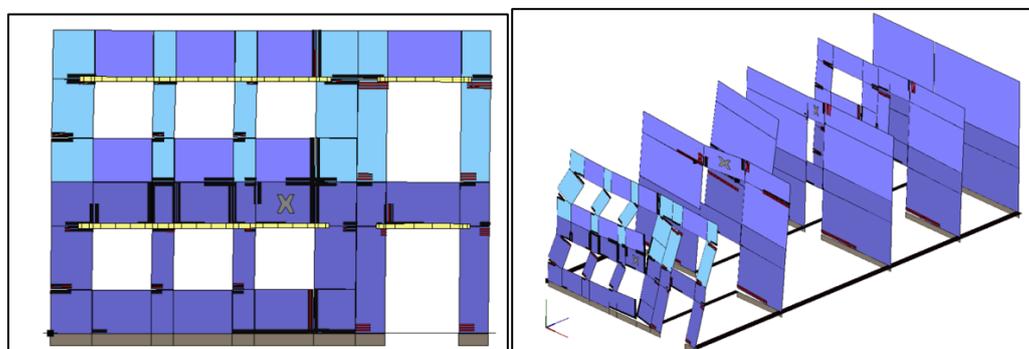


Figura C5. Modo de falla de la edificación P2-M

- **Edificación P2- P**

Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la fachada (Figura C6).

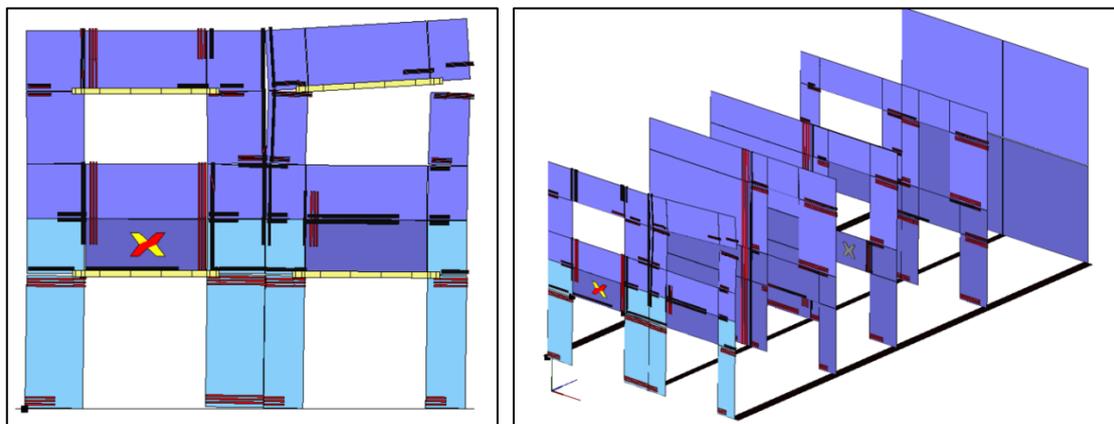


Figura C6. Modo de falla de la edificación P2-P

- **Edificación P3- G**

Descripción: Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la fachada (Figura C7).

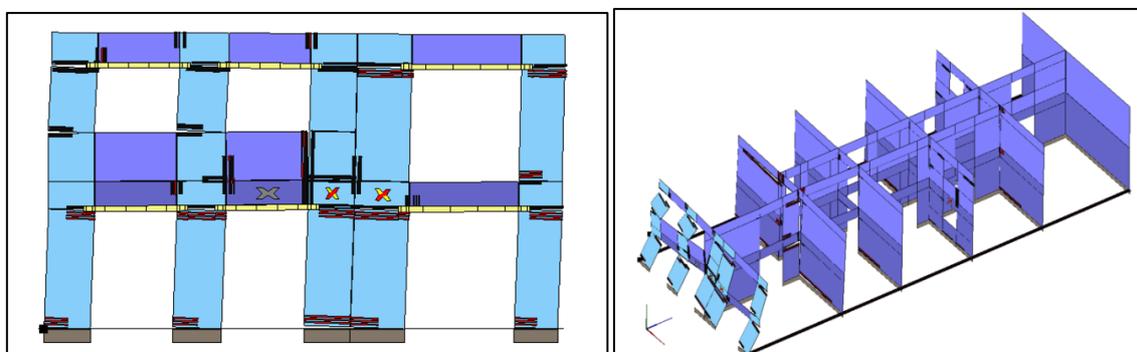


Figura C7. Modo de falla de la edificación P3-G

- **Edificación P3- M**

Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la fachada (Figura C8).

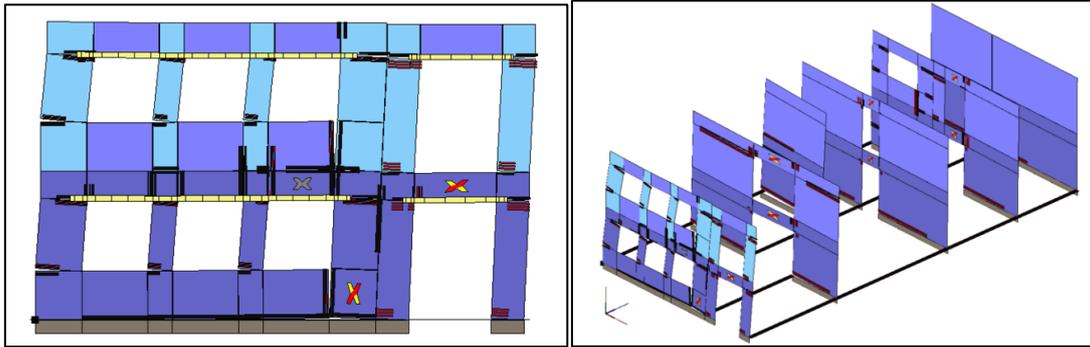


Figura C8. Modo de falla de la edificación P3-M

- **Edificación P3- P**

Modo de falla: Se ha observado una deformación angular límite alcanzada en todos los miembros del pilar ubicados en la fachada (Figura C9).

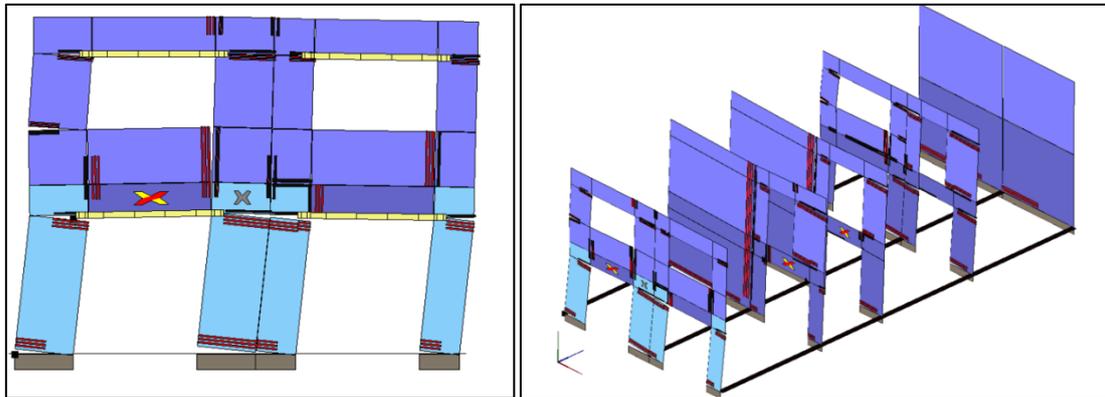
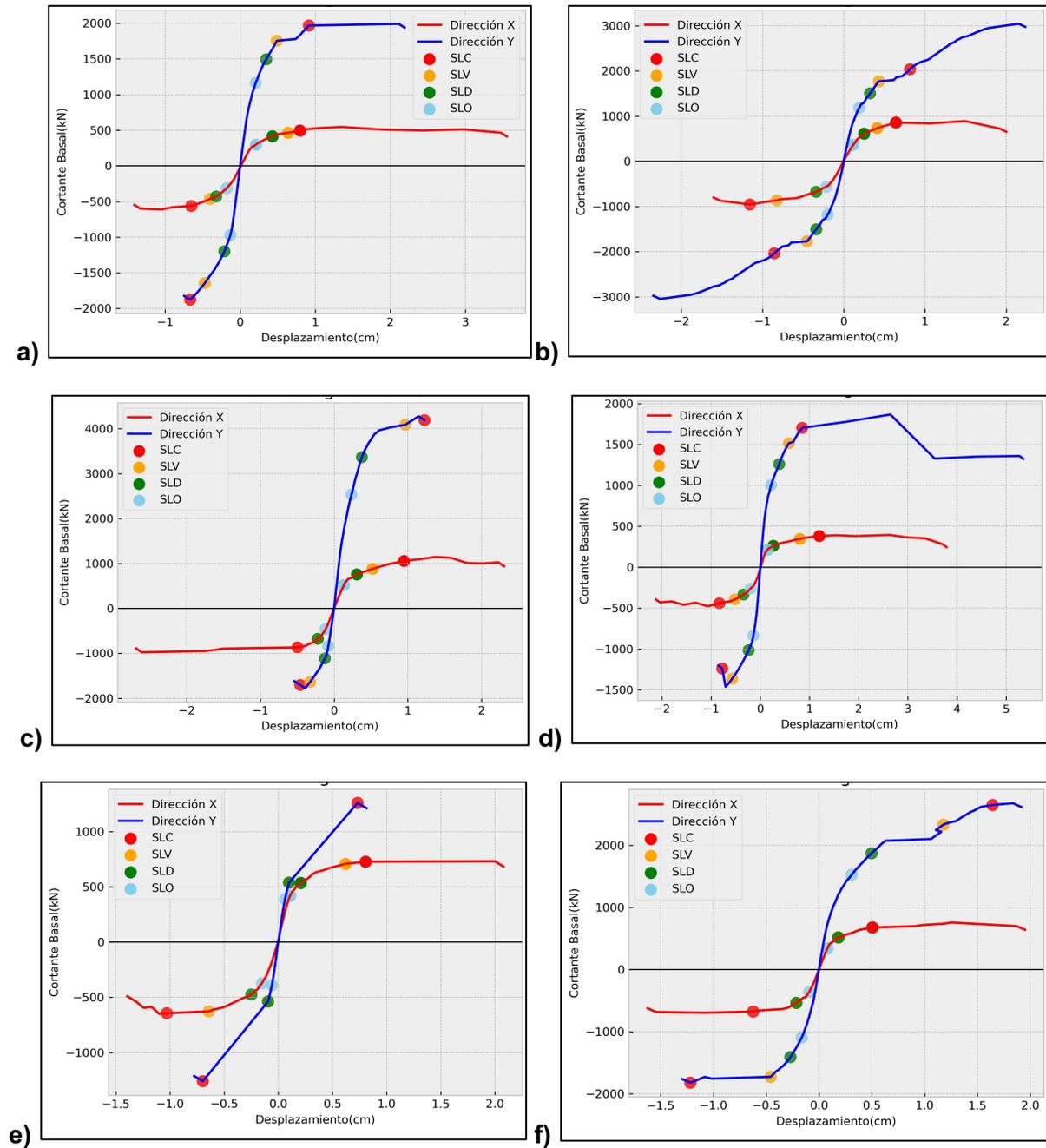


Figura C9. Modo de falla de la edificación P3-P

Anexo D Umbrales de daño para el patrón de carga uniforme

Se presenta las curvas pushover con los respectivos umbrales de daño para los nueve edificios prototipo analizados bajo el patrón de carga uniforme (Figura D1).



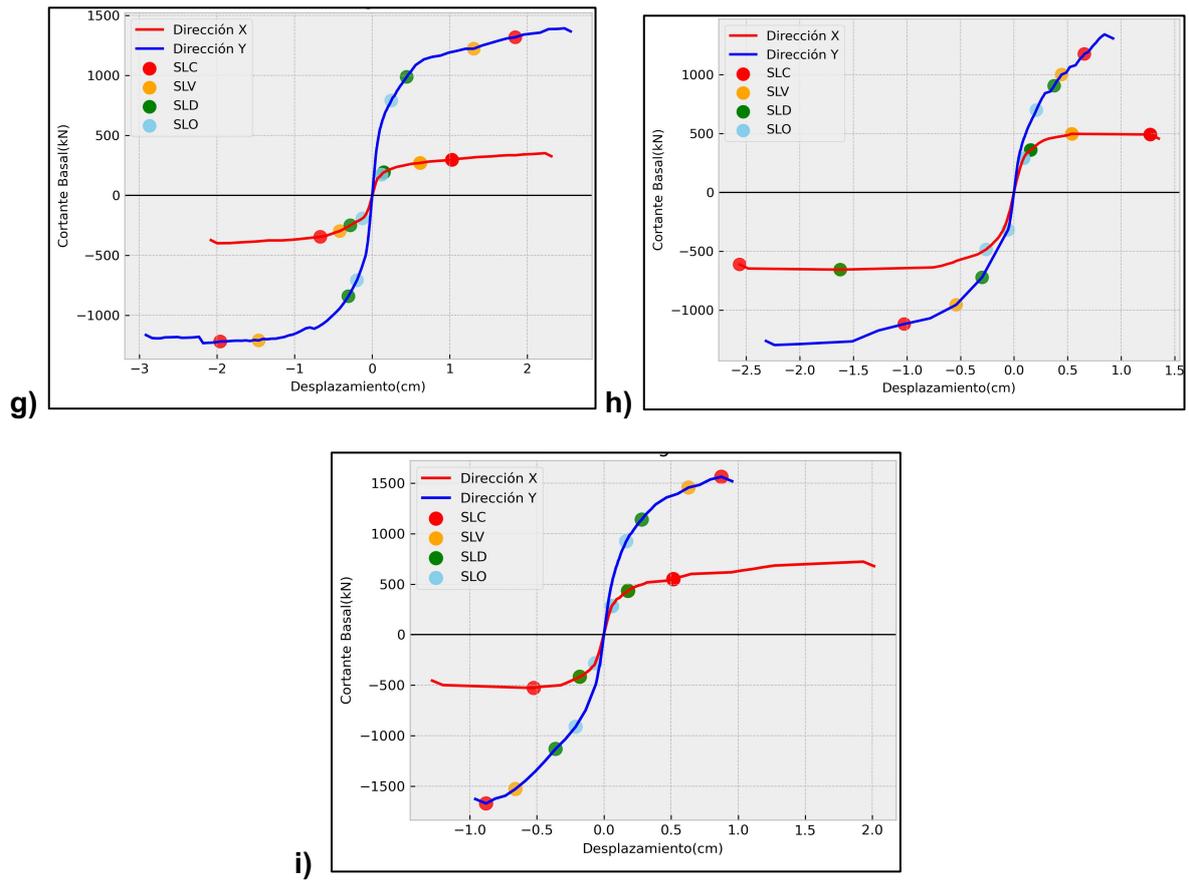


Figura D1: Curvas pushover y umbrales de daño para el patrón de carga uniforme en las edificaciones: a) T1-P, b) T1-M, c) T1-G, d) T2-P, e) T2-M, f) T2-G, g) T3-P, h) T3-M, i) T3-G.

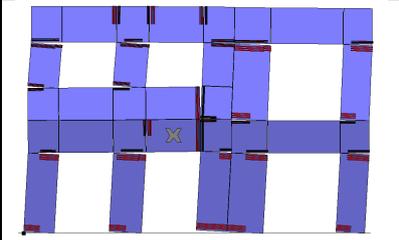
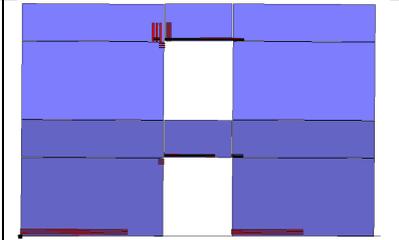
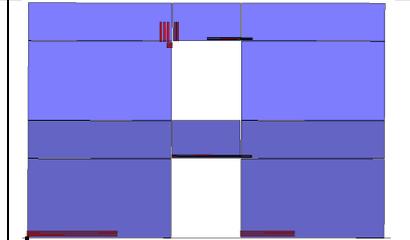
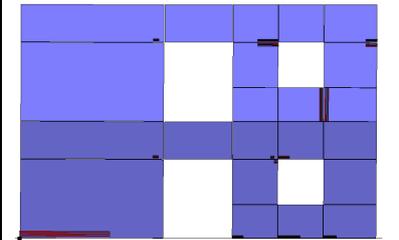
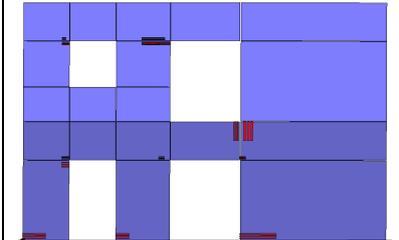
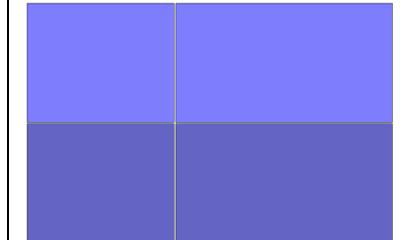
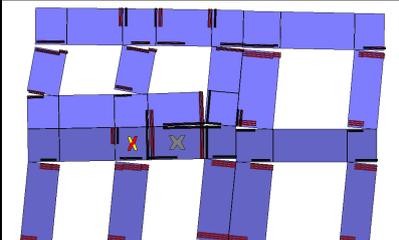
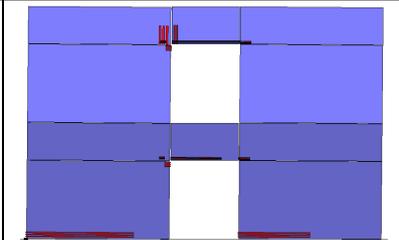
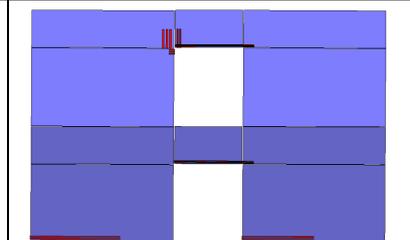
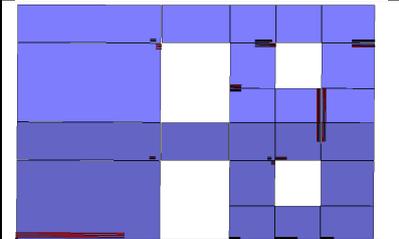
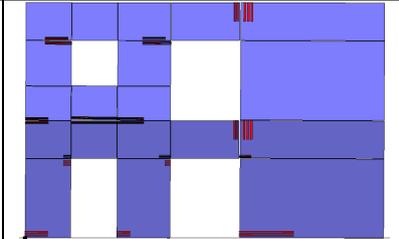
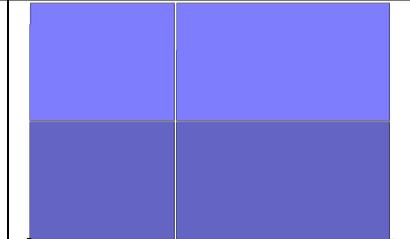
Anexo E Comparación de agrietamiento entre patrones de carga

Se presenta una comparación de los daños producidos en las edificaciones P2-P y P2-G entre el patrón de carga triangular y uniforme (Tabla E1 y E2). La simbología correspondiente de los modos de falla se encuentra explicada en la Figura 41.

Tabla E1. Comparación de daño entre el PC uniforme y triangular en la edificación P2-P, dirección X positiva.

a) P2-P PARED 1 PC: Uniforme	b) P2-P PARED 2 PC: Uniforme	c) P3-P PARED 3 PC: Uniforme
d) P3-P PARED 4 PC: Uniforme	e) P3-P PARED 5 PC: Uniforme	
g) P3-P PARED 1 PC: Triangular	h) P3-P PARED 2 PC: Triangular	i) P3-P PARED 3 PC: Triangular
j) P3-P PARED 4 PC: Triangular	k) P3-P PARED 5 PC: Triangular	

Tabla E2. Comparación de daño entre el PC uniforme y triangular en la edificación P2-G en la dirección X positiva.

		
a) P3-G PARED 1 PC: Uniforme	b) P3-G PARED 2 PC: Uniforme	c) P3-P PARED 3 PC: Uniforme
		
d) P3-P PARED 4 PC: Uniforme	e) P3-P PARED 5 PC: Uniforme	f) P3-P PARED 6 PC: Uniforme
		
g) P3-P PARED 1 PC: Triangular	h) P3-P PARED 2 PC: Triangular	i) P3-P PARED 3 PC: Triangular
		
j) P3-P PARED 4 PC: Triangular	k) P3-P PARED 5 PC: Triangular	l) P3-P PARED 6 PC: Triangular