



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

“Influencia del grado de simetría y la disposición equidistante de los pilares sobre los modos de vibración de una estructura de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca”

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

Autor:

Juan Manuel Llivisaca Mejia

CI: 0105866925

j.llivisacam@gmail.com

Director:

Ing. Juan Carlos Jiménez Pacheco, PhD

CI: 0102260965

Cuenca, Ecuador

25-junio-2020



RESUMEN

El 12 de abril de 1557 se funda la capital de la provincia del Azuay, Santa Ana de los cuatro Ríos de Cuenca. Desde entonces, se han producido muchos cambios en el crecimiento físico y el desarrollo urbano de la ciudad y particularmente en su Centro Histórico (CHC) (Jiménez, 2002). Debido a que la ciudad se encuentra en una zona de alta amenaza sísmica (Jiménez, Cabrera, Sánchez, & Avilés, 2018) y teniendo en cuenta que el material de construcción que se impuso desde 1970 en el CHC ha sido el ladrillo (Jiménez, 2002), se toma como punto de partida: *Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad* (Jiménez, 2016) para comparar los resultados obtenidos por la Red Sísmica del Austro (RSA) sobre edificaciones de mampostería no reforzada (MNR) prototípicas del Centro Histórico de Cuenca (CHC) (Jiménez, Cabrera, Sánchez, & Avilés, 2018), en donde, se evidencia el comportamiento casi independiente de las paredes resistentes (comportamiento modal) como indican Lagomarsino, Camilletti, Cattari, & Marino (2018) para edificaciones de MNR irregulares con piso flexible, lo que dificulta la evaluación de su respuesta sísmica mediante metodologías basadas en análisis estáticos no lineales (Quagliarini, Maracchini, & Clementi, 2017).

Sobre esta base, se plantea identificar la influencia de algunas variables geométricas y características mecánicas de la edificación sobre el comportamiento dinámico global de una estructura de MNR en términos de la forma de sus modos de vibración. En consecuencia, se analizan las dimensiones de los vanos existentes entre las paredes, el grado de simetría de la edificación en términos de la rigidez de sus elementos estructurales y la transmisión de cargas laterales debida a la existencia de diafragmas de piso flexible.

Palabras claves: Mampostería no reforzada. Análisis Lineal. Análisis Modal. Rigidez. Piso flexible. Evaluación sísmica. Modelo de pórtico equivalente. Multi-resorte. Ruaumoko.

**Abstract:**

Santa Ana de los Cuatro Ríos de Cuenca, the capital of the Azuay province was founded on April 12, 1557. Since then, there have been many changes in the urban sprawl of the city and particularly in its Historic Center (CHC) (Jiménez, 2002). Because the city is located in an area of high seismic threat (Jiménez, Cabrera, Sánchez, & Avilés, 2018) and considering that the building material that was imposed since 1970 in the CHC has been brick (Jiménez, 2002), is taken as a working basis: *Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad* (Jiménez, 2016). This research is used to compare the results obtained by the Red Sísmica del Austro (RSA) on prototypical unreinforced masonry buildings (URM) of the Cuenca Historic Center (CHC) (Jiménez, Cabrera, Sánchez, & Avilés, 2018), where the almost independent behavior of the resistant walls of the building is evident (modal behavior) as indicate Lagomarsino, Camilletti, Cattari, & Marino (2018) for irregular URM buildings with flexible floors, making it difficult to assess their seismic response using methodologies based on nonlinear static analysis (Quagliarini, Maracchini, & Clementi, 2017).

On this basis, it is proposed to identify the influence of some geometric variables and mechanical characteristics on the building on the global dynamic behavior of an URM structure in terms of the form of its vibrational modes. Consequently, the dimensions of the spans between the walls, the symmetry of the building in terms of the stiffness of its structural elements and the transmission of lateral loads due to the existence of flexible floor diaphragms are analyzed.

Keywords: Unreinforced masonry. Linear Analysis. Modal Analysis. Stiffness. Flexible diaphragm. Seismic evaluation. Equivalent frame model. Multi-spring. Ruaumoko



ÍNDICE

RESUMEN.....	2
ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
ÍNDICE DE TABLAS.....	9
1 INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 Objetivos	17
1.1.1 Objetivo General.....	17
1.1.2 Objetivos específicos.....	17
1.2 Metodología.....	18
1.2.1 Definición del modelo estructural.....	18
1.2.2 Implementación de los modelos requeridos.....	19
1.2.3 Ejecución y evaluación de los análisis modales.....	23
2 LINEAMIENTOS GENERALES PARA MODELAR EDIFICIOS DE MNR	24
2.1 Consideraciones generales para la modelización	24
2.2 Modelos de Pórtico Equivalente.....	25
2.3 Elemento no lineal tipo resorte	28
2.4 Pilares y Vigas-Dintel.....	31
2.4.1 Condiciones de borde.....	31
2.5 Sistema de Piso.....	34
2.5.1 Influencia de la rigidez de piso en la respuesta en el plano de paredes.....	35
2.5.2 Rigidez de corte del diafragma de piso	36
3 DEFINICIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN PROTOTIPO	40
3.1 Reseña histórica de la evolución constructiva en la Ciudad de Cuenca.....	40
3.2 Descripción del patrimonio edificado en el CHC	43
3.3 Descripción de la edificación prototipo.....	47
3.4 Propiedades físicas y mecánicas de los materiales	53
3.4.1 Paredes de Mampostería.....	53
3.4.2 Sistema de Piso.....	56
3.4.3 Carga debido a peso propio.....	56
3.5 Modelización del edificio-prototipo	58
3.5.1 Procedimiento para definir Pórticos y Pilares.....	59
3.5.2 Procedimiento para definir el sistema de Piso	62



3.5.3	Distribución de cargas verticales	66
3.5.4	Concentración o Distribución de masas - Modelo de áreas tributarias.....	68
3.6	Generación del edificio-prototipo	70
4	ANALISIS LINEAL	70
4.1	Definición de Rigidez	71
4.2	Metodología de análisis lineal	72
5	ANALISIS MODAL.....	72
6	IMPLEMENTACIÓN EN RUAUMOKO	76
6.1	Sección de Parámetros de Control del Análisis y Salidas	76
6.2	Sección Nodos	77
6.3	Sección Elementos.....	78
6.4	Sección Propiedades.....	80
6.5	Sección Masas (Pesos)	82
6.6	Sección Cargas	83
6.7	Patrón de carga lateral	83
7	RESULTADOS Y DISCUSION	84
7.1	Configuración geométrica de las edificaciones de análisis.....	84
7.1.1	Paredes construidas con unidades de ladrillo industrial.....	85
7.1.2	Paredes construidas con unidades de ladrillo artesanal	87
7.2	Análisis Modal	89
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105
	BIBLIOGRAFIA.....	112
	ANEXOS.....	117
A1	Geometría de los pórticos y definición de sus macro-elementos.....	117
A2	Identificación de los pórticos y pilares en cada caso.....	124
A3	Distribución de resortes de piso en cada caso de estudio.....	127
A4	Distribución de masas por parte de piso	134
A5	Relaciones Fuerza-Desplazamiento de las paredes resistentes	141
A6	Fichero de texto requeridos por Ruaumoko 2D.....	145
A7	Variación de las Formas Modales de cada Modelo.....	152



ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Vista en elevación de los casos de estudio en función de la rigidez de los muros</i>	20
<i>Figura 1.2 Vista en planta de los casos de estudio en función del espaciamiento entre los muros interiores</i>	21
<i>Figura 1.3 Lineamiento seguido para determinar los casos de estudio en función de las variables geométricas</i>	22
<i>Figura 1.4 Esquema utilizado para definir los casos de análisis comparativos sobre el comportamiento global de la estructura en función del comportamiento individual de cada pared resistente</i>	23
<i>Figura 2.1 Identificación de los elementos estructurales de un muro de mampostería</i>	26
<i>Figura 2.2 Criterio para definir h' y distribución de aberturas en paredes de mampostería</i>	26
<i>Figura 2.3 Idealización de los elementos viga-dintel</i>	27
<i>Figura 2.4 Elemento multi-resorte (multi-spring) de Ruaumoko-2D (Adaptado de Carr, 2007a,b)</i> ..	28
<i>Figura 2.5 Modelo global propuesto para paredes de MNR e idealización de pórtico equivalente con macro-elementos no lineales tipo resorte (Jiménez, 2016)</i>	29
<i>Figura 2.6 Elemento multi-resorte (vertical) con sus coordenadas locales</i>	29
<i>Figura 2.7 Variación de momentos, cortantes y esquema de deformaciones en paredes llenas en cantiléver con piso de losa flexible (Tomažević, 1999)</i>	32
<i>Figura 2.8 Variación de momentos, cortantes y esquema de deformaciones en tipología de pared con pilar débil-viga dintel fuerte (Tomažević, 1999)</i>	33
<i>Figura 2.9 Variación de momentos, cortantes y esquema de deformaciones en tipología de pared con pilar fuerte-viga dintel débil (Tomažević, 1999)</i>	33
<i>Figura 2.10 Esquema de análisis sobre edificio elemental (Adaptado de Calderini, et al., 2012)</i>	36
<i>Figura 2.11 Configuración deformada de diafragma de piso flexible bajo acción sísmica (Jiménez, 2016)</i>	37
<i>Figura 2.12 Idealización del comportamiento de corte simple en diafragma de piso</i>	38
<i>Figura 3.1 Porcentaje de edificaciones según la tipología en el CHC (Jiménez, et al. , 2018)</i>	44
<i>Figura 3.2 Mapa de evolución de tecnologías y materiales constructivos del CHC. (Jiménez, et al., 2018)</i>	44
<i>Figura 3.3 Detalle de cubierta de madera y teja (Caldas & Sigcha, 2017)</i>	45
<i>Figura 3.4 Detalle de una terraza de ladrillo, típica del CHC (Rivera & Moyano, 2002)</i>	46
<i>Figura 3.5 Casa Donoso-Guzmán ubicada en la Calle Mariscal Sucre 12-83 (Cuenca - Ecuador)</i> . 47	
<i>Figura 3.6 Esquema de las plantas de la edificación (Rivera & Moyano, 2002)</i>	48
<i>Figura 3.7 Detalle primera y segunda planta de la edificación</i>	49
<i>Figura 3.8 Distribución del sistema de piso y orientación de las viguetas</i>	50



Figura 3.9 Imagen Aérea de la edificación del CHC (Geo-portal del GAD Municipal Cantón Cuenca) 51

Figura 3.10 Distribución del sistema de cubierta y orientación de las viguetas 51

Figura 3.11 Sistema de Cubierta de madera (Chassi, et al., 1982)..... 52

Figura 3.12 Cubierta de terraza (Chassi, et al., 1982)..... 52

Figura 3.13 Dimensiones promedio de las unidades de ladrillo panelón de fabricación artesanal, típico de los edificios de MNR del CHC (Adaptado de Arias & Durán , 1992 y Neira & Ojeda, 1992)..... 55

Figura 3.14 Dimensiones promedio de las unidades de ladrillo a cara vista de 4 huecos fabricado por LACESA típico de los edificios de MNR del CHC (Adaptado de Arias & Durán , 1992 y Neira & Ojeda, 1992) 56

Figura 3.15 Procedimiento establecido para la definición de nodos, macro-elementos y resortes.. 58

Figura 3.16 Dimensionamiento del Pórtico 5 59

Figura 3.17 Definición de longitudes y alturas efectivas para el pórtico 5..... 60

Figura 3.18 Identificación de nodos y elementos que conforman un pórtico en el programa Ruaumoko 3D..... 60

Figura 3.19 Identificación de los pilares y pórticos de la edificación para el modelo REAL 61

Figura 3.20 Idealización de un diafragma de piso flexible de un solo vano (Jiménez, 2016) 62

Figura 3.21 Resortes de piso considerando la intersección del diafragma con ejes de pilares (Jiménez, 2016)..... 62

Figura 3.22 Definición de sub-resortes en paneles de piso adyacentes (Jiménez, 2016) 63

Figura 3.23 Disposición de los resortes en la planta baja del modelo REAL 64

Figura 3.24 Distribución de resortes de piso en la edificación REAL 65

Figura 3.25 Esquema de tributación de cargas de piso a los pilares 66

Figura 3.26 Distribución de cargas de piso verticales para la edificación REAL..... 67

Figura 3.27 Esquema de distribución de cargas de peso propio de los pilares, pórtico 5 edificación REAL 67

Figura 3.28 Esquema de distribución de masas por parte de las paredes..... 69

Figura 3.29 Esquema de distribución de masas por parte del piso modelo REAL..... 69

Figura 3.30 Despliegue en pantalla de la estructura del modelo REAL (Ruaumoko 3D)..... 70

Figura 6.1 Datos de la sección Nodos del fichero de Ruaumoko 2D 77

Figura 6.2 Datos de la sección Nodos del fichero de Ruaumoko 3D 77

Figura 6.3 Sistema de Coordenadas Globales 78

Figura 6.4 Datos de la sección Elementos del fichero de Ruaumoko 78

Figura 6.5 Definición de un elemento Resorte en Ruaumoko 3D (Carr, 2007c) 79

Figura 6.6 Sistemas de coordenadas establecidos en el programa Ruaumoko 3D y definición del eje local z para cada elemento 79

Figura 6.7 Bloque de propiedades para resortes a corte y flexión de pilares..... 80



Figura 6.8 Bloque de propiedades para resortes de vigas-dintel orientados en la dirección global X 81

Figura 6.9 Bloque de propiedades para resortes de diafragmas de piso 81

Figura 6.10 Datos de entrada de la sección Pesos del fichero de ingreso de Ruaumoko 82

Figura 6.11 Datos de entrada de la sección Cargas del fichero de ingreso de Ruaumoko..... 83

Figura 6.12 Datos de entrada de la sección Patrón de Carga Lateral del fichero de ingreso de Ruaumoko 84

Figura 7.1 Identificación de los pórticos para cada caso de estudio 85

Figura 7.2 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las paredes exteriores del edificio de ladrillo industrial 86

Figura 7.3 Configuración geométrica del Muro P6..... 86

Figura 7.4 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las paredes interiores del edificio de ladrillo industrial 87

Figura 7.5 Configuración geométrica del Muro P7..... 87

Figura 7.6 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las paredes exteriores del edificio de ladrillo artesanal 88

Figura 7.7 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las paredes interiores del edificio de ladrillo artesanal 88

Figura 7.8 Formas de modo de vibración de la edificación Real, con paredes de ladrillo industrial de 15cm..... 89

Figura 7.9 Formas de modo de vibración de la edificación Real, con paredes de ladrillo artesanal de 15cm..... 89

Figura 7.10 Establecimiento de los modelos de análisis para un espesor de pared y un tipo de ladrillo 90

Figura 7.11 Formas modales de la Edificación REAL vs Paredes asociadas, Geq de 7.5MPa..... 103

Figura 7.12 Formas modales de la Edificación REAL vs Paredes asociadas, Geq de 20MPa..... 103

Figura 7.13 Formas modales de la Edificación REAL vs Paredes asociadas, Geq de 100MPa 104



ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 3.1 Materiales Constructivos</i>	41
<i>Tabla 3.2 Espesor de Paredes</i>	42
<i>Tabla 3.3 Tipología de viviendas</i>	42
<i>Tabla 3.4 Alturas de Entrepiso</i>	43
<i>Tabla 3.5 Sistema de Piso</i>	43
<i>Tabla 3.6 Fórmulas empíricas adoptadas para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería</i>	54
<i>Tabla 3.7 Propiedades Mecánicas de las paredes de mampostería</i>	56
<i>Tabla 3.8 Materiales de cubierta comunes en la localidad (Chassi et al., 1982)</i>	57
<i>Tabla 3.9 Materiales de cubierta de vidrio</i>	57
<i>Tabla 3.10 Resumen de cargas de los elementos del sistema de piso y cubierta</i>	58
<i>Tabla 3.11 Cargas utilizadas en el modelo</i>	68
<i>Tabla 6.1 Secciones del fichero de entrada para el programa Ruaumoko</i>	76
<i>Tabla 6.2 Información de la sección Propiedades para elementos con modelos fuerza- desplazamiento lineales</i>	80
<i>Tabla 7.1 Resumen de los resultados principales del análisis modal sobre cada edificación con paredes de 15cm y módulo de corte para diafragmas de entrepiso de 15MPa</i>	91
<i>Tabla 7.2 Resumen de los resultados principales del análisis modal sobre cada edificación con paredes de 20cm y módulo de corte para diafragmas de entrepiso de 15MPa</i>	92
<i>Tabla 7.3 Resumen de los resultados principales del análisis modal sobre cada edificación con paredes de 30cm y módulo de corte para diafragmas de entrepiso de 15MPa</i>	93
<i>Tabla 7.4 Variación de Mx [%] de los casos PA y DV con respecto al modelo REAL para ladrillos Industriales</i>	95
<i>Tabla 7.5 Variación de Mx [%] de los casos PA y DV con respecto al modelo REAL para ladrillos Artesanales</i>	96
<i>Tabla 7.6 Variación de Mx [%] de los casos PADV con respecto al modelo REAL para ladrillos Industriales</i>	96
<i>Tabla 7.7 Variación de Mx [%] de los casos PADV con respecto al modelo REAL para ladrillos Artesanales</i>	97
<i>Tabla 7.8 Variación de Mx [%] de los casos ME-reg y ME-PA-DV con respecto al modelo REAL para ladrillos Industriales</i>	98
<i>Tabla 7.9 Variación de Mx [%] de los casos ME-reg y ME-PA-DV con respecto al modelo REAL para ladrillos Artesanales</i>	98
<i>Tabla 7.10 Variación de Mx [%] en los pórticos de los casos PA y DV vs REAL para ladrillos Industriales</i>	99



Tabla 7.11 Variación de Mx [%] en los pórticos de los casos PA y DV vs REAL para ladrillos Artesanales..... 99

Tabla 7.12 Variación de Mx [%] en los pórticos de los casos PADV vs REAL para ladrillos Industriales 100

Tabla 7.13 Variación de Mx [%] en los pórticos de los casos PADV vs REAL para ladrillos Artesanales 100

Tabla 7.14 Variación de Mx [%] en los pórticos de los casos ME-reg y ME-PA-DV vs REAL para ladrillos Industriales 101

Tabla 7.15 Variación de Mx [%] en los pórticos de los casos ME-reg y ME-PA-DV vs REAL para ladrillos Artesanales 101

Tabla 7.16 Resumen de los resultados del análisis modal sobre la edificación REAL con paredes de 20cm..... 102



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Juan Manuel Llivisaca Mejia en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Influencia del grado de simetría y la disposición equidistante de los pilares sobre los modos de vibración de una estructura de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 25 de junio 2020



Juan Manuel Llivisaca Mejia

C.I.: 0105866925



Cláusula de Propiedad Intelectual

Juan Manuel Llivisaca Mejia, autor del trabajo de titulación "Influencia del grado de simetría y la disposición equidistante de los pilares sobre los modos de vibración de una estructura de mampostería no reforzada típica del Centro Histórico de Cuenca", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 25 de junio 2020

Juan Manuel Llivisaca Mejia

C.I: 0105866925



AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios por permitirme finalizar esta importante etapa de mi vida. También agradezco a la Universidad de Cuenca y a los profesores encargados de mi formación académica, especialmente al director del presente trabajo de titulación Ing. Juan Jiménez, quién además de su vasto conocimiento y experiencia en el estudio de temática relacionada, ofreció el apoyo logístico y recursos del departamento la Red Sísmica del Austro.

Agradezco a mi familia, a mis queridos padres Juan y Ana por el apoyo, constancia y amor que me han ofrecido durante toda mi vida, además de ser ejemplo e inspiración. Finalmente, agradezco a mis hermanos y amigos, por acompañarme durante este proceso y haber sido una gran motivación.



DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo de titulación a mis padres, ya que, solo gracias a su ejemplo, su apoyo incondicional, sus enseñanzas diarias y todo el sacrificio y esfuerzo que han hecho, he podido cumplir esta meta. A mis hermanos, quienes me han apoyado y motivado para seguir adelante. Y finalmente, a todos mis amigos y profesores que me han acompañado a lo largo de esta etapa.



1 INTRODUCCIÓN

La conservación del patrimonio arquitectónico se ha convertido en un requisito necesario para fomentar el conocimiento en la sociedad y la preservación de su identidad cultural (Pellegrini, et al., 2018); además, la evaluación sísmica y la planificación arquitectónica sobre las construcciones y reforzamiento estructural de las edificaciones vulnerables pueden ayudar a garantizar la integridad estructural y, principalmente, la vida de los ciudadanos.

Sobre este contexto, en la ciudad de Cuenca se han llevado a cabo diversos estudios que indican que las edificaciones de la ciudad de Cuenca, y en particular de su Centro Histórico, no solamente están amenazadas por los procesos de deterioro inducidos por las acciones ambientales y antropogénicas. Estas estructuras, además, tienen un nivel alto de amenaza sísmica, que se ha corroborado en un estudio del proyecto P-BID 400 (1999-2002), desarrollado por la Red Sísmica del Austro (RSA): Amenaza sísmica en el Austro, vulnerabilidad y riesgo sísmico en la Ciudad de Cuenca (Jiménez, et al., 2018).

Conociendo la importancia de la evaluación sísmica de las edificaciones existentes en esa zona de interés en particular, se ha determinado que el ladrillo es el material predominante en aquellas estructuras, el cual, empezó a emplearse en la ciudad de Cuenca desde la década de 1950 y finalmente, en 1970 reemplazó al adobe y al bajareque como material de construcción de paredes, principalmente en edificaciones de dos pisos con entrepiso de madera; definiendo así, la edificación prototípica de estudio con características representativas del Centro Histórico de la ciudad de Cuenca (CHC) como una edificación de mampostería no reforzada (MNR), (Chérres & Peñafiel, 2000; Jiménez, 2002).

Como punto de partida del presente estudio, se ha tomado el trabajo Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad (Jiménez, 2016), en donde se analiza el comportamiento ante sollicitaciones



sísmicas de las edificaciones de mampostería mediante la modelación estructural en el programa Ruaumoko 3D.

Debido a su popularidad como práctica de construcción durante las primeras épocas de la colonia, muchos países en todo el mundo todavía poseen numerosas edificaciones de MNR en servicio, las cuales se constituyen típicamente con diafragmas de piso de madera relativamente flexibles, los cuales son ampliamente reconocidos por tener un impacto significativo en la respuesta sísmica global de las estructuras (Wilson, Quenneville, & Ingham, 2011).

Como indica Lagomarsino et al. (2018), el piso flexible genera un comportamiento casi independiente de los pilares de la edificación, y la modelización se vuelve más compleja. Por ello, obtener una curva de capacidad de la estructura se dificulta y, sobre todo, puede no ser un resultado representativo del comportamiento sísmico global al aplicar alguna metodología convencional, usualmente enfocada a edificaciones con comportamiento de primer modo de vibración (modos traslacionales).

Sobre esta base, se plantea identificar el parámetro geométrico que tiene mayor incidencia sobre el comportamiento dinámico global de una estructura de MNR en términos de sus modos de vibración. Para ello, se implementó un modelo en el programa Ruaumoko (Carr, 2007c) definiendo las características geométricas y los materiales constituyentes de cada elemento estructural de la edificación. La vivienda escogida para este análisis es la casa Donoso Guzmán construida en el año 1958 principalmente con paredes de ladrillo, debido a que su tipología es típica de las edificaciones de la época entre 1950 y 1965.

Al comparar las características de las edificaciones de MNR existentes en el CHC y las edificaciones de MNR típicas de Barcelona (Jiménez, 2016), la hipótesis a probar es que el comportamiento global integral de la estructura derivado del comportamiento de sus componentes estructurales puede mejorar, en función de algunas parámetros geométricos relacionados con las paredes (pilares resistentes) como: su disposición equidistante; el nivel de simetría de la estructura en términos



de la rigidez de la estructura, dada por el patrón de aberturas de cada pared o su espesor. Por otro lado, se analizan parámetros relacionados con el diafragma de piso y su resistencia a corte, debido a la existencia de espacios (vanos) con sistemas de entrepiso diferentes al entablado de madera o la cubierta de teja.

Los resultados obtenidos en este trabajo pueden generar recomendaciones desde el punto de vista estructural y metodológico (Diseño Conceptual) para la construcción y rehabilitación de las edificaciones de MNR típicas del CHC.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo General

Analizar la influencia de las paredes y el diafragma de piso de las edificaciones de MNR típicas del CHC, sobre el comportamiento global de la estructura, en términos de sus parámetros modales, a través de un análisis paramétrico que comprende variables de carácter geométrico-arquitectónico y propiedades mecánicas de los elementos estructurales.

1.1.2 Objetivos específicos

1. Caracterización de la tipología de la edificación de estudio, en base a la revisión de estudios preliminares llevados a cabo sobre el CHC.
2. Determinación de los casos de estudio en función del patrón de aberturas de las paredes; parametrizando de esta manera, la rigidez de los pilares: desde un caso real asimétrico hasta un caso hipotético ideal simétrico, mediante la determinación de patrones de abertura arquitectónicamente plausibles y apegados a la geometría real del edificio.
3. Determinación de los casos de estudio en función de la separación existente entre las paredes internas, de manera que la edificación real se asemeje a un caso hipotético ideal de edificación como es el caso de los edificios residenciales de algunos distritos europeos (i.e. Eixample-Barcelona), los cuales cuentan con buen grado de distribución simétrica de paredes.



4. Determinación de los casos de análisis teniendo en cuenta la procedencia de los materiales que conforman las paredes de la estructura; es decir, unidades de mampostería macizas fabricadas artesanalmente o unidades de mampostería huecas de fabricación industrial.
5. Implementación de los modelos estructurales correspondientes a los casos de estudio, utilizando el programa Ruaumoko 2D y 3D.
6. Identificación de la influencia de cada variable considerada sobre los parámetros modales de la edificación estudiada, en base a una comparación de los resultados de análisis modal.

1.2 Metodología

En función de los objetivos planteados, este trabajo de titulación se puede dividir en cuatro etapas: 1) Definición del modelo estructural, 2) Implementación de los modelos requeridos, 3) Ejecución y, 4) Evaluación de los resultados de análisis modal. Para desarrollar estos apartados, se deben cumplir las siguientes actividades:

1.2.1 Definición del modelo estructural

Identificación de la tipología de estudio

Para desarrollar el análisis planteado en el presente estudio, se requiere definir la tipología de mayor predominancia en el Centro Histórico de la ciudad de Cuenca en base a la revisión de investigaciones realizadas en la ciudad, siendo estas las edificaciones de MNR (Chérres & Peñafiel, 2000; Jiménez, 2002).

De la misma manera, se analizan y especifican las principales propiedades de los materiales constructivos y las características geométricas de las edificaciones. La información es obtenida de investigaciones previas y del inventario de bienes existentes extraído de la Dirección de Áreas Históricas y Patrimoniales del Cantón Cuenca.



Determinación de la metodología para la implementación del modelo

Debido a que las paredes de la estructura prototípica escogida están constituidas por unidades de mampostería y juntas, es necesario considerar su condición de material compuesto. En este ámbito, Jiménez (2016) señala:

La presencia de juntas de mortero, que representan la parte más débil, es la causa del complejo comportamiento no lineal de la mampostería. Este comportamiento complejo se traduce en una serie de dificultades de modelización numérica. (pág. 9)

Con el objetivo de simplificar la modelación, se consideró adecuada la aproximación de pórtico equivalente, que ha probado ser una herramienta fiable en la evaluación de la respuesta sísmica global de edificios de mampostería con un patrón regular de aberturas. Este enfoque se basa en la definición de macro-elementos tipo resorte (Amadio, Rinaldin, & Macorini, 2011) que representan los paneles de mampostería identificados como pilares y vigas-dintel (Jiménez, 2016).

1.2.2 Implementación de los modelos requeridos

En primer lugar, se tiene en cuenta la procedencia de las unidades de mampostería, es decir, se idealizan paredes con unidades de ladrillo de fabricación artesanal e industrial. Otro de los parámetros analizados en el presente trabajo de titulación es la rigidez elástica de la estructura, en función del espesor de las paredes o el patrón de aberturas de las mismas. La rigidez se determina en base a la modelación en el programa Ruaumoko 2D (Carr, 2007b) y la ejecución de un análisis lineal sobre cada modelo. De esta manera se obtiene una gráfica de fuerza-desplazamiento, en donde, por definición su pendiente indica la rigidez (Sennett, 1994; Kassimali, 2010).

Análogamente a las propuestas de los códigos sísmicos para realizar análisis no lineales, que consisten en utilizar uno (ASCE/SEI 41-17, 2017) o dos patrones de carga (CEN, 2004; G.U., 2008): el patrón uniforme (proporcional a las masas del edificio) y el patrón con distribución triangular invertida (proporcional al producto de las masas por sus alturas) o el patrón de carga modal (proporcional al primer modo de vibración de la estructura). En este estudio, se requiere adoptar un patrón de

carga adecuado, ya que es imposible conocer anticipadamente las fuerzas inerciales que se pueden activar en la edificación ante un evento sísmico o en este caso, una carga arbitraria (Rinaldin & Amadio, 2016a; Lagomarsino, et al., 2018).

Una vez que se ha definido el patrón de carga a emplear, y habiendo determinado la rigidez de cada pared, se procede a definir los nuevos casos de estudio. Para este fin, se implementan modelos correspondientes a paredes con diferentes patrones de aberturas y se determinan sus respectivas relaciones de fuerza-desplazamiento, escogiendo aquellas paredes con una rigidez aproximadamente igual al promedio de los muros analizados como se indica en la Figura 1.1.

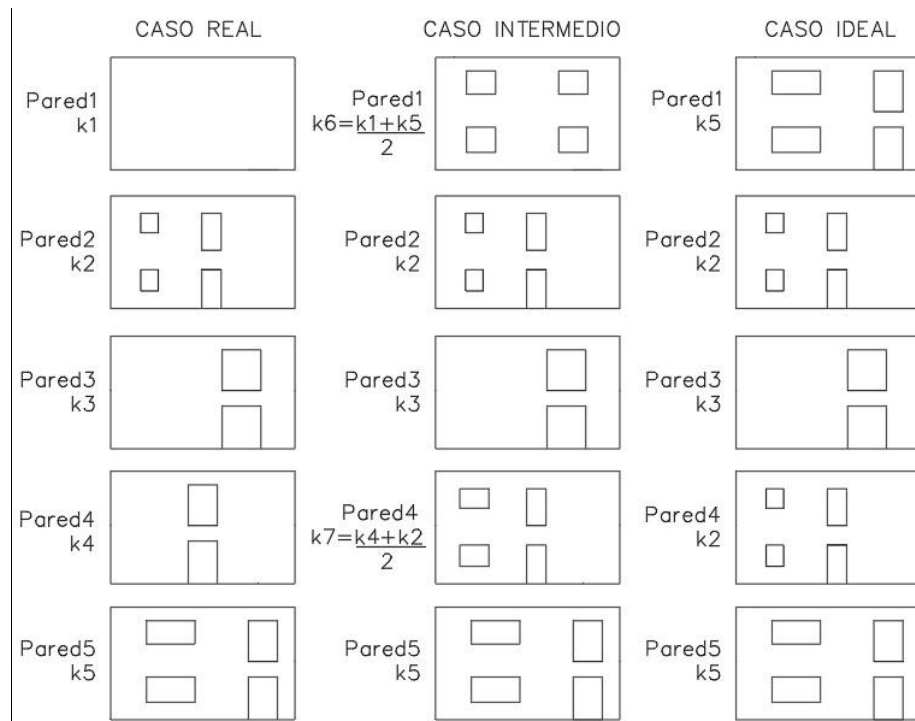


Figura 1.1 Vista en elevación de los casos de estudio en función de la rigidez de los muros

En este estudio, también se pretende determinar la influencia que tiene la distancia entre cada pared (Luz entre cada muro resistente). Para este fin, se toman las dimensiones obtenidas de los planos de la edificación de estudio y se procede a calcular la distancia necesaria para pasar del caso real (vanos diferentes) al caso hipotético ideal con vanos de igual dimensión (Figura 1.2).

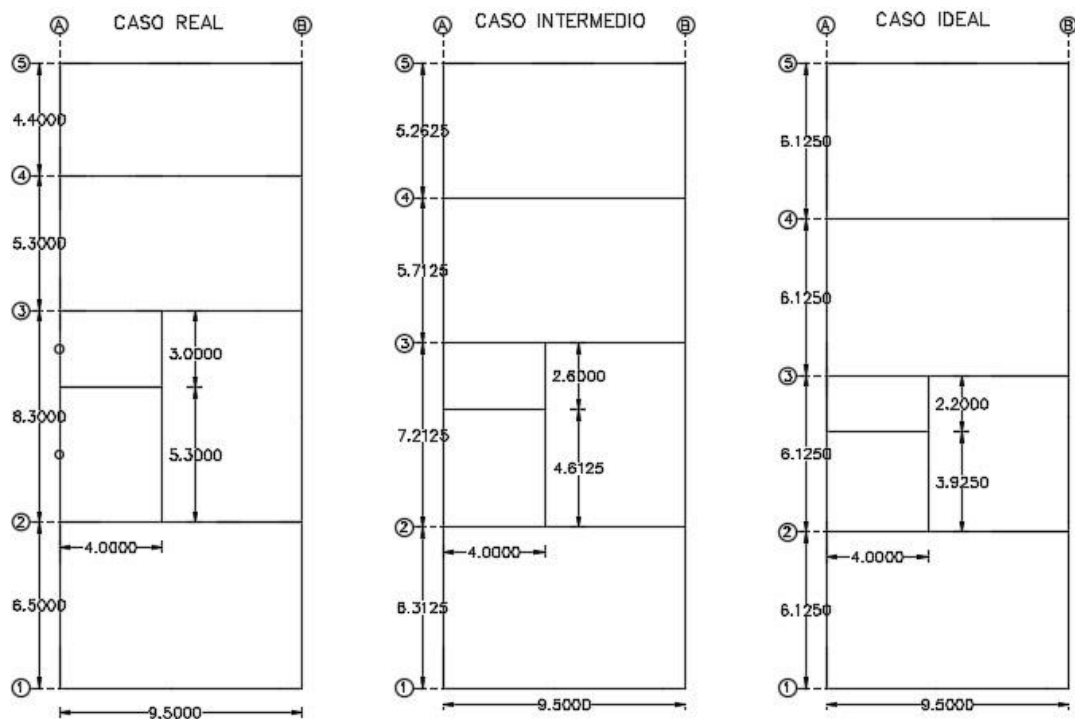


Figura 1.2 Vista en planta de los casos de estudio en función del espaciamiento entre los muros interiores

Finalmente, sabiendo que los sistemas de entepiso de algunos vanos de la edificación de estudio poseen distintos materiales, se pretende analizar el comportamiento que tendría la estructura cuando la distribución del material en los entepisos es uniforme, es decir, piso de madera y cubierta de teja.

La Figura 1.3 indica el esquema usado para configurar los modelos de análisis, este esquema se repite dependiendo de la variable analizada: patrón de aberturas en los muros, distancia existente entre ellos y distribución de materiales en los entepisos.

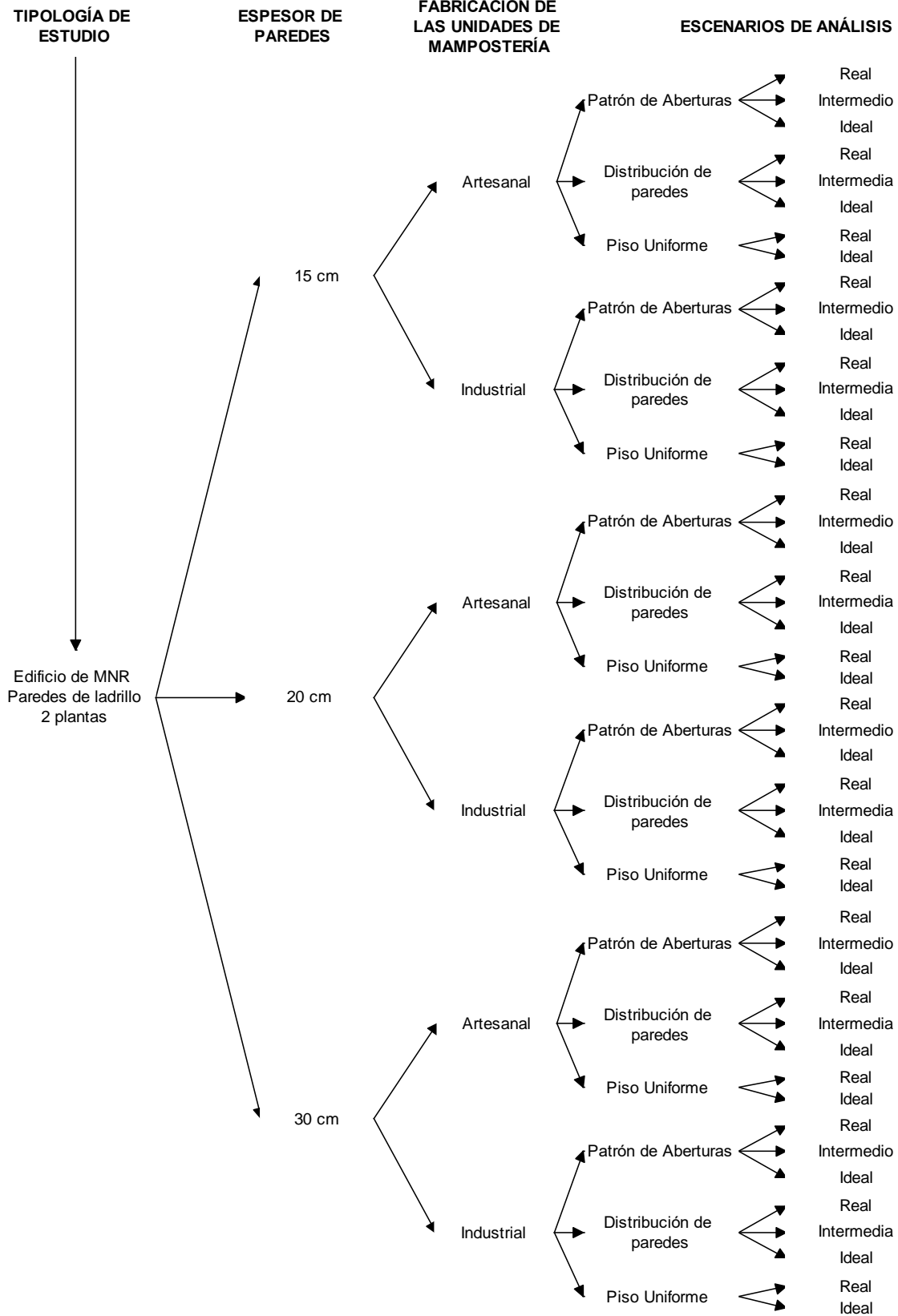


Figura 1.3 Lineamiento seguido para determinar los casos de estudio en función de las variables geométricas

Por otro lado, se pretende analizar el comportamiento que tendría la estructura cuando se modifica la resistencia a corte de los sistemas de diafragma de piso, con el objetivo de mejorar el comportamiento global de la estructura a medida que el piso se vuelve rígido. Este análisis se desarrolla modificando el módulo de corte de los paneles de piso y se definen de acuerdo al esquema indicado en la Figura 1.4.

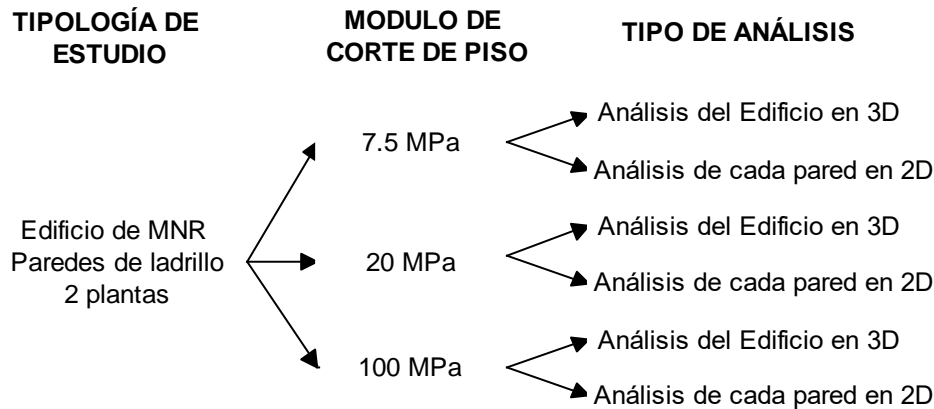


Figura 1.4 Esquema utilizado para definir los casos de análisis comparativos sobre el comportamiento global de la estructura en función del comportamiento individual de cada pared resistente

1.2.3 Ejecución y evaluación de los análisis modales

Una vez que se han definido los diferentes casos de estudio, se implementa el análisis modal del programa Ruaumoko 3D (Carr, 2007c). Se analiza el comportamiento de la estructura en función de las formas de los modos de vibración, su período y porcentaje de participación en cada uno de los casos de estudio. De esta manera, se establece el parámetro que tiene mayor incidencia en el comportamiento integral de la estructura en términos de sus modos de vibración.

Por otra parte, se analiza la influencia de la rigidez a corte de los diafragmas de piso en el comportamiento individual de cada pared de la edificación y, por lo tanto, en la transmisión de carga lateral por parte del piso hacia las paredes resistentes.



2 LINEAMIENTOS GENERALES PARA MODELAR EDIFICIOS DE MNR

2.1 Consideraciones generales para la modelización

Para implementar modelos de estructuras de mampostería, se requiere considerar su condición de material compuesto, constituido por unidades de ladrillo cerámicos y juntas (verticales y horizontales). Esta característica del material dificulta la descripción del proceso de daño anisotrópico y el comportamiento disipativo de las estructuras de mampostería bajo cargas estáticas incrementales y dinámicas (Calderini & Lagomarsino, 2008); y, por ende, la implementación de los modelos numéricos se vuelve compleja.

La elección de un modelo para la implementación de los análisis estáticos incrementales depende de la complejidad de la estructura, de la calidad de la información disponible y de los resultados que se esperan obtener (Jiménez, 2016). Como se describe en el proyecto europeo PERPETUATE, la metodología propuesta para idealizar la estructura se puede realizar considerando: a) Modelos continuos (gran esfuerzo computacional) que son adecuados cuando se requiere obtener información sobre la micro-mecánica de elementos de mampostería simples; b) subdivisión en elementos estructurales significativos, empleándose en la descripción de estructuras de mampostería a gran escala, proporcionando información sobre su respuesta estructural global y, por lo tanto, sobre su seguridad (Calderini & Lagomarsino, 2008; Lagomarsino, et al., 2010; Jiménez, 2016).

El enfoque utilizado en el presente estudio se basa en la metodología desarrollada por la Universidad de Pavia mediante la idealización de pórtico equivalente, debido a la simplificación numérica y la reducción del esfuerzo computacional existente. En esta idealización se considera que el mecanismo resistente de la estructura está regido por la respuesta en el plano de los pilares, es decir, que la falla del edificio se debe al daño de los muros alineados en la dirección del sismo, por lo tanto, los mecanismos de falla fuera del plano no son considerados (Calderini, Cattari, & Lagomarsino, 2009; Magenes & Calvi, 1997).



2.2 Modelos de Pórtico Equivalente

Se han realizado varios estudios para evaluar la viabilidad de los diferentes modelos utilizados para los edificios de MNR, y determinar si, y bajo qué condiciones, se puede usar un modelo de pórtico equivalente para el diseño y / o fines de evaluación de estas edificaciones. En los cuales, se ha demostrado que, en lugar del enfoque de elementos finitos (EF) más detallado, el enfoque de pórtico equivalente, basado en la suposición de material isotrópico, puede ser utilizado de manera confiable para el análisis práctico de estructuras comunes de MNR con patrones regulares de aberturas (Kappos, Penelis, & Drakopoulos, 2002; Calderini, et al., 2009).

Este enfoque se basa en la identificación de elementos estructurales macroscópicos (macro-elementos como pilares y vigas-dintel), definidos por criterios geométricos en función del patrón de aberturas mediante elementos finitos, y desde un punto de vista estático, mediante fuerzas internas generalizadas. En esta metodología, las paredes se definen como pórticos idealizados, constituidos por los elementos deformables que se conectan a través de porciones rígidas (Amadio et al., 2011; Marques & Lourenço, 2011).

Los pilares conforman el sistema principal resistente a cargas verticales y laterales de la estructura y las vigas-dintel (elementos horizontales existentes sobre las aberturas de dos paredes alineadas verticalmente), conforman el sistema secundario resistente a las cargas laterales y acoplan la respuesta de pilares contiguos; además, influyen considerablemente sobre las condiciones de borde de los pilares, al permitir o restringir rotaciones, modificando significativamente la capacidad lateral de los pilares (Lagomarsino, Penna, Galasco, & Cattari, 2013)

En general, estos macro-elementos pueden ser uni-dimensionales o bi-dimensionales. En este trabajo se utiliza la idealización de la estructura en el programa Ruaumoko (Carr, 2007a) mediante la aproximación correspondiente a la familia de elementos que utiliza macro-elementos uni-dimensionales formados en los centroides de cada elemento estructural. Se pueden definir entonces: elementos uni-dimensionales con eje vertical para representar los pilares de MNR y elementos

uni-dimensionales con eje horizontal para representar las vigas-dintel (Jiménez, 2016; Amadio, et al., 2011).

El modelo de pórtico equivalente de una pared de mampostería común se muestra en la siguiente figura:

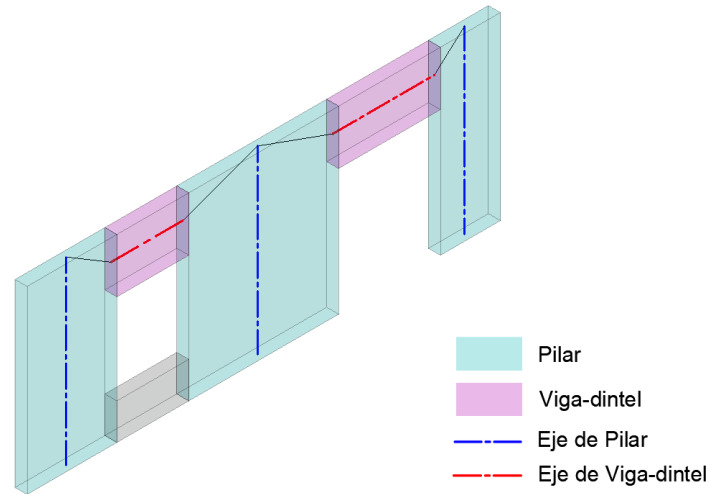


Figura 2.1 Identificación de los elementos estructurales de un muro de mampostería

Como señala Jiménez (2016), La altura deformable /efectiva para pilares (H_d) se evalúa mediante la Ecuación (2.1), que depende de la altura del pilar y las aberturas y conforme al esquema mostrado en la Figura 2.2.

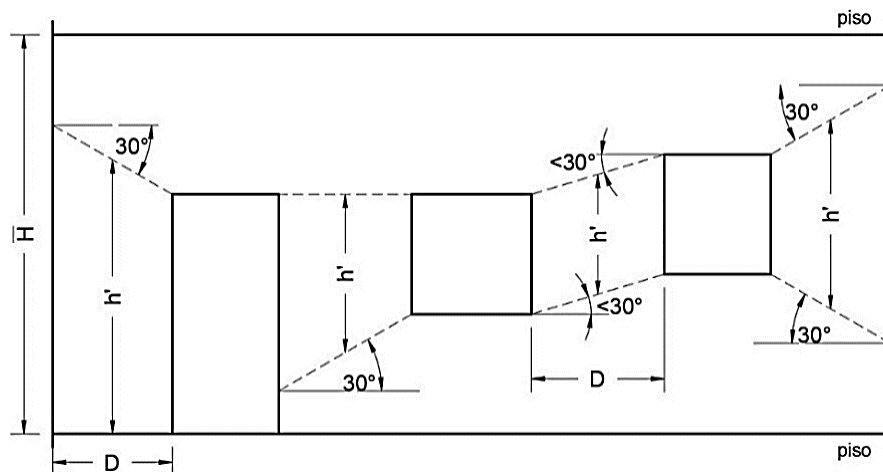


Figura 2.2 Criterio para definir h' y distribución de aberturas en paredes de mampostería

$$H_{eff} = h' + H_d \quad (2.1)$$

Donde,

H_{eff} : Altura deformable o efectiva del pilar.

h' : Altura calculada según los criterios de la Figura 2.2

H_d : término que acompaña a h' para obtener la altura efectiva, Ecuación (7.1).

$$H_d = \frac{1}{3}D \frac{\bar{H} - h'}{h'} \quad (2.2)$$

Donde,

D = Ancho del pilar (Figura 2.2).

\bar{H} = Altura de entrepiso (Figura 2.2).

Por otro lado, Las vigas-dintel son idealizadas por elementos ubicados en el centroide del elemento estructural que conecta a los centroides de los pilares. Estos elementos se conforman por dos extremos rígidos ($i-i'$ y $j-j'$) y una parte deformable ($i'-j'$), que coincide con la longitud de cada abertura como indica la Figura 2.3:

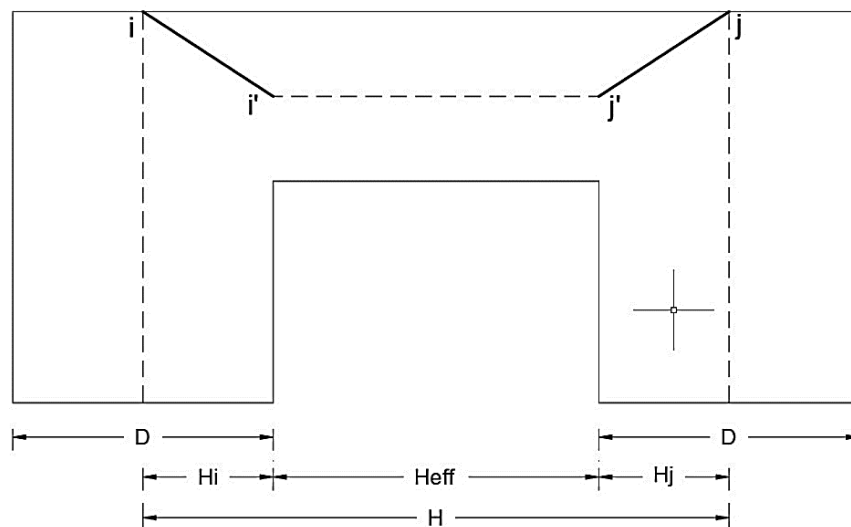


Figura 2.3 Idealización de los elementos viga-dintel

Como alternativa, se puede utilizar la implementación mediante macro-elementos tipo resorte desarrollado por Amadio, et al., (2011), que brinda mayor libertad en la modelación que al utilizar elementos tipo viga. Esto se debe a un amplio catálogo

de histéresis (y sus envolventes) disponible, lo que mejora la descripción de la respuesta inelástica a solicitaciones de corte (Jiménez, 2016; Carr, 2007a,b; Weggel, Boyajian, & Chen, 2007; Amadio, et al., 2011; Chen, Moon, & Yi, 2008). Esta metodología se explica a continuación:

2.3 Elemento no lineal tipo resorte

Ruaumoko-2D (Carr, 2007a,b) no dispone de elementos resorte específicos para definir el comportamiento a corte o flexión, sino de un elemento multi-resorte unidimensional de cuatro nodos, formado por dos vínculos rígidos en los extremos y una parte central deformable. Esta última parte incluye los resortes longitudinales(axial), transversales (corte) y rotacionales (flexión) (Figura 2.4).

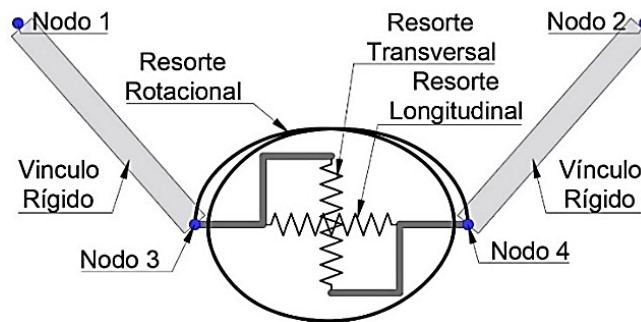


Figura 2.4 Elemento multi-resorte (multi-spring) de Ruaumoko-2D (Adaptado de Carr, 2007a,b)

Al asumir una rigidez infinita en un grado de libertad (GDL) del resorte, se elimina la deformación asociada a dicho GDL del elemento multi-resorte. De este modo, el elemento multi-resorte puede funcionar como un resorte de tipo específico.

Los macro-elementos permiten describir los modos de falla de los pilares y las vigas-dintel mediante su implementación a través de tres elementos tipo resorte. En este trabajo, se considera la deformación axial de todos los resortes, y se omite la deformación de flexión en el resorte central y la deformación de corte en los resortes extremos; definiendo de esta manera: resorte de corte y resortes de flexión, respectivamente (Figura 2.5).

La longitud del resorte de corte es insignificante mientras que la longitud de los resortes de flexión o rotulas plásticas (L_{ph} en la Figura 2.5) es necesaria para

analizar las rotaciones (Jiménez, 2016). Por este motivo, se toma el 10% de las longitudes deformables de cada elemento de MNR para definir la longitud de los resortes de flexión respectivos en base a la sugerencia de Paulay & Priestly (1992).

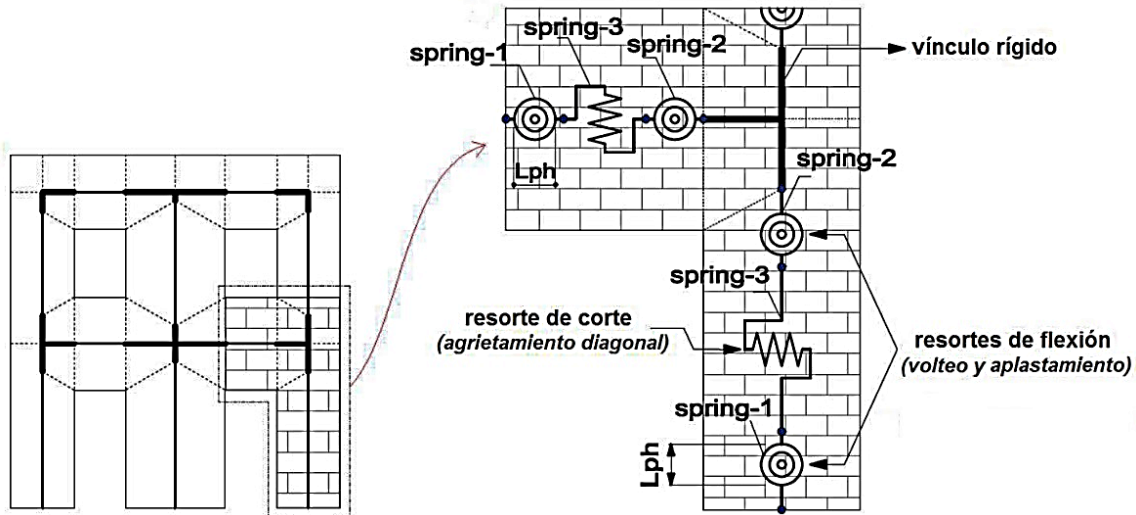


Figura 2.5 Modelo global propuesto para paredes de MNR e idealización de pórtico equivalente con macro-elementos no lineales tipo resorte (Jiménez, 2016)

El modelo cinemático de los elementos multi-resorte desarrollado por Amadio, et al. (2011) y Rinaldin, et al. (2016a, b) se toma como referencia, incluyendo los vínculos rígidos a cada elemento, como se evalúa en el trabajo de Jiménez (2016). El sistema de coordenadas locales de cada elemento multi-resorte queda definido mediante los GDL: u_1 , u_2 y ϕ , para el control de desplazamientos axial, transversal y angular en el plano, respectivamente (Figura 2.6).

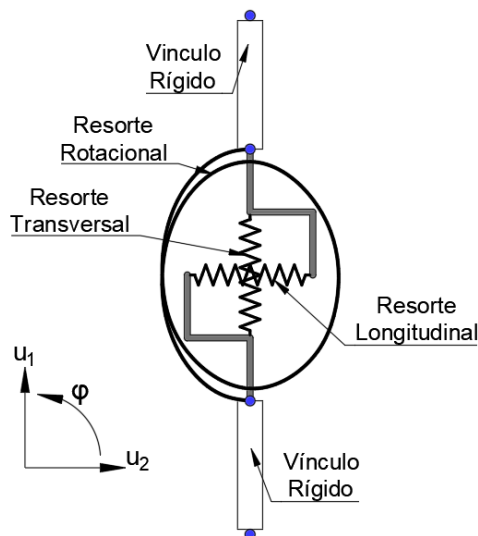


Figura 2.6 Elemento multi-resorte (vertical) con sus coordenadas locales

Los elementos multi-resorte se constituyen por tres componentes de rigidez elástica desacoplados $F_{e,i}=(N_e,V_e,M_e)$, y se define mediante una matriz de rigidez elástica local diagonal, de dimensión 3.

$$F_{e,i} = K_i u_i \quad (2.3)$$

$$K_i = \begin{pmatrix} k_{N,i} & 0 & 0 \\ 0 & k_{V,i} & 0 \\ 0 & 0 & k_{M,i} \end{pmatrix} \quad (2.4)$$

Donde, la rigidez axial, de corte y de flexión, con $i=1,2$ y 3 , corresponden a los resortes de la Figura 2.6:

- Rigidez axial ($k_{N,i}$):

$$k_{N,i} = 3 \frac{EA}{H_{eff}}, \quad \text{para } i = 1, 2, 3 \quad (2.5)$$

Donde,

E : módulo de elasticidad de la mampostería.

A : área de la sección transversal del elemento de MNR (pilar o viga-dintel).

H_{eff} : longitud deformable del elemento (pilar o viga-dintel) determinada con la Ecuación (2.1).

- Rigidez de corte ($k_{V,i}$):

$$\begin{aligned} a) \quad k_{V,i} &= k_{\infty}, \quad \text{para } i = 1, 2 \\ b) \quad k_{V,3} &= \frac{1}{\frac{H_{eff}^3}{12EI} + \frac{\chi H_{eff}}{GA}}; \quad c) \quad k_{V,3} = \frac{1}{\frac{H_{eff}^3}{3EI} + \frac{\chi H_{eff}}{GA}} \end{aligned} \quad (2.6)$$

Donde,

χ : 1.2 el factor de forma.

I : Momento de inercia de la sección transversal del pilar o viga-dintel.

G : Módulo de corte de la mampostería.

En la Ecuación 2.6a se define un valor de rigidez de corte que elimina la deformación de corte en los resortes 1 y 2, situados en los extremos de cada macro-elemento (springs 1 y 2 en la Figura 2.5). Las ecuaciones 2.6b y 2.6c, corresponden a la rigidez de corte para condiciones de borde: totalmente restringido y en cantiléver, respectivamente.

- Rigidez a flexión:

$$a) k_{M,i} = \frac{8 E I}{H_{eff}}, \quad \text{para } i = 1, 2, \quad \text{y} \quad b) k_{M,3} = k_{\infty} \quad (2.7)$$

En la Ecuación (2.7b), se indica un valor de rigidez que elimina la rotación a flexión del resorte 3 (spring 3 en la Figura 2.5).

2.4 Pilares y Vigas-Dintel

Tal como indica Jiménez (2016), *se puede hacer referencia a los modos de falla globales en los edificios de MNR identificados por Giuffré (1993):* 1) Mecanismo fuera del plano (volcamiento de las paredes perimetrales) por la conexión deficiente entre paredes y diafragma de piso. 2) Modo de falla en el plano de las paredes producido al garantizar una buena conexión (corte o flexo-compresión en pilares). El desarrollo general del presente trabajo está enfocado en el segundo mecanismo de falla mencionado; asumiendo que la edificación falla a partir del daño generado en pilares y vigas-dintel de las paredes alineadas en la dirección del sismo (mecanismos/modos de falla en su propio plano).

Entre los factores que inciden en el comportamiento de las edificaciones de mampostería mencionados en el trabajo de Lagomarsino et al. (2013), se encuentran las condiciones de borde de los elementos (pilares y vigas-dintel). A continuación, se detallan algunos aspectos relevantes sobre las mismas.

2.4.1 Condiciones de borde

Los muros de mampostería se conforman por elementos verticales (pilares), los cuales se acoplan por elementos horizontales (losas y/o vigas-dintel). El

acoplamiento de estos elementos estructurales puede categorizarse en función de la rigidez de los mismos, dando lugar a la siguiente categorización:

- 1) Acoplamiento débil: los desplazamientos son iguales en los pilares de cada piso, pero los elementos horizontales no transfieren momentos o fuerzas de corte significativas.
- 2) Acoplamiento intermedio: los elementos de acoplamiento transfieren momentos limitados.
- 3) Acoplamiento fuerte: los elementos verticales y horizontales desarrollan conjuntamente una respuesta de pórtico.

El grado de acoplamiento de los elementos estructurales se relaciona directamente con las condiciones de borde de los pilares. Tomažević (1999) clasifica a los edificios de MNR de muro portante en tres categorías:

- 1) paredes llenas en cantiléver (Figura 2.7).
- 2) paredes con aberturas y acoplamiento pilar débil – viga-dintel fuerte (Figura 2.8).
- 3) paredes con aberturas y acoplamiento pilar fuerte – viga-dintel débil (Figura 2.9).

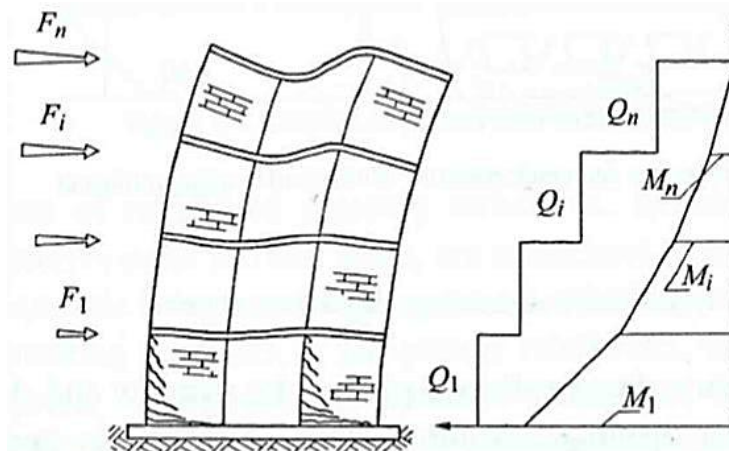


Figura 2.7 Variación de momentos, cortantes y esquema de deformaciones en paredes llenas en cantiléver con piso de losa flexible (Tomažević, 1999)

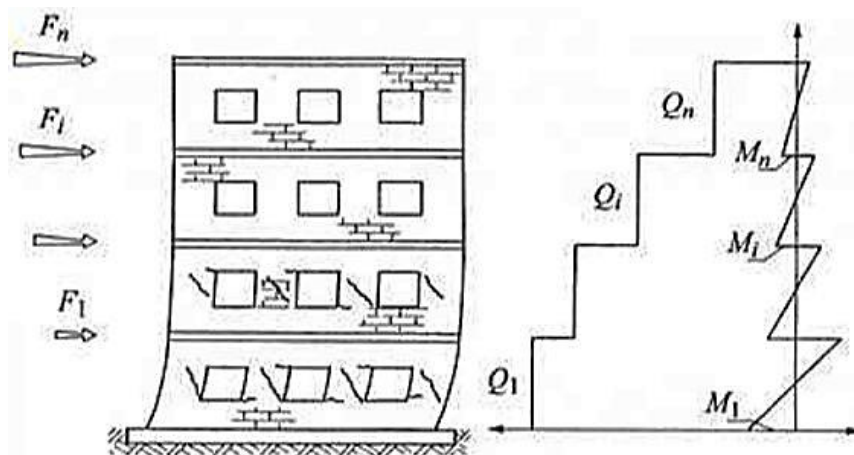


Figura 2.8 Variación de momentos, cortantes y esquema de deformaciones en tipología de pared con pilar débil-viga dintel fuerte (Tomažević, 1999)

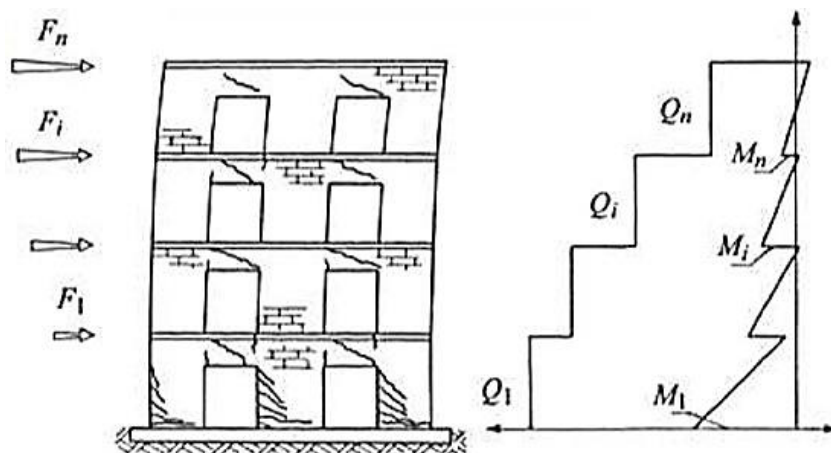


Figura 2.9 Variación de momentos, cortantes y esquema de deformaciones en tipología de pared con pilar fuerte-viga dintel débil (Tomažević, 1999)

Debido al emplazamiento de los edificios de MNR, su comportamiento ante cargas laterales suele ser asociado con la primera subtipología, en donde, las paredes no tienen aberturas y están conectadas por losas de piso, las cuales se consideran rígidas en su plano y flexibles en su dirección ortogonal. Estos elementos de acople distribuyen las cargas laterales en proporción a su rigidez, pero no existe transferencia de momentos y por este motivo los muros de mampostería desarrollan grandes momentos flexionantes.



Por otro lado, las condiciones de borde en edificaciones con tipología de paredes con pilar débil-viga dintel fuerte pueden compararse con la condición de pilares con extremos fijos y las condiciones de la tipología de paredes con pilar fuerte–viga-dintel débil pueden idealizarse como la de pilares en cantiléver (Tomažević, 1999).

Como resume Jiménez (2016), en el caso de las vigas-dintel las condiciones de borde tienen influencia sobre la demanda de desplazamientos de las vigas y pilares adyacentes, en la variación de la fuerza axial en las vigas y en los esfuerzos verticales producidos en los extremos de las vigas debido a los esfuerzos de compresión en los pilares. La adopción de una condición de borde específica para los pilares y las vigas-dintel de la tipología de estudio se basa en el trabajo de Jiménez (2016), en donde se idealiza a los elementos con una condición de borde semi-restringida.

2.5 Sistema de Piso

Los diafragmas del piso de madera son ampliamente reconocidos por tener un impacto significativo en la modelación y respuesta sísmica global de las edificaciones de MNR. Por lo tanto, su evaluación es crucial durante la evaluación sísmica y la modernización de los edificios de MNR (Wilson, et al., 2011). Nakamura, Derakhshan, Magenes, & Griffith (2016) señalan que generalmente:

El diseño y evaluación sísmica de las estructuras se lleva a cabo suponiendo que los diafragmas de piso y techo son rígidos en su plano. Los edificios de MNR poseen una flexibilidad de diafragma considerable; ocasionando que las paredes de corte cargadas en el plano tiendan a responder de forma independiente entre sí debido al acoplamiento y la transferencia de cargas entre paredes limitados (Penna, 2014). Por lo tanto, pueden presentarse múltiples modos dominantes a pesar de que los edificios MNR son típicamente de poca altura (pág. 1)

El grado de conexión existente entre paredes y las paredes con los sistemas de pisos tiene una influencia significativa en los mecanismos de falla en los edificios de MNR, tal como se menciona en la sección 2.4; A su vez, en el comportamiento e idealización de los diafragmas de entrepiso.



También se pueden diferenciar dos tipos de fuerzas en los diafragmas de piso: a) fuerzas inerciales inducidas por la aceleración del piso, responsables de los mecanismos de falla fuera del plano en las paredes ortogonales a la acción sísmica y b) fuerzas de transferencia originadas por las diferencias en los desplazamientos de las paredes (desde las paredes débiles hacia las fuertes) del esquema resistente a cargas laterales del edificio. El tipo de fuerza predominante depende del esquema resistente y de la geometría del edificio (Gardiner, Bull, & Carr, 2008).

Teniendo en cuenta los criterios definidos por Jiménez (2016), se supone una buena conexión entre paredes y paredes-diafragmas de piso y, consecuentemente, un comportamiento dominado por los mecanismos de falla en el plano (segundo modo de falla). Además, al considerar solamente las fuerzas de transferencia, el comportamiento del piso corresponde al de un diafragma sometido a corte simple.

2.5.1 Influencia de la rigidez de piso en la respuesta en el plano de paredes

En los diafragmas flexibles, la distribución de la carga lateral se da de manera proporcional al área de influencia de cada pared, ocasionando un comportamiento más independiente de las paredes a medida que el diafragma es más flexible. Esta hipótesis es fundamental en el presente estudio, considerando que existe cierta interacción entre paredes debida a la rigidez de corte del diafragma y la transferencia de cargas laterales, misma que no existe desde paredes falladas a las paredes resistentes en el caso límite de pisos infinitamente flexibles (Calderini C. , et al., 2012).

En la investigación de Calderini, et al., (2012) desarrollada sobre un edificio de un piso y un vano, y constituida por dos paredes con aberturas, P1 y P3, y dos paredes llenas, P2 y P4 como se indica en la Figura 2.10; las masas atribuidas a todas las paredes se consideraron iguales y la pared P1 se definió menos rígida que la pared P3. Al analizar un edificio con diafragma infinitamente flexible, cuando el pilar débil (P1) alcanza su capacidad máxima (falla) ya no existe transferencia de carga hacia el pilar más fuerte (P3), permaneciendo éste en su fase de comportamiento elástico. En cambio, cuando el diafragma es infinitamente rígido, los desplazamientos de P1

y P3 en un mismo punto de análisis revelan una diferencia leve, explicable por un cierto grado de torsión debido a que P1 y P3 no poseen la misma rigidez.

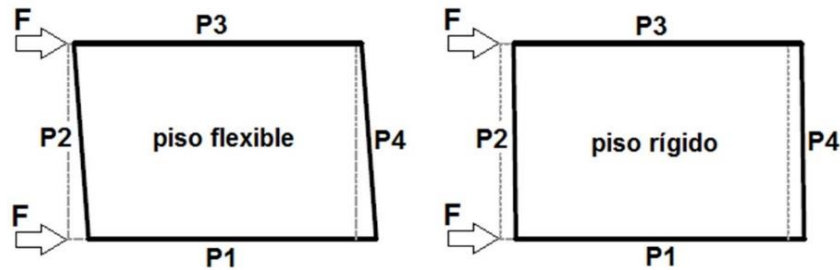


Figura 2.10 Esquema de análisis sobre edificio elemental (Adaptado de Calderini, et al., 2012)

Las conclusiones del trabajo desarrollado por Brignola et al. (2009) se dividen en tres casos: 1) Cuando las rigideces, resistencias y masas asociadas a los pilares son iguales (paredes resistentes idénticas), la rigidez a corte del diafragma de piso no es influyente; 2) si los pilares poseen propiedades mecánicas (rigidez y resistencia) iguales, pero las masas asociadas a cada pilar son diferentes, la transferencia de fuerzas se da desde las paredes menos cargadas a las otras; y 3) Finalmente, al tener paredes con diferentes propiedades de rigidez y/o resistencia, la transferencia de fuerzas se produce en cuantías más significativas. Por este motivo, la correcta estimación de la rigidez a corte del piso es fundamental.

2.5.2 Rigidez de corte del diafragma de piso

ASCE/SEI 41-17 (2017), expone una metodología para definir un diafragma flexible:

Cuando la deformación horizontal máxima del diafragma de piso (d) es mayor a dos veces la deriva promedio de entrepiso (u_m) de los pilares del esquema resistente a fuerzas laterales, $d > 2u_m$. Un diafragma se establece como rígido si d es menor a la mitad de u_m , $d < 1/2u_m$. En el caso de que un diafragma no sea catalogado como flexible ni rígido, es clasificado como diafragma rígido. (pág. 66)

Usualmente, el piso de madera existente en la edificación de estudio puede considerarse como un diafragma flexible cuando la deformación de las paredes es relativamente pequeña al compararse con la del piso. Cuando el edificio está sometido a la acción sísmica, cada pared resiste una fuerza lateral proporcional a

su masa tributaria asociada y la flexibilidad del diafragma tiende a desacoplar la masa del sistema de piso de la masa de las paredes del esquema resistente. Además, el diafragma puede excitar las paredes ortogonales a las resistentes, produciendo mecanismos de falla fuera del plano en caso de no existir un buen grado de conexión entre paredes y paredes- diafragma (Jiménez, 2016).

A continuación, se indica un esquema de la deformación de un diafragma de piso flexible ante una acción sísmica:

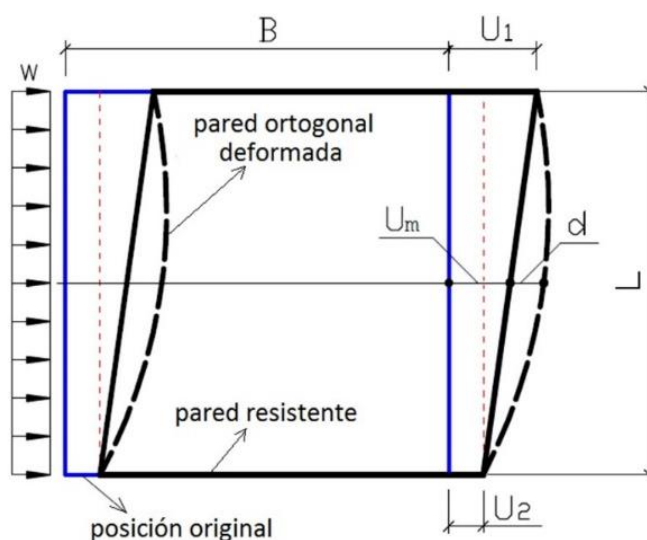


Figura 2.11 Configuración deformada de diafragma de piso flexible bajo acción sísmica (Jiménez, 2016)

Para considerar entonces la condición de diafragma flexible del piso existente en la edificación de estudio, se supone una buena conexión entre paredes y paredes-diafragma, se asume un segundo modo de falla global y se desprecia la deflexión del diafragma de piso (d), ignorando el efecto de flexión que se produce en el diafragma. Resulta entonces que la deformada del diafragma depende únicamente del desplazamiento lateral relativo de las paredes del esquema resistente a fuerzas laterales, tal como se ilustra en la Figura 2.12.

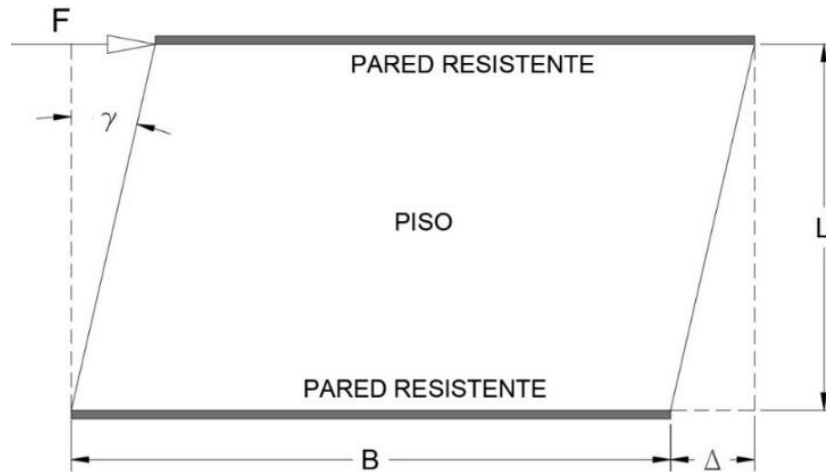


Figura 2.12 Idealización del comportamiento de corte simple en diafragma de piso

La formulación para evaluar la rigidez a corte del diafragma de piso con la carga lateral paralela a las viguetas (K_d), se deduce en base al esquema de la Figura 2.12:

$$\gamma = \frac{\Delta}{L}; \quad \tau = \frac{F}{k B t} \quad (2.8)$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \rightarrow G = \frac{F \lambda L}{\Delta B t}, \quad \frac{F}{\Delta} = K_d \quad (2.9)$$

$$K_d = \frac{G B t}{\lambda L} \rightarrow K_d = \frac{G_{eq} B t}{\lambda L} \quad (2.10)$$

Donde,

B : dimensión del diafragma paralela a la carga.

L : dimensión del diafragma perpendicular a la carga.

t : espesor del diafragma.

$\lambda = 1/k$: factor de forma; para secciones rectangulares, $\lambda = 1.2$.

G : módulo de corte.

G_{eq} : módulo de corte equivalente, parámetro que posibilita la evaluación de la rigidez a corte del diafragma de piso sin considerar su geometría. Siendo de esta manera, fundamental para caracterizar sísmicamente el macro-elemento de piso. Este valor



se obtiene través de procedimientos analíticos o experimentales como se detalla en la sección 3.4.2.

En un análisis convencional, se analiza el comportamiento sísmico de la edificación, en sus dos direcciones ortogonales, lo que implica que, al evaluar el comportamiento de la estructura en la primera dirección, el piso trabaja con las viguetas paralelas al sentido de la carga y al analizar la segunda dirección, el piso trabaja con las viguetas colocadas en el sentido perpendicular a la carga. La condición de ortotropía de los pisos de madera se ha ignorado en muchos trabajos experimentales, asumiendo erróneamente que la rigidez a corte del piso con la carga paralela a las viguetas es igual a la rigidez del mismo cuando la carga actúa en sentido perpendicular a las viguetas (Jiménez, 2016).

La rigidez a corte del diafragma de piso con carga lateral perpendicular a las viguetas se puede formular en términos de la rigidez a corte con la carga lateral paralela a las viguetas, tal como indica Jiménez (2016), de la siguiente manera:

$$K_{d\perp} = K_{d\parallel} \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}} \right)^2 \quad (2.11)$$

Donde,

$K_{d\perp}$: Rigidez del diafragma de piso sujeto a una carga perpendicular a las viguetas.

$K_{d\parallel}$: Rigidez del diafragma de piso sujeto a una carga paralela a las viguetas.

L_{\perp} : Longitud del tablero de piso perpendicular a la carga.

L_{\parallel} : Longitud del tablero de piso paralelo a la carga.

Puesto que las viguetas se disponen en dirección al vano de menor dimensión del tablero, Jiménez (2016) señala que la ecuación de la rigidez a corte con la carga lateral perpendicular a las viguetas puede reescribirse de la siguiente manera:

$$K_{d\perp} = K_{d\parallel} \left(\frac{\text{Dimensión Mayor}}{\text{Dimensión Menor}} \right)^2 \quad (2.12)$$



3 DEFINICIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN PROTOTIPO

3.1 Reseña histórica de la evolución constructiva en la Ciudad de Cuenca

Existe una gran cantidad de edificios de MNR en todo el mundo, incluyendo monumentos históricos y culturales. En investigaciones recientes, se ha demostrado que las edificaciones del CHC son altamente vulnerables ante la ocurrencia de un sismo, con alrededor de 60 000 habitantes (Jiménez, et al., 2018) y, como resultado, existe una gran necesidad de proponer técnicas de evaluación y adaptación sísmica adecuadas (Yamaguchi, Zamani Ahari, Naka, & Hanazato, 2016).

Estas edificaciones son importantes para cubrir la necesidad de vivienda y dar apoyo a los ciudadanos. Además, tienen un gran valor arquitectónico e histórico. Sin embargo, envejecen y requieren trabajos de conservación e incluso reacondicionamiento estructural. Se debe tener en cuenta el caso crítico del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca, debido a que se encuentra en un área vulnerable, y la ocurrencia de un evento sísmico puede causar daños significativos a las edificaciones y las pérdidas asociadas (Jiménez, 2002).

La caracterización de la tipología de edificación de estudio, se realiza en base al análisis de estudios previos para entender el proceso de crecimiento físico y desarrollo urbano de la ciudad de Santa Ana de los Ríos de Cuenca, desde su fundación, el 12 de abril de 1557, e identificar las características predominantes de las edificaciones del CHC (Jiménez, 2002; Chérres & Peñafiel, 2000; Rivera & Moyano, 2002; Caldas & Sigcha, 2017).

La etapa colonial de la ciudad de Cuenca, se ve reflejada en la existencia de numerosos templos religiosos, asemejando la ciudad a un conjunto de aldeas dispersas con sus respectivos templos como núcleos y no es hasta el siglo XVIII que la ciudad se extiende considerablemente, consistiendo por lo general en construcciones de una planta de adobe y teja (Jiménez, 2002).

En la época republicana, las edificaciones adquieren influencias europeas; las fachadas cambian con estilo neoclásico, se adoptan modelos franceses de



planificación urbana, se incorporaron nuevos materiales constructivos y a mediados del siglo XIX se empieza a utilizar la madera como material de entrepisos.

En 1765, las casas se constituyen principalmente de adobe y de ladrillo crudo con barro, generalmente de un piso y apenas en 1778, comienzan a aparecer algunos edificios de baja altura; a tal punto, que en la década de los 40, el promedio de las edificaciones emplazadas en la parte central de la ciudad era de dos pisos, y en la zona perimetral se asentaban las construcciones de un piso.

La década de los 50, marca un hito en el ámbito constructivo de la ciudad de Cuenca; en esta época se evidencia un crecimiento significativo debido a que la clase alta se desplaza hacia El Ejido, quedándose en el centro de la ciudad, los barrios tradicionales; De esta manera, se observa una demarcación de las zonas de la ciudad de acuerdo al estatus social, la cual crece desmesuradamente desde los años 70 debido al auge de la construcción y el proceso de industrialización.

A continuación, se indican sucesos históricos en el ámbito constructivo de la ciudad de Cuenca, recopilados de Jiménez (2002), Chérres & Peñafiel (2000), Rivera & Moyano (2002) y Caldas & Sigcha (2017) (Tabla 3.1, Tabla 3.2, Tabla 3.3, Tabla 3.4 y Tabla 3.5):

Tabla 3.1 Materiales Constructivos

Materiales constructivos	
< 1950	Las edificaciones de MNR eran construidas con adobe y bahareque.
1950	Aparece el ladrillo artesanal como material de construcción. Las construcciones eran mixtas: ladrillo con adobe y bahareque.
1960	Se impone el ladrillo como material de construcción. Aparece el ladrillo de fábrica producido por LACESA en la ciudad de Cuenca: es hueco y la creencia común de que se trata de un ladrillo “dedil”, limita su uso a la tabiquería de edificios.
1970	Uso exclusivo del ladrillo como material de construcción para paredes.
1990	La calidad de los ladrillos se reduce debido a la práctica artesanal de mezclar la tierra cruda con aserrín.



Tabla 3.2 Espesor de Paredes

Espesor de paredes	
< 1940	Paredes de adobe que variaban entre 50 a 120 cm.
1940	Los espesores disminuyen y se estandarizan al pasar de los años, llegando a oscilar entre 30 y 80cm.
1950	Los espesores disminuyen a 20 y 40 cm. Se reduce el espesor de las paredes a 20 y 30 cm (Aparece ladrillo de fábrica). Se pueden ver patrones comunes de edificación:
1960	<ol style="list-style-type: none">1) Las casas de un piso con paredes de 20cm2) Edificaciones de dos y tres pisos con paredes de 30cm el piso bajo y 20cm los pisos altos3) Casas con paredes exteriores de 30cm e interiores de 20cm
1970	Predominancia de edificaciones con paredes de 20cm.
1980	Se deja de producir el ladrillo de 20cm y las paredes se reducen a 15cm.

Tabla 3.3 Tipología de viviendas

Tipología de viviendas	
<1950	Un piso (comunes): Muros perimetrales de adobe y paredes interiores de bahareque. Dos y tres pisos: Paredes de bahareque en los pisos superiores apoyadas sobre muros de adobe de la planta baja. Ocasionalmente, se utilizaba vigas solera de madera como amarre en las paredes de la edificación, que también serviría como apoyo para la cubierta; en las puertas y ventas se colocaban dinteles o a veces marcos de madera, pero como se desconfiaba de estos elementos se procuraba que las aberturas de puertas y ventanas sean pequeñas y en mínima cantidad.
1950	Aparece esporádicamente el sistema mixto ladrillo-adobe o ladrillo-bahareque, con inclusión de dinteles de hormigón armado. El uso del ladrillo se vuelve predominante.
1960	Surgen las cadenas horizontales de hormigón armado como elemento de amarre y empiezan a utilizarse a la par con el dintel de hormigón.
1970	El uso de cadenas horizontales se vuelve predominante en comparación con el uso de dinteles sueltos.
1980	Aparece la mampostería confinada (cadenas horizontales y verticales de hormigón).

Tabla 3.4 Alturas de Entrepiso

Alturas de Entrepiso	
< 1950	Las alturas de entrepiso son considerables, y el rango de variación es bastante amplio: 3m – 5m.
1960	La altura de entrepiso disminuye entre 3 y 4 metros.
1970	La utilización del ladrillo produce que las alturas de entrepiso se acorten y estandaricen con una variación de 2.5 y 2.9 m.
1980	Las alturas de entrepiso se disminuyen levemente a un rango de 2.3 a 2.7m

Tabla 3.5 Sistema de Piso

Sistema de Piso	
< 1970	El sistema predominante es el envigado de madera (normalmente de eucalipto) con secciones de 12x14, 14x16 hasta 18x20 apoyadas sobre las paredes y dispuestas cada 60cm – 80cm; sobre el cual, se asienta transversalmente un tramado de tiras de 4x4 hasta 8x8 separadas entre ellas 45cm aproximadamente, soportando el entablado.
1970	Se empieza a utilizar el hormigón como material para losas de entrepiso en los espacios destinados a sala, cocina y baños, generando sistemas mixtos de entrepiso. El piso de madera sigue siendo más económico que la losa de hormigón.
1990	Aproximadamente desde hace 20 años se empezó a utilizar nuevos sistemas de piso, como losas prefabricadas de hormigón o aquellos sistemas que incorporan por ejemplo, placas galvanizadas NOVALOSA o perfiles metálicos a las losas de hormigón.

3.2 Descripción del patrimonio edificado en el CHC

Con base en la investigación de Chérres & Peñafiel (2000), Jiménez (2002) y Jiménez et al. (2018), se puede delimitar el área de estudio mediante la información obtenida de la Base de Datos de Catastros de la Ciudad de Cuenca correspondiente al CHC: sectores catastrales 01-02, 02-02 y 02-03, correspondientes a las parroquias urbanas: El Sagrario, Gil Ramírez Dávalos y San Blas. También se establecen cuatro tipologías generales de edificación existentes en el CHC (Figura 3.1): 1) Mampostería No Reforzada de Adobe (MNR-A), 2) Mampostería No Reforzada de Ladrillo (MNR-L) 3) Mampostería de Ladrillo con Vigas de Atado perimetral (MVA-L), y 4) Mampostería de Ladrillo Confinada (MC-L) con un marco (cadenas horizontales y verticales) de hormigón armado.

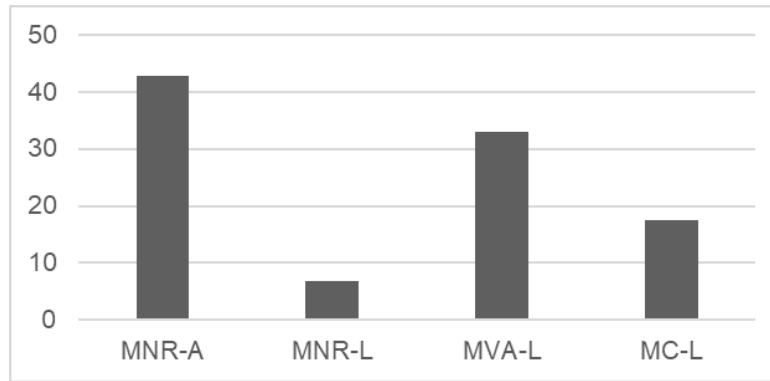


Figura 3.1 Porcentaje de edificaciones según la tipología en el CHC (Jiménez, et al., 2018)

La Figura 3.2, muestra un Mapa desarrollado por Jiménez et al., (2018), e indica la evolución constructiva en el CHC y se desarrolló en base a la identificación de algunos sucesos relevantes con relación a las tecnologías constructivas del CHC.

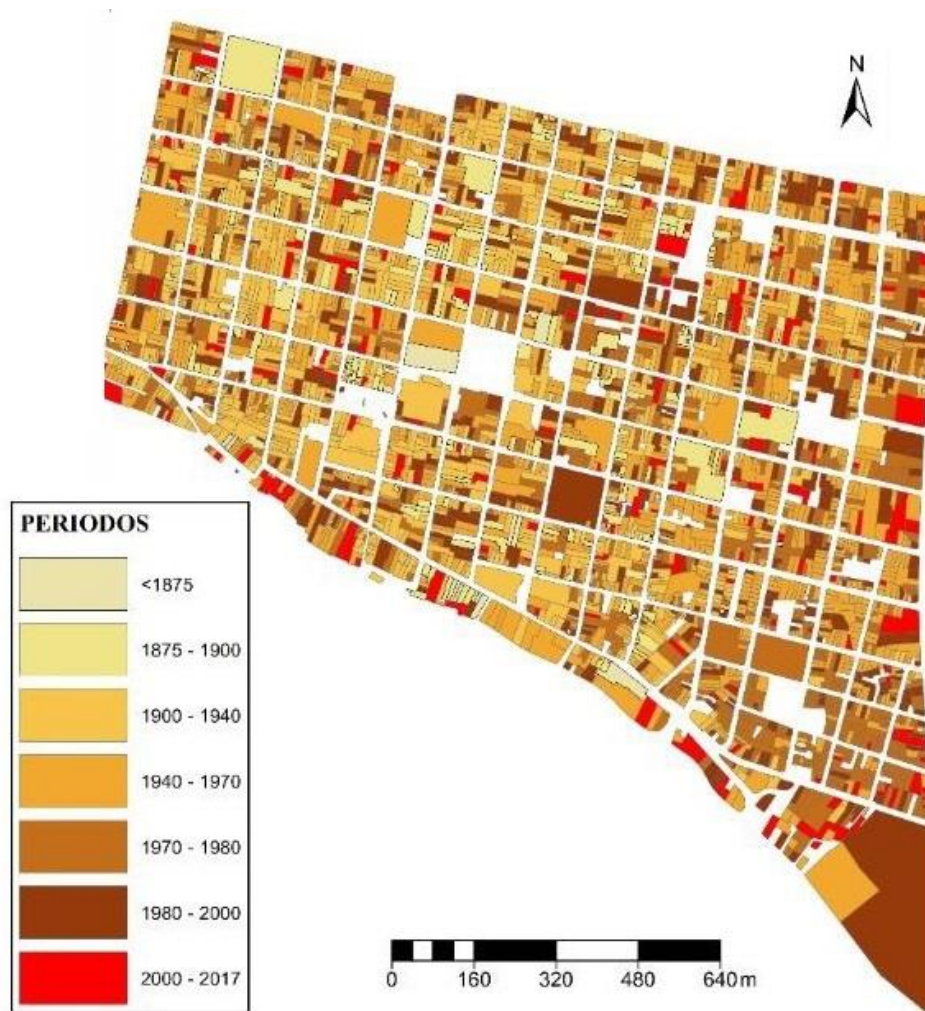


Figura 3.2 Mapa de evolución de tecnologías y materiales constructivos del CHC. (Jiménez, et al., 2018)

Las edificaciones de influencia *moderna* construidas en el CHC, obedecen a una perspectiva de optimización del uso de los espacios, ya sea mediante nuevos esquemas funcionales o la introducción de nuevos materiales. Es así que, a mediados del siglo XX, se empieza a utilizar el ladrillo unido mediante cal y arena; aunque al principio, su uso se limitaba a las edificaciones de orden público y a familias de altos recursos económicos, y se fue extendiendo paulatinamente desde la construcción de fachadas hasta emplearse en todas las paredes de las viviendas. En la década del 60, con la instalación de la fábrica de cemento Guapán en Azogues, se propicia el uso del cemento en la construcción de viviendas al reducir el costo del material en la ciudad (Rivera & Moyano, 2002).

De la recopilación realizada por Caldas & Sigcha (2017), el material predominante en los muros de las edificaciones del CHC corresponde al adobe y en segundo lugar al ladrillo; las estructuras de cubierta son mayoritariamente de madera, recubiertas por teja de barro de fabricación artesanal, aunque también son de uso común las cubiertas de vidrio y ladrillo (terrazas); el material de entepiso utilizado comúnmente es la madera (Figura 3.3).

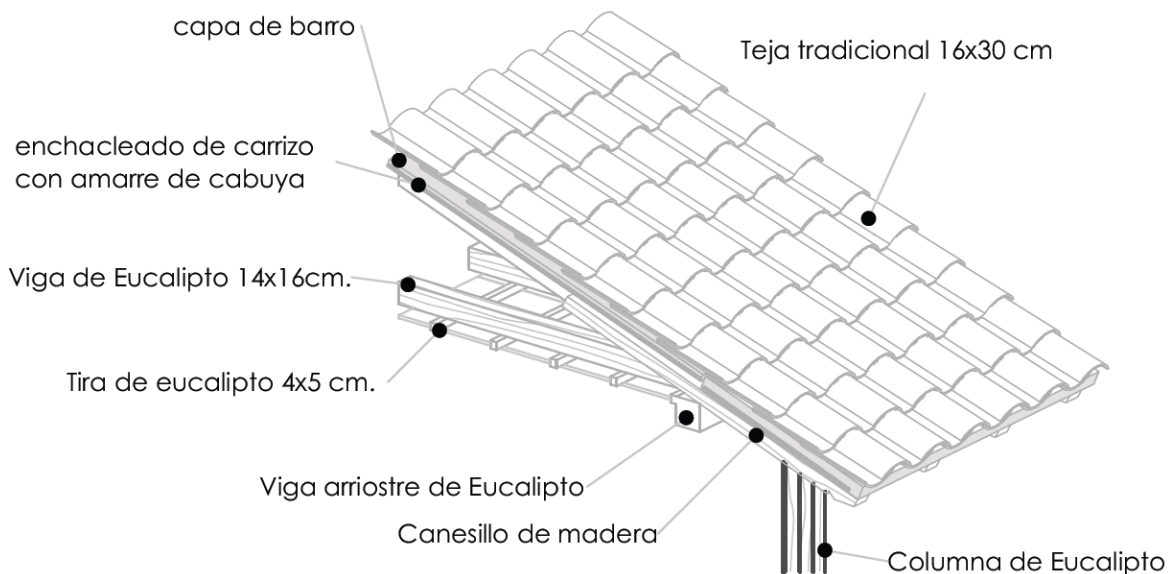


Figura 3.3 Detalle de cubierta de madera y teja (Caldas & Sigcha, 2017)

La construcción de terrazas se volvió común en el CHC debido a la necesidad de un espacio libre; al frente, por temas estéticos y de distracción social (observar desfiles, y novedades de aquella época) y en la parte posterior, las terrazas se diseñaban para fines familiares. Las terrazas se conformaban por vigas de madera y una cama sobre madera con cantoneras, usualmente apoyadas sobre las paredes de ladrillo. Sobre la madera, se colocaba barro para aislar la primera capa de ladrillo (de obra), y finalmente se colocaba una segunda capa de ladrillos con mortero de cal o cemento (Chassi, Peñafiel, & Serpa, 1982; Rivera & Moyano, 2002). En la Figura 3.4 se muestra un esquema de terraza típica del CHC:

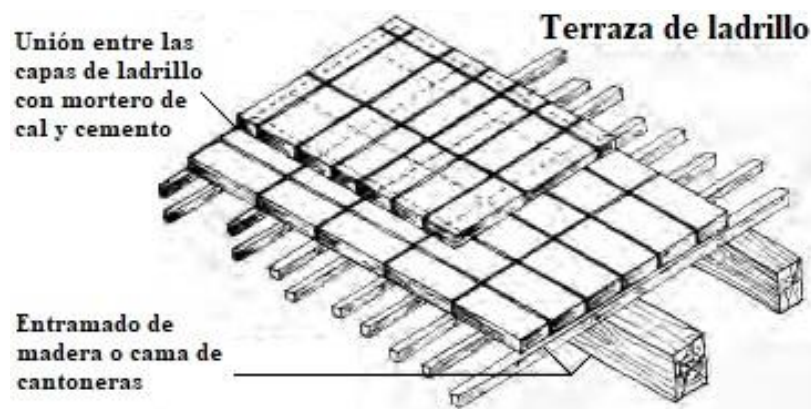


Figura 3.4 Detalle de una terraza de ladrillo, típica del CHC (Rivera & Moyano, 2002)

En esa época las paredes de ladrillo unido con cal eran suficientes debido a su resistencia y la corta longitud de los vanos; cuando estos últimos eran grandes, se construía una estructura especial de hormigón. Las paredes resistentes en una vivienda común eran de 30cm e intermedias de 15cm (Rivera & Moyano, 2002).

De la clasificación desarrollada por Rivera & Moyano (2002), que se desarrolla mediante una valoración de 119 edificaciones construidas entre los años 1950 y 1965 en función de su valor estético (con respecto a las edificaciones actuales) y el estado de conservación de sus características originales, se identifica que las edificaciones predominantes de aquella época corresponden a aquellas emplazadas en el CHC. De acuerdo a la clasificación mencionada, se toma un tipo de construcción denominada “Dos cuerpos con retranqueo”, caracterizadas por ser de 2 o 3 pisos, cuya fachada se retranquea para dar lugar a balcones cubiertos por

aleros o marquesinas. Dentro de esta tipología, se identifica la vivienda de la familia Donoso-Guzmán construida en el año de 1958.

3.3 Descripción de la edificación prototipo

La casa Donoso-Guzmán (Figura 3.5), construida en el año 1958 mayoritariamente con paredes de ladrillo y a pesar de tener algunos elementos de hormigón, fue elegida como edificación prototípica ya que cuenta con algunas características representativas de la época (1950-1965) que se pueden observar en un numeroso grupo de viviendas del CHC (i.e., la distribución de sus paredes, forma alargada). Esta vivienda posee tres plantas y una entrada lateral que permite el ingreso a dos departamentos independientes emplazados en las plantas altas, dejando la planta baja separada para uso exclusivo de los dueños.



Figura 3.5 Casa Donoso-Guzmán ubicada en la Calle Mariscal Sucre 12-83 (Cuenca - Ecuador)

En este estudio, solamente se consideran dos plantas, ya que la mayoría de viviendas de MNR del CHC tienen esta característica. Los espacios de esta vivienda están destinados a actividades específicas; sin embargo, los espacios como el hall se conservan abiertos para mantener iluminación y globalizar espacios (Rivera & Moyano, 2002).

La casa Donoso-Guzmán está construida principalmente por muros de ladrillo de 30 cm de ancho. Los entrepisos se conforman por una estructura de madera y entablado simple. El hall y la terraza se conforman por vigas de maderas cruzadas que soportan vidrio o ladrillo, respectivamente. La cubierta está construida con estructura de madera y recubierta por teja de fabricación artesanal.

Teniendo en cuenta que la mayoría de edificaciones del CHC de aquella época poseen dos plantas, en este estudio, se consideran solamente los dos primeros pisos de la vivienda con sus características intactas. Las dimensiones y distribución de las paredes, pisos y cubierta se obtienen de los planos de la vivienda, adquiridos mediante la RSA (Figura 3.6).

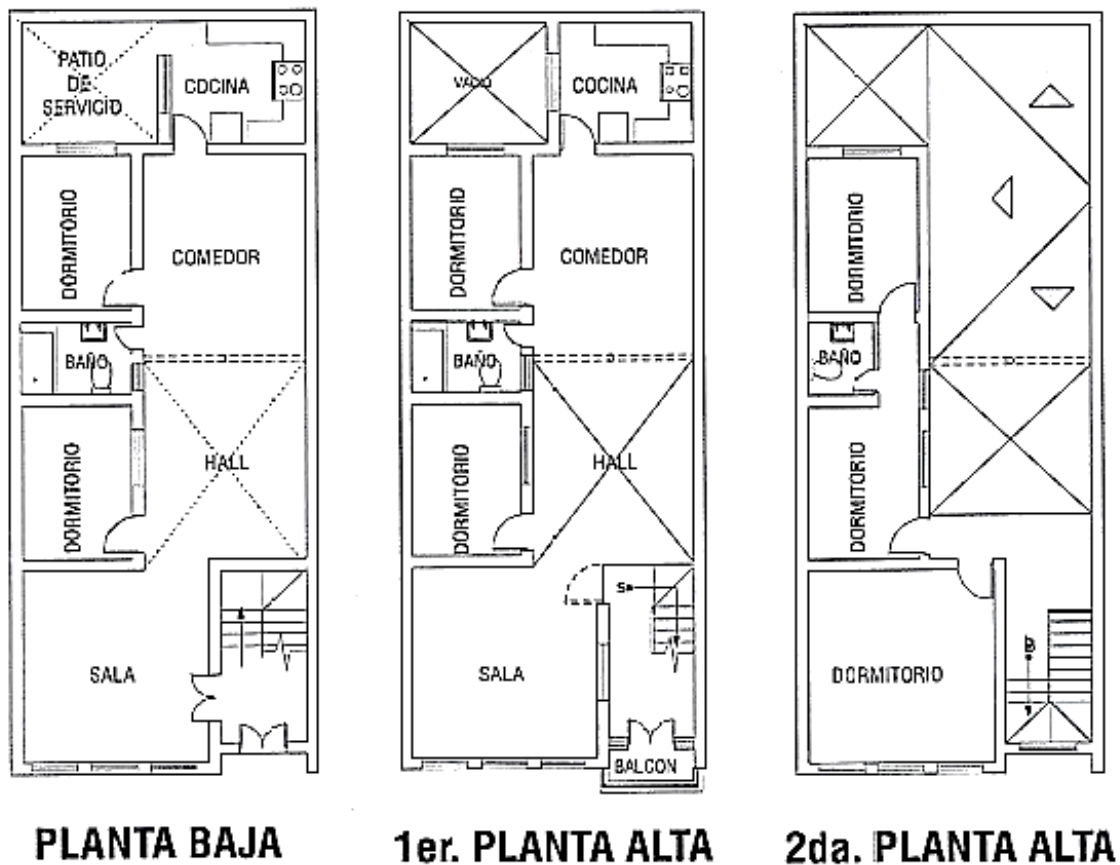


Figura 3.6 Esquema de las plantas de la edificación (Rivera & Moyano, 2002)

En la Figura 3.7 se puede ver el detalle definido para el modelo considerado de las dos plantas de la edificación.

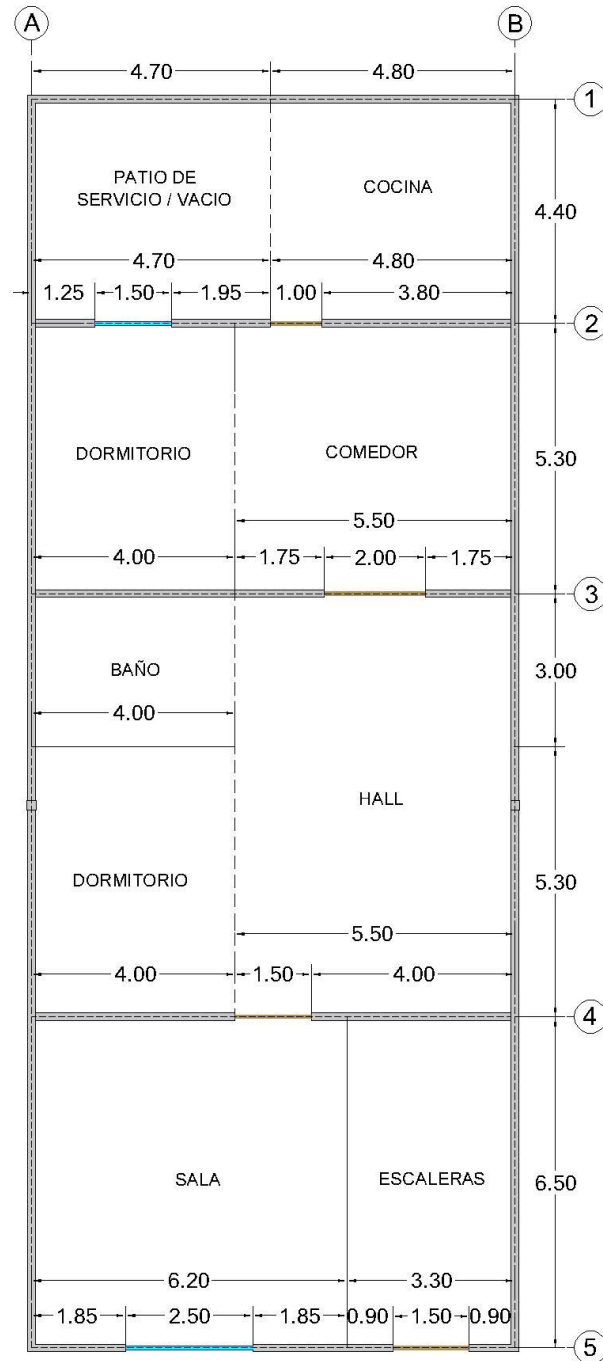


Figura 3.7 Detalle primera y segunda planta de la edificación

En orden de representar de mejor manera los usos reales de cada dependencia de la vivienda, el sistema de entrepiso se dividió para incorporar los espacios vacíos de pozos de luz, hall y escaleras. A continuación, la Figura 3.8 ilustra la distribución del sistema de piso y la orientación de las viguetas de piso en cada vano (dirección más corta de cada vano):

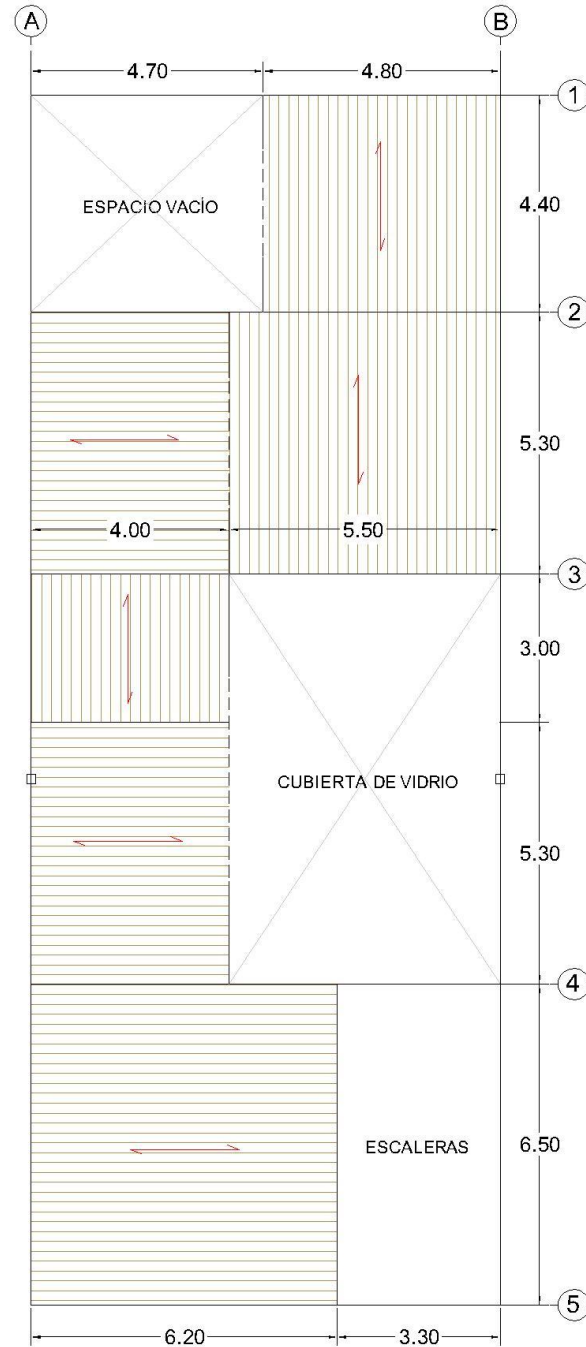


Figura 3.8 Distribución del sistema de piso y orientación de las viguetas

Con el objetivo de identificar la distribución del sistema de cubierta en la vivienda, se usa el Visor del Geo-portal web del Gobierno Autónomo Descentralizado (GAD) Municipal del Cantón Cuenca. En la Figura 3.9 se observa que la cubierta no es homogénea. Existen partes de la edificación en donde se han construido terrazas y otros espacios en donde la cubierta es de vidrio o de teja.



Figura 3.9 Imagen Aérea de la edificación del CHC (Geo-portal del GAD Municipal Cantón Cuenca)

La Figura 3.10 ilustra la segmentación del sistema de cubierta empleada en la modelación y el cálculo de rigidez a corte para el diafragma flexible de cubierta.

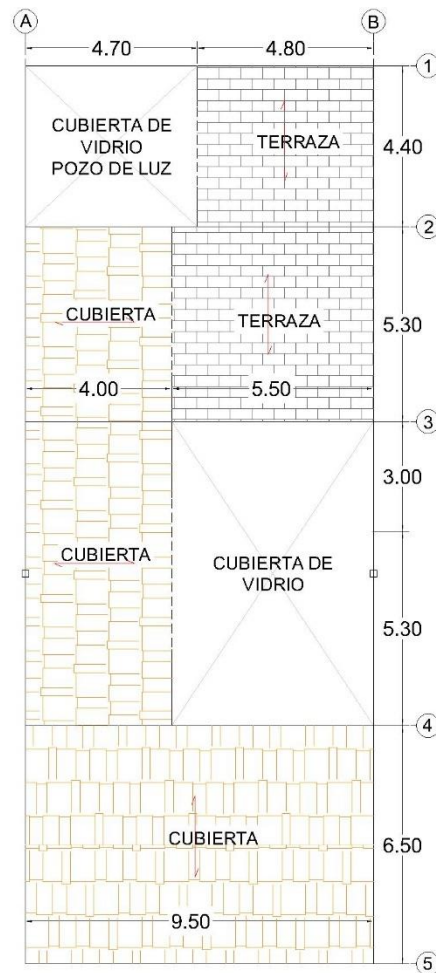


Figura 3.10 Distribución del sistema de cubierta y orientación de las viguetas

La Figura 3.11 ilustra la estructura básica y típica del sistema de cubierta de madera mediante soleras que soporta un “enchacleado de carrizo y barro” y finalmente, se colocan las tejas de barro cocido. (Chassi, et al., 1982).

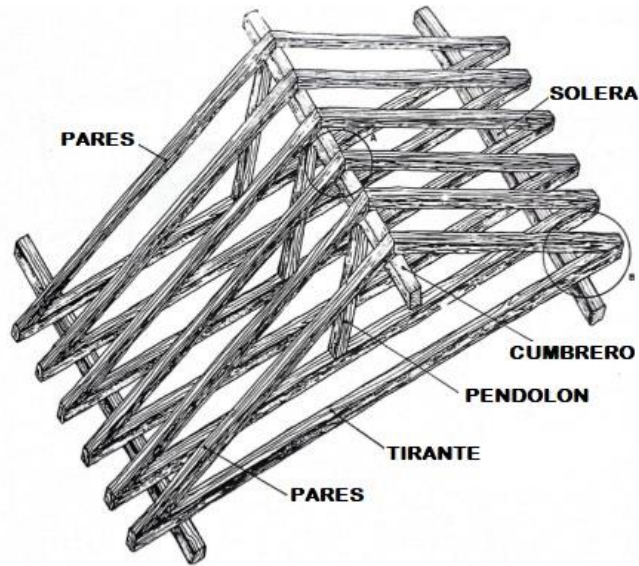


Figura 3.11 Sistema de Cubierta de madera (Chassi, et al., 1982)

Las terrazas (Figura 3.12) se construyen con vigas de madera que soportan una cama con cantoneras clavadas y una capa de ladrillos de obra de 3.5 cm de espesor sujetado con barro. Finalmente, se coloca una segunda capa de ladrillo de media obra con mortero de cal o cemento (Rivera & Moyano, 2002).

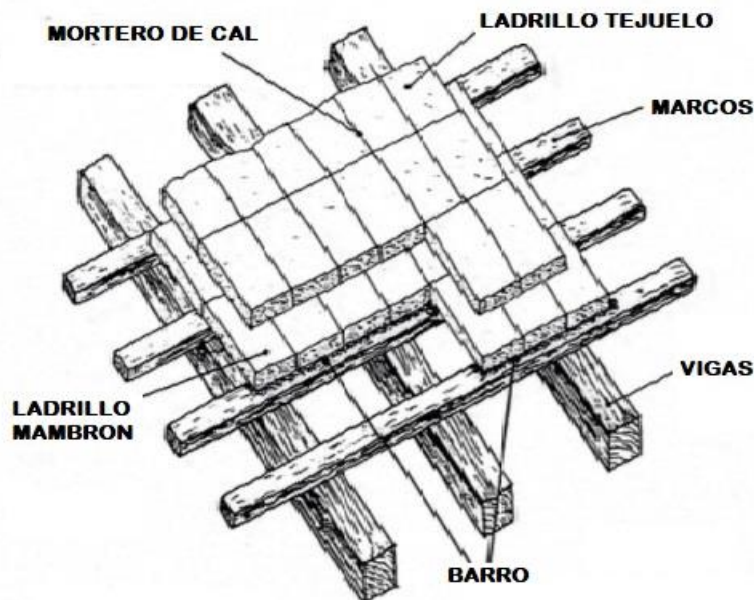


Figura 3.12 Cubierta de terraza (Chassi, et al., 1982)

3.4 Propiedades físicas y mecánicas de los materiales

Para la implementación de los modelos requeridos en el presente estudio, es necesario definir tanto las propiedades físicas y mecánicas de los materiales como las cargas debidas al peso propio. A continuación, se especifican las características necesarias de los materiales principales que conforman el sistema estructural, es decir: madera y vidrio para pisos y cubiertas; ladrillo y mortero para paredes y terrazas. En este punto, se debe tener en cuenta la existencia de unidades de ladrillo de fabricación artesanal e industrial, los cuales se debe considerar si se espera llevar a cabo un análisis paramétrico del comportamiento de la estructura.

3.4.1 Paredes de Mampostería

Con el objetivo de establecer valores apropiados, y debido a la escasez de ensayos realizados sobre paredes de edificaciones del CHC, se han tomado las recomendaciones señaladas en algunos códigos y artículos científicos. Las propiedades utilizadas en las paredes de mampostería son: módulo de elasticidad E_m , módulo de corte G_m , resistencia a compresión simple f'_c , resistencia a corte f'_v , peso específico γ , resistencia a la tensión de la unidad de ladrillo f_{bt} , coeficiente de fricción interna de la junta de mortero μ , cohesión de la junta de mortero c .

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

La resistencia a la compresión de la mampostería f'_m depende de diversos factores, por ejemplo, la resistencia de las unidades de ladrillo y las juntas de mortero, su curado y mano de obra. Se ha establecido un valor resistencia a compresión, tanto para las unidades de fabricación artesanal, así como para las unidades de fabricación industrial. La determinación de los valores adecuados se ha realizado en base a los valores obtenidos en la Universidad de Pavia y el Centro Común de Investigación de la Comunidad Europea en Ispra (Magenes & Calvi, 1997) y la evaluación comparativa de los valores obtenidos en diferentes estudios realizados en edificaciones de MNR de países con metodologías constructivas a las del CHC (Meli & Reyes, 1971; Flores, Sánchez-Tizapa, Arroyo, & Barragán, 2012;

Gonzales, 2016; Vargas, 2016) y los resultados obtenidos en estudios desarrollados sobre edificaciones de la ciudad de Cuenca (Andrade & Fernández, 1973; Cárdenas & Cabrera, 1990; Arias & Espinoza, 1990; Arias & Durán, 1992; Neira & Ojeda, 1992; Zalamea, 2012; Angumba, 2016); determinando que la resistencia aproximada de las unidades de fabricación artesanal oscila en un rango de valores cercanos a $2.5 MPa$ [$24.53 kg/cm^2$], y la resistencia de las unidades de ladrillo de fabricación industrial, varía entre valores cercanos a $6 MPa$ [$58.86 kg/cm^2$].

Módulo de Elasticidad (E_m)

Una metodología fácil de estimar el módulo de elasticidad es a través de un enfoque empírico, el cual relaciona al módulo de elasticidad con la resistencia a la compresión de la mampostería. En algunas normativas se proponen metodologías empíricas, que relacionan directamente la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m con el módulo de elasticidad:

Tabla 3.6 Fórmulas empíricas adoptadas para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería

Norma	Módulo de elasticidad E_m
ACI 530	$E_m = 700 * f'_m$
NEC-SE-MP (Ecuador)	$E_m = 750 * f'_m \leq 20\,000 MPa$
NMX-C-464-ONNCCE-2010 (México)	$E_m = 600 * f'_m * \text{cargas corta duración.}$ $E_m = 350 * f'_m * \text{cargas sostenidas.}$
Norma Técnica E.070 2006 (Perú)	$E_m = 500 * f'_m$

En este trabajo, se ha optado por elegir un valor promedio, es decir el valor de módulo de elasticidad de 500 veces la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m . De este análisis se obtienen valores de módulo de Elasticidad de $1250 MPa$ [$12262.50 kg/cm^2$] y $3000 MPa$ [$29430.00 kg/cm^2$] correspondientes a unidades de ladrillo de procedencia artesanal e industrial, respectivamente.

Módulo de corte (G_m)

Para el módulo de corte G_m , se toma 40% del módulo de elasticidad E_m ; tal como se establece en las normativas señaladas en la Tabla 3.6 (ACI-530, 2002; NMX-C-464, 2010; NEC, 2015; Norma Técnica E. 070, 2006). Entonces, el módulo de corte

para unidades artesanales es de 500MPa [4905.00 kg/cm^2] y de 1200MPa [11772.00 kg/cm^2] para ladrillos industriales.

Peso específico (γ_m)

El peso específico de la mampostería utilizado en el presente estudio se deriva de un promedio de valores recolectados por la RSA en base a la revisión de estudios desarrollados en la ciudad de Cuenca (Andrade & Fernández, 1973; Cárdenas & Cabrera, 1990; Arias & Espinoza, 1990; Arias & Durán, 1992; Neira & Ojeda, 1992; Zalamea, 2012; Angumba, 2016), de los cuales se obtiene 1468 kg/m^3 [14.40 kN/m^3] y 1850 kg/m^3 [18.15 kN/m^3] para las unidades artesanales e industriales, respectivamente.

Estos valores se han obtenido al analizar las muestras de las unidades de ladrillo como un material compacto (Figura 3.13), es decir que corresponden a la definición de peso específico real y por este motivo, pueden emplearse directamente en la determinación de masas y cargas de las paredes de edificios con unidades de fabricación artesanal. Por otro lado, las unidades de mampostería de procedencia industrial poseen oquedades, las cuales representan aproximadamente un 42% del volumen total que ocuparía una unidad de ladrillo macizo (artesanal).

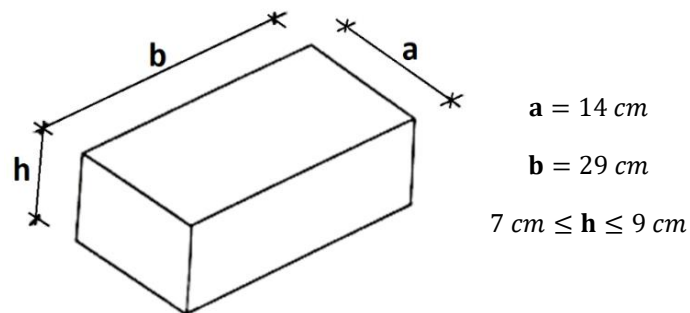


Figura 3.13 Dimensiones promedio de las unidades de ladrillo panelón de fabricación artesanal, típico de los edificios de MNR del CHC (Adaptado de Arias & Durán, 1992 y Neira & Ojeda, 1992)

La Figura 3.14 muestra las dimensiones de unidades de mampostería macizas artesanales e industriales, fabricadas por LACESA y de uso común en la época de construcción de la tipología de estudio. Estas dimensiones se obtuvieron en los trabajos de Arias & Durán (1992) y Neira & Ojeda (1992). Del análisis del volumen

real y aparente de las unidades de ladrillo industrial, se determina que el peso específico a utilizar en el presente trabajo es de 1073 kg/m^3 [10.53 kN/m^3].

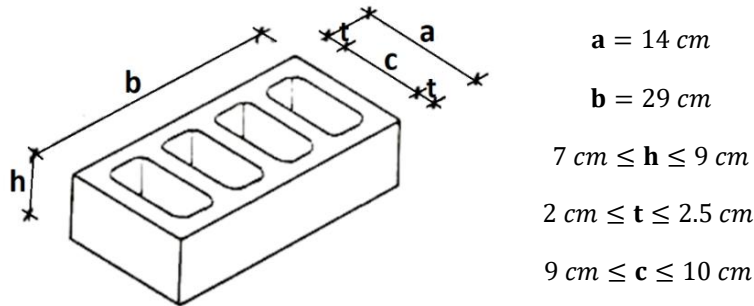


Figura 3.14 Dimensiones promedio de las unidades de ladrillo a cara vista de 4 huecos fabricado por LACESA típico de los edificios de MNR del CHC (Adaptado de Arias & Durán, 1992 y Neira & Ojeda, 1992)

Resumen de las propiedades de la mampostería

En la Tabla 3.7, se indica un resumen de las propiedades mecánicas para paredes de mampostería.

Tabla 3.7 Propiedades Mecánicas de las paredes de mampostería

	Ladrillos artesanales	Ladrillos Industriales	Unidad
Resistencia a compresión (f'_m)	2.5 [24.53]	6 [58.86]	MPa [kg/cm^2]
Módulo de Elasticidad (E_m)	1250 [12262.50]	3000 [29430.00]	MPa [kg/cm^2]
Módulo de corte (G_m)	500 [4905.00]	1200 [11772.00]	MPa [kg/cm^2]
Peso específico (γ_m)	14.40 [1468.00]	10.53 [1073.00]	kN/m^3 [kg/m^3]

3.4.2 Sistema de Piso

Módulo de Corte (G_{eq})

Jiménez (2016), señala que la mayoría de trabajos experimentales sobre la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras con diafragma flexible con entablado simple reportan valores de módulo de corte G_{eq} comprendidos en un rango de 10 y 20MPa. Para realizar el análisis paramétrico que se plantea en el presente trabajo de titulación, se adoptan valores de G_{eq} de 7.5, 15 y 20 MPa.

3.4.3 Carga debido a peso propio

Piso de madera

Teniendo en cuenta el espesor equivalente asumido para el sistema de piso con entablado simple igual a 10 cm, y en base al valor de peso específico obtenido para dichos sistemas de $600 \text{ kgf}/\text{m}^3$ [$5.89 \text{ kN}/\text{m}^3$] (Fernández & Lucero, 2017); La carga debida al peso propio del diafragma de piso es de $60 \text{ kgf}/\text{m}^2$ [$0.59 \text{ kN}/\text{m}^2$].

Cubierta de madera y teja

El sistema de cubierta está conformado por una armadura de madera, el cielorraso, el material de aislamiento y el recubrimiento de teja. Estos elementos dan lugar a una carga de $130 \text{ kgf}/\text{m}^2$ [$1.28 \text{ kN}/\text{m}^2$], distribuida como indica la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 Materiales de cubierta comunes en la localidad (Chassi et al., 1982)

Material	Carga	Unidad
Armadura	0.54 [55]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Teja árabe	0.44 [45]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Cielorraso con enchacleado y material de aislamiento	0.30 [30]	kN/m^2 [kgf/m^2]

Cubierta de vidrio

Las áreas destinadas a la iluminación de la vivienda se conforman por estructuras de madera, apoyadas sobre las paredes y soportando cubiertas de vidrio. Para definir la carga existente en estos espacios, se adopta una carga de $0.31 \text{ kN}/\text{m}^2$ [$32 \text{ kgf}/\text{m}^2$], desglosada en la Tabla 3.9 (Chassi, et al., 1982).

Tabla 3.9 Materiales de cubierta de vidrio

Material	Carga	Unidad
Estructura de madera	0.19 [20]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Vidrio	0.12 [12]	kN/m^2 [kgf/m^2]

Terraza

Las terrazas en la edificación de estudio se conforman principalmente por ladrillo, definiendo su carga en un valor de $0.73 \text{ kN}/\text{m}^2$ [$74 \text{ kgf}/\text{m}^2$] (Chassi, et al., 1982).

Resumen de Cargas por peso propio

La Tabla 3.10 resume las cargas debidas al peso propio de los elementos que conforman los diafragmas de piso y cubierta.

Tabla 3.10 Resumen de cargas de los elementos del sistema de piso y cubierta

Material	Carga	Unidad
Piso de madera	0.59 [60]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Cubierta de madera	1.28 [130]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Cubierta de vidrio	0.31 [32]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Terraza	0.73 [74]	kN/m^2 [kgf/m^2]

3.5 Modelización del edificio-prototipo

Una vez que se ha caracterizado la edificación de MNR de estudio, se requiere definir los macro-elementos que conforman la estructura idealizada a través de la metodología de pórtico equivalente, para ella se obtienen sus respectivas longitudes efectivas/deformables.

La definición de los macro-elementos (i.e. pilares, vigas-dintel y diafragmas de piso) obedece al orden esquematizado en la Figura 3.15. Además, la denominación empleada para cada caso se explica en la Figura 7.10 de la sección 7.2.

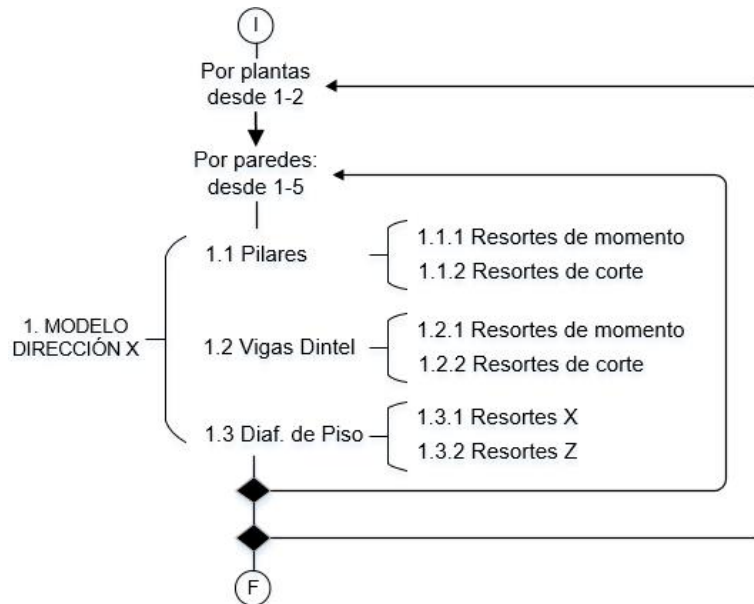


Figura 3.15 Procedimiento establecido para la definición de nodos, macro-elementos y resortes

3.5.1 Procedimiento para definir Pórticos y Pilares

Siguiendo el esquema indicado en la Figura 3.15, cada elemento (pilar, viga-dintel, piso) se define mediante un número o letra que actúa como una etiqueta de identificación. Para establecer el orden de numeración de los pórticos se toma como referencia la dirección positiva del eje Z, empezando desde el pórtico paralelo al plano de los ejes X-Y situado en la parte posterior de la edificación (pórtico 1); quedando definido el pórtico 5, como aquel correspondiente a la fachada frontal de la vivienda. Los pórticos ubicados en el plano correspondiente a los ejes Z-Y, se nombran como A (izquierdo) y B (derecha).

Una vez que se han identificado los pórticos (modelo pórtico equivalente) que conforman la estructura y habiendo obtenido las dimensiones como se ejemplifica en la Figura 3.16, se definen los macro-elementos (Figura 3.17) en base a los criterios establecidos en la sección 2.2 mediante su altura o longitud deformable/efectiva (Figura 2.2 y Figura 2.3). Finalmente, se establece la geometría del pórtico idealizado a través de los nodos y elementos de tipo resorte que sirven para modelar la edificación en el programa Ruaumoko 3D (Figura 3.18). En el Anexo A1 se detalla la geometría de las paredes que conforman los casos de estudio y el cálculo de longitudes efectivas de los macro-elementos respectivos.

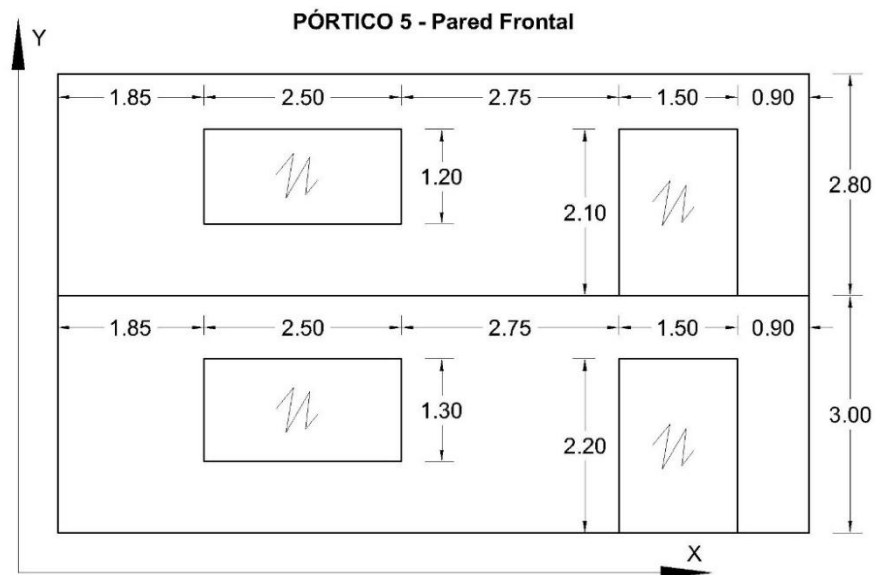


Figura 3.16 Dimensionamiento del Pórtico 5

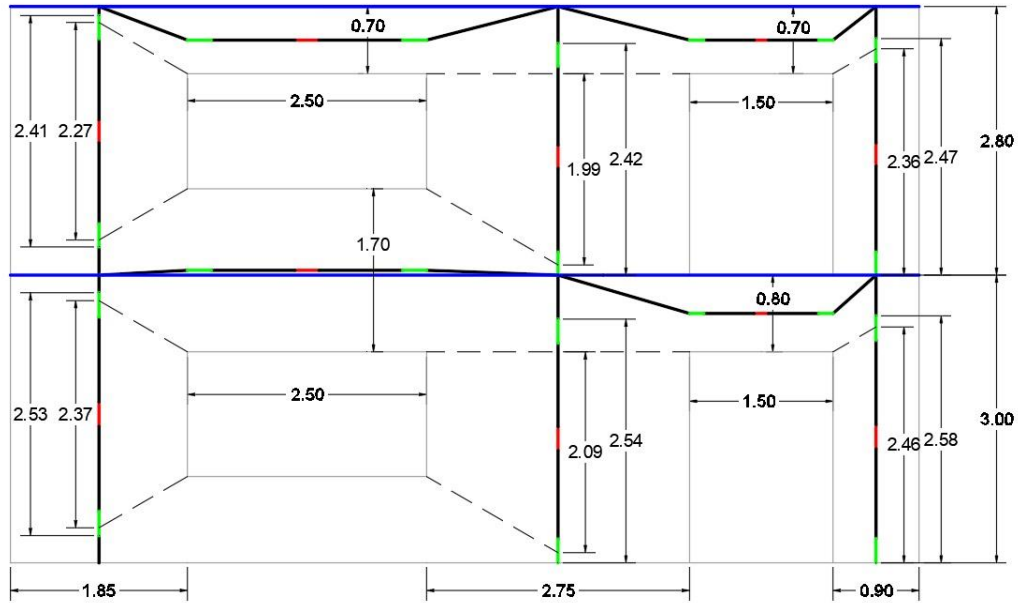


Figura 3.17 Definición de longitudes y alturas efectivas para el pórtico 5

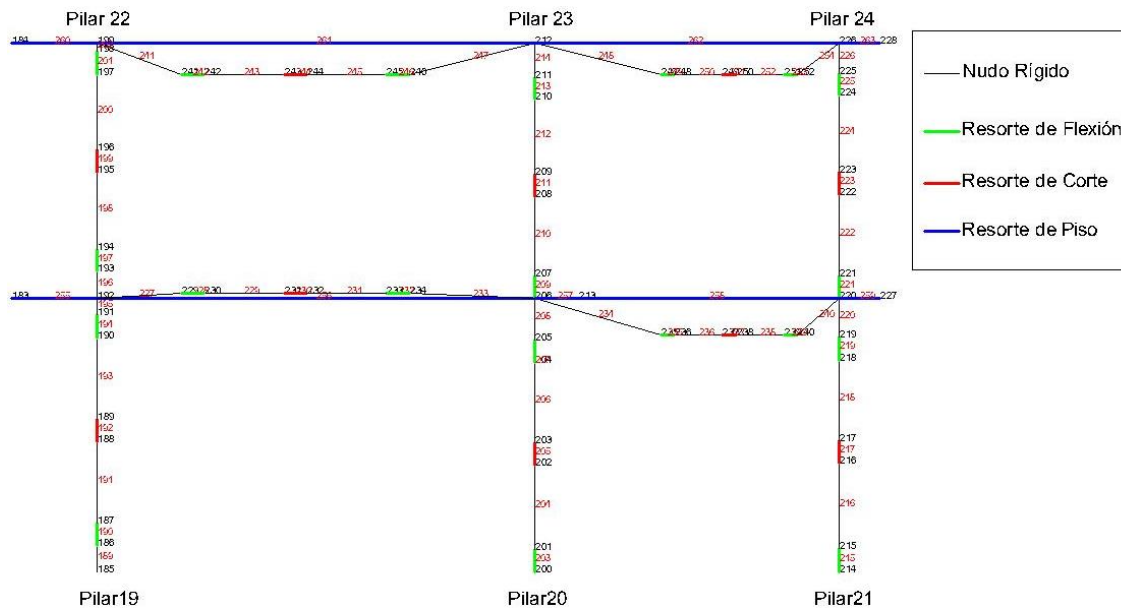


Figura 3.18 Identificación de nodos y elementos que conforman un pórtico en el programa Ruaumoko 3D

Los pilares de los pórticos ubicados en el plano de los ejes X-Y, se nombran de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba, avanzando en el sentido positivo del eje Z. Los pilares ubicados en los pórticos laterales se numeran en el sentido positivo del eje Z, considerando primero el pórtico A y finalmente, el pórtico B. La Figura 3.19 ilustra la numeración con la cual se identifica cada pórtico y pilar de la edificación:

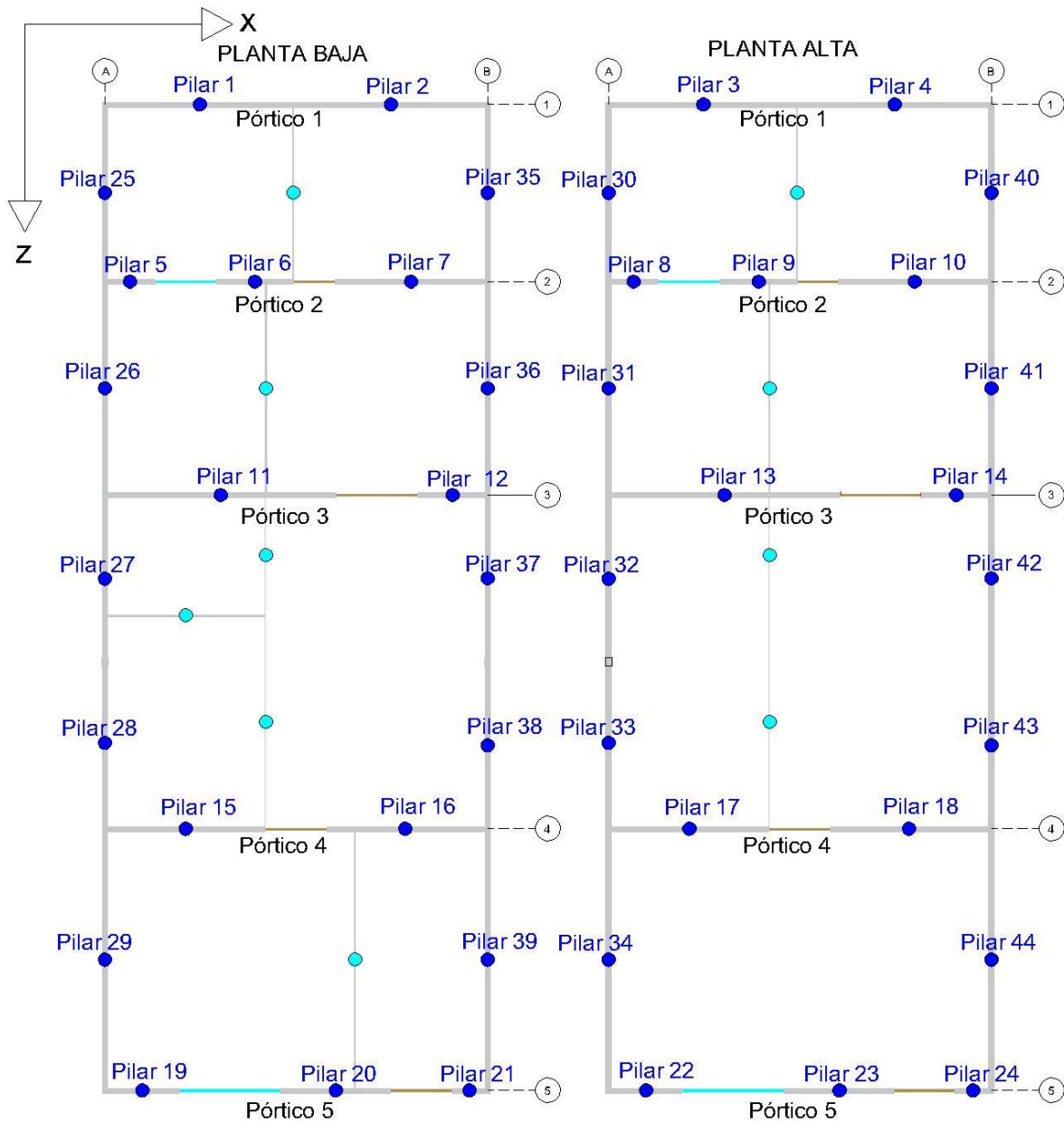


Figura 3.19 Identificación de los pilares y pórticos de la edificación para el modelo REAL

Hay que señalar que existen paredes interiores que no se encuentran emplazadas de manera uniforme, no aportan al esquema resistente de la edificación y por lo tanto no se han definido los macro-elementos pilares correspondientes; sin embargo, estos elementos sí se tienen en cuenta para definir los diafragmas de piso. En el Anexo A2 se puede ver la identificación de los pórticos y pilares de cada caso de estudio.

3.5.2 Procedimiento para definir el sistema de Piso

El sistema de piso se idealiza como la suma de paneles de piso. El macro-elemento que representa cada panel, consiste en un ensamble de cuatro resortes, dos axiales y dos de corte (Figura 3.20); sin olvidar que, en esta investigación se considera únicamente el comportamiento a corte del diafragma de piso en sus dos direcciones ortogonales. La rigidez k_a y k_s , se distribuye a los pares de resortes mencionados, tal como ilustra la Figura 3.20.

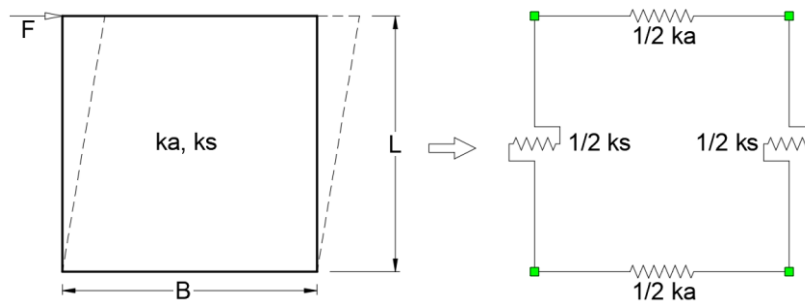


Figura 3.20 Idealización de un diafragma de piso flexible de un solo vano (Jiménez, 2016)

En los puntos donde existen intersecciones del sistema de piso con los ejes de pilares, se provoca la segmentación de los resortes de piso en sub-resortes dispuestos en serie. La rigidez de cada sub-resorte es igual a “n” veces la rigidez del resorte de borde ($1/2 k$); donde “n”, es el número de sub-resortes generados por la segmentación del resorte de borde. La Figura 3.21 ilustra un caso particular de panel de piso, en el que tres de sus bordes se intersectan por un pilar y el cuarto borde del panel es intersectado por dos ejes de pilares.

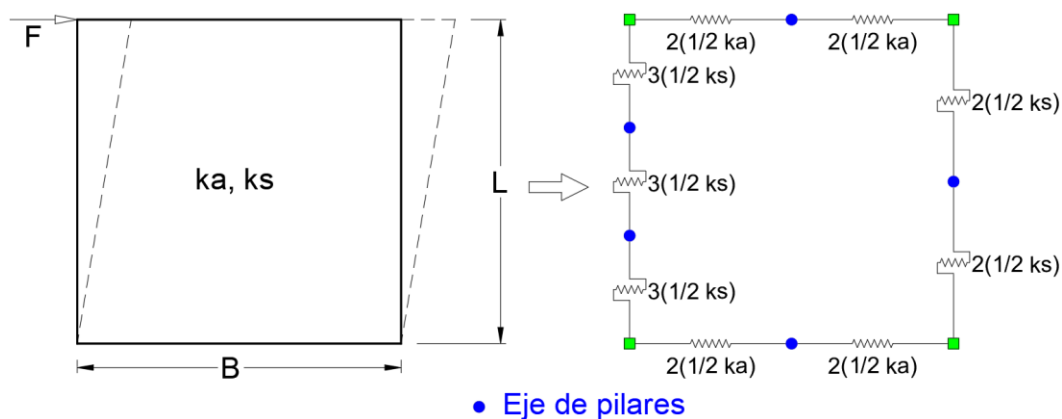


Figura 3.21 Resortes de piso considerando la intersección del diafragma con ejes de pilares (Jiménez, 2016)

En el caso de paneles de piso adyacentes, se superponen los sub-resortes respectivos, funcionando como un arreglo en paralelo. Por lo tanto, los valores de las rigideces de los nuevos sub-resortes adyacentes se define por la suma de las rigideces de los sub-resortes correspondientes, como ilustra la Figura 3.22:

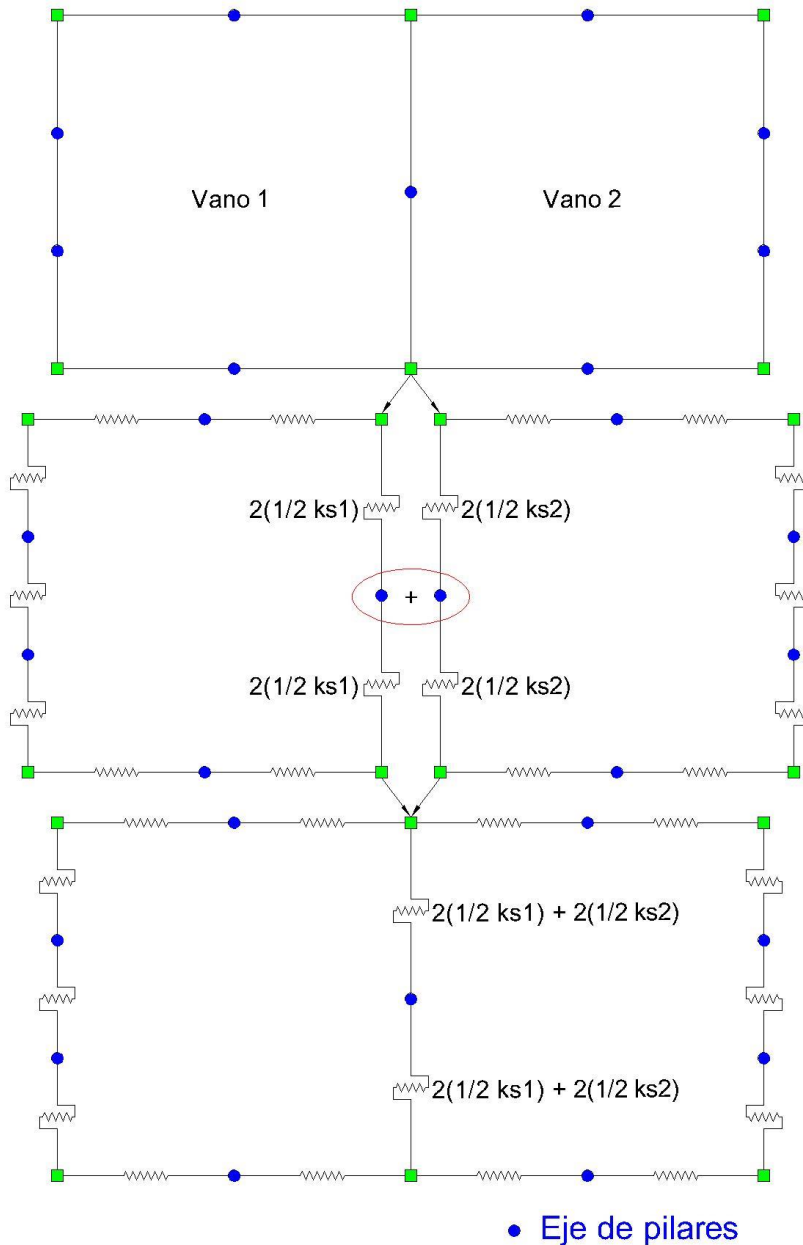


Figura 3.22 Definición de sub-resortes en paneles de piso adyacentes (Jiménez, 2016)

La Figura 3.23 indica la disposición de los resortes en la primera planta del modelo REAL, y la manera en que se obtiene la rigidez en algunos resortes:

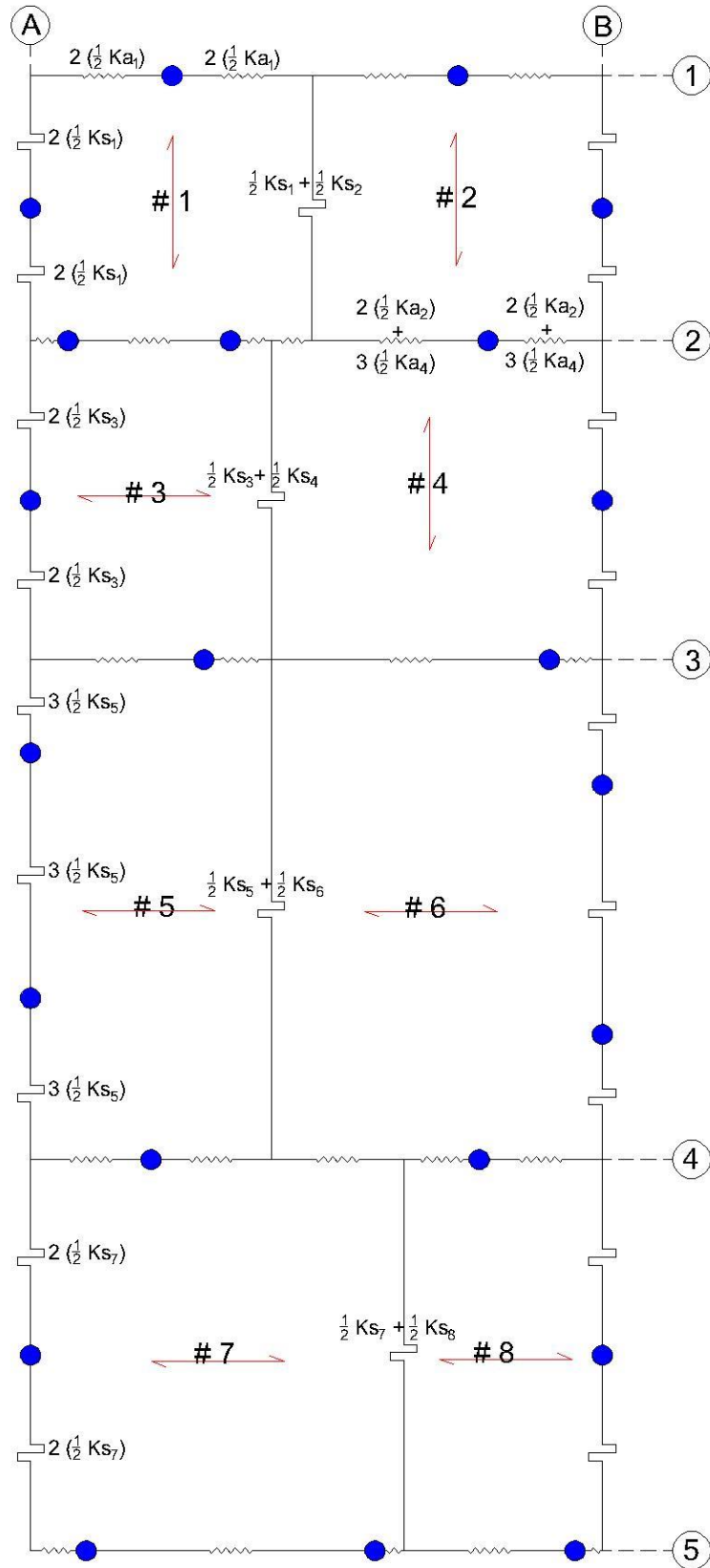


Figura 3.23 Disposición de los resortes en la planta baja del modelo REAL

La Figura 3.24 ilustra la distribución de los materiales en el sistema de piso y cubierta en los diferentes vanos de la edificación, además de los resortes de corte identificados para el modelo de la edificación REAL. En el Anexo A3 se muestran los resortes de corte para los modelos implementados en el presente estudio.

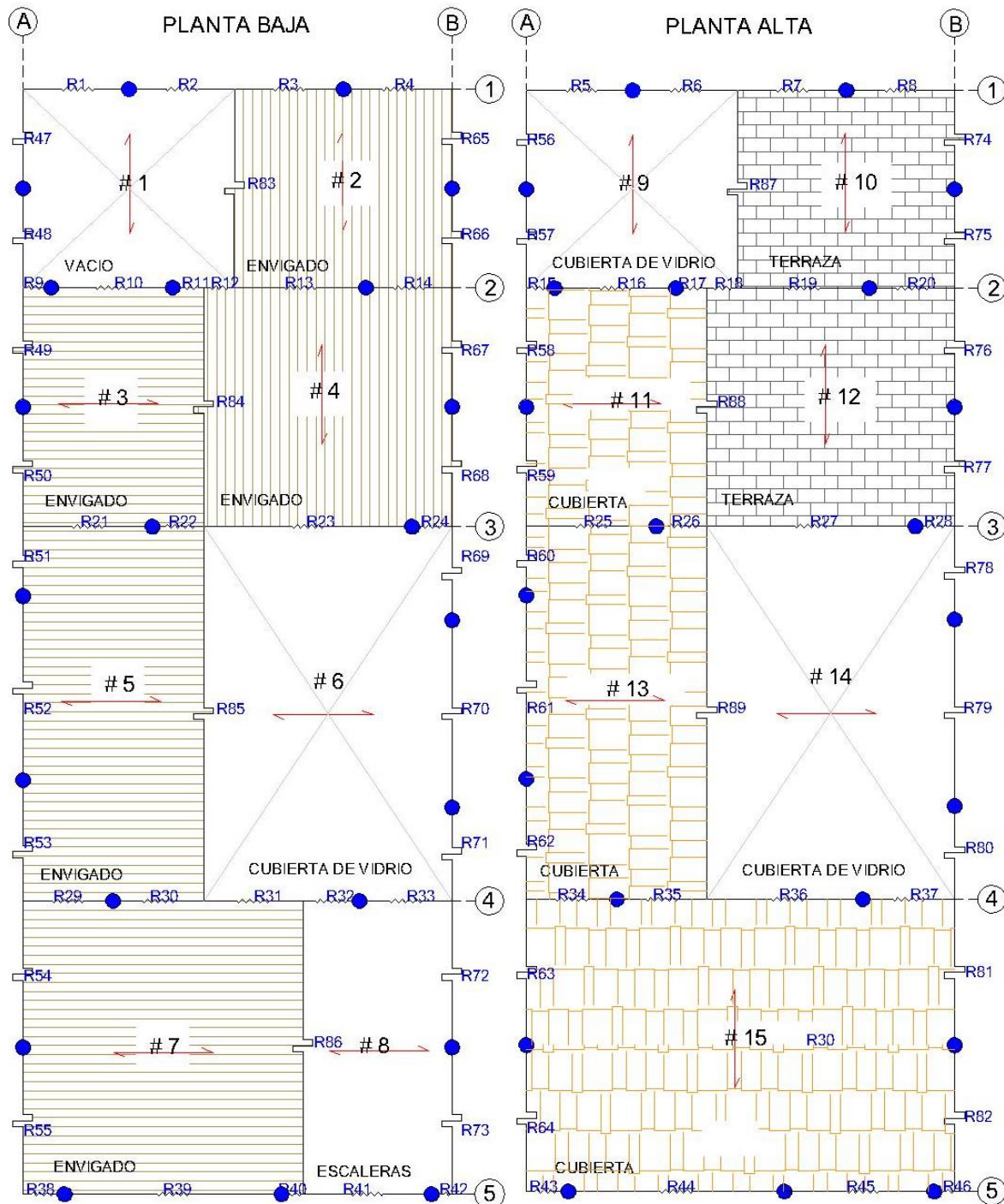


Figura 3.24 Distribución de resortes de piso en la edificación REAL

3.5.3 Distribución de cargas verticales

Teniendo en cuenta que los sistemas de piso de las edificaciones de MNR del CHC pueden considerarse como unidireccionales (Jiménez, et al., 2018), la transferencia de cargas (Figura 3.25) se da hacia las paredes donde se apoyan las viguetas del sistema de piso, dispuestas generalmente en la dirección del vano más corto ($L1$). De manera general, la carga lineal en una pared se define como el producto de la carga vertical q por $\frac{1}{2}$ de $L1$. De esta manera, las cargas puntuales en cada pilar se obtienen al multiplicar dicha carga lineal de la pared portante por la longitud tributaria del pilar (Jiménez, 2016).

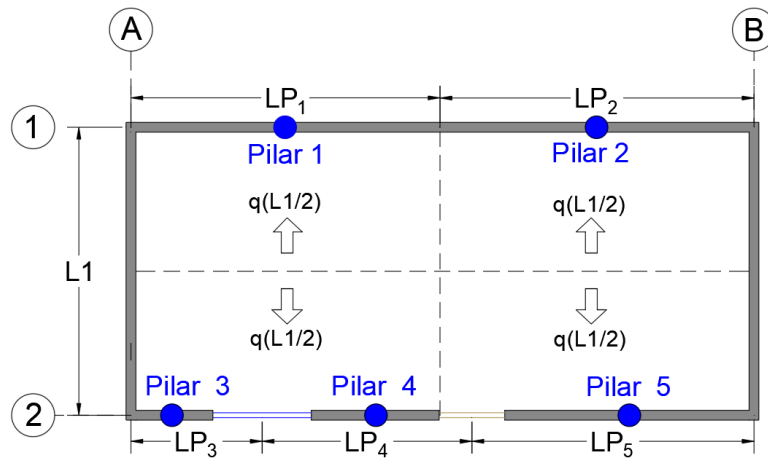


Figura 3.25 Esquema de tributación de cargas de piso a los pilares

La carga vertical (q) no siempre se divide en dos para distribuirse hacia los pilares como se indica en la Figura 3.26, en donde los pilares 31 y 41 adoptan toda el área del panel de piso:



Figura 3.26 Distribución de cargas de piso verticales para la edificación REAL

En este punto, es necesario definir las cargas que se aplicarán en la edificación. Las cargas debidas al peso propio de los pilares se asignan a los nodos correspondientes y dependen de las dimensiones de cada pilar, que se calculan como ilustra la Figura 3.27, despreciando el aporte de los elementos viga-dintel.

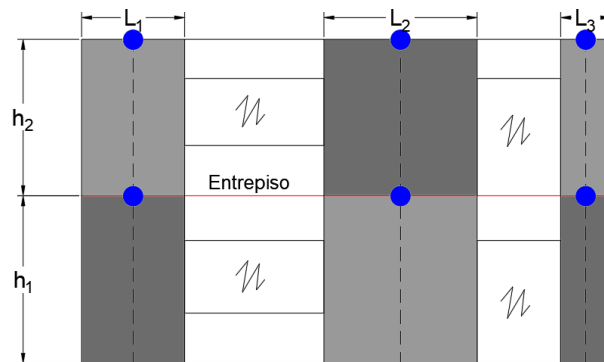


Figura 3.27 Esquema de distribución de cargas de peso propio de los pilares, pórtico 5 edificación REAL

En la edificación se consideran dos tipos de carga: 1) peso propio de los pilares, y 2) sobrecarga de panelería, peso propio del diafragma (i.e. piso de madera, terraza, cubierta de madera o vidrio en función de la distribución de los espacios como indican la Figura 3.8 y Figura 3.10) y carga viva. La sobrecarga de panelería derivada de las paredes interiores de la edificación se calcula con una carga de $0.98kN/m^2$ [$100\text{ kgf}/m^2$] (Gonzalez-Drigo, et al., 2015); y en base a la norma NEC-SE-MP, (2015), la carga viva para viviendas unifamiliares y familiares es de $1.96kN/m^2$ [$200\text{ kgf}/m^2$], la cual se reduce a un 30% considerando que en un evento extremo, la cantidad de personas que ocuparían la edificación no sería alta. Finalmente, la Tabla 3.11 resume las cargas que se consideran para ser distribuidas hacia los pilares de la edificación.

Tabla 3.11 Cargas utilizadas en el modelo

Material	Carga	Unidad
Piso de madera	0.59 [60]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Cubierta de madera	1.28 [130]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Cubierta de vidrio	0.31 [32]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Terraza	0.73 [74]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Panelería	0.98 [100]	kN/m^2 [kgf/m^2]
Carga viva	0.59 [60]	kN/m^2 [kgf/m^2]

3.5.4 Concentración o Distribución de masas - Modelo de áreas tributarias

Teniendo en cuenta los criterios sobre la concentración de masas en los nodos (Lagomarsino, et al. ,2013). En este trabajo, las masas se sitúan en la intersección de cada eje de pilar con el plano centroidal del diafragma de piso. Las masas concentradas se comprenden, del peso propio de los macro-elementos pilares y vigas=dintel; y de los paneles de diafragma de piso con su respectiva sobrecarga. A continuación, se detalla la metodología expuesta en el trabajo de Jiménez (2016) y Jiménez et. al. (2018), utilizada para obtener la concentración de masas nodales: Las masas tributarias provenientes de los macro-elementos se obtienen mediante las áreas comprendidas entre las líneas divisorias que pasan por las mitades de entrepisos y de las aberturas, tal como ilustra la Figura 3.28.

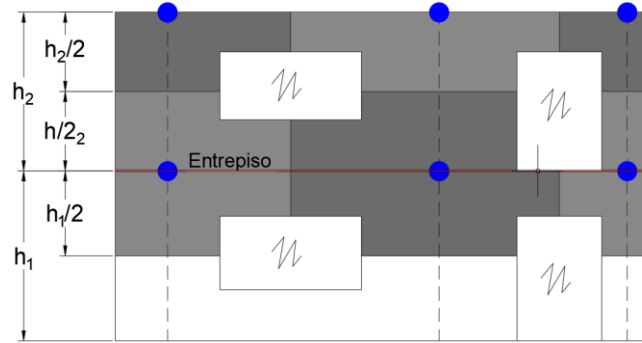


Figura 3.28 Esquema de distribución de masas por parte de las paredes

Para distribuir las masas de los paneles de piso, se adopta un esquema definido en un estudio realizado para edificios de baja altura (Kim & White, 2003), en donde, los paneles se dividen en una malla de nueve áreas rectangulares, producto de la definición de franjas de un cuarto de la luz en cada uno de sus cuatro bordes. De esta manera se distribuye la masa al pilar más cercano, en términos de equidistancia/cuasi-equidistancia (Figura 3.29).

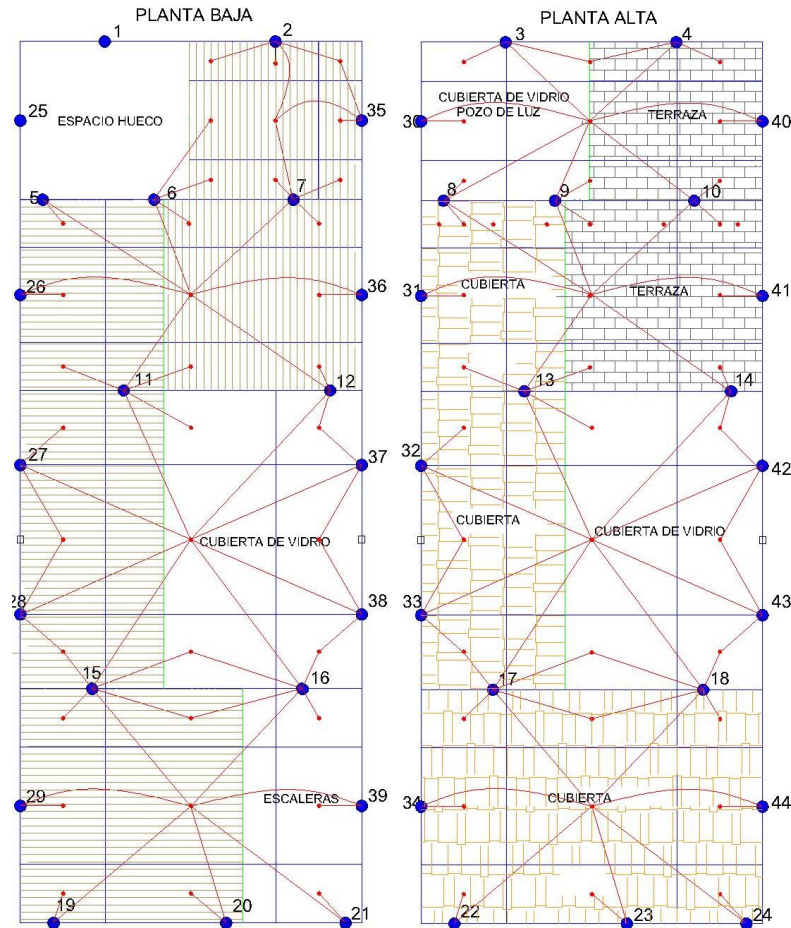


Figura 3.29 Esquema de distribución de masas por parte del piso modelo REAL

La distribución de masas de piso de todos los modelos se indica en el Anexo A4.

3.6 Generación del edificio-prototipo

Siguiendo la metodología propuesta por Jiménez (2016), las paredes de la edificación se idealizaron como pórticos equivalentes, definiendo los macro-elementos correspondientes (i.e. pilares, vigas-dintel y diafragmas de piso) y sus elementos tipo resorte. En la Figura 3.30 se muestra el despliegue en pantalla que hace Ruaumoko 3D en el caso del modelo REAL. Por otro lado, en la sección 6 se detalla el fichero de ingreso de la información necesaria para realizar los análisis.

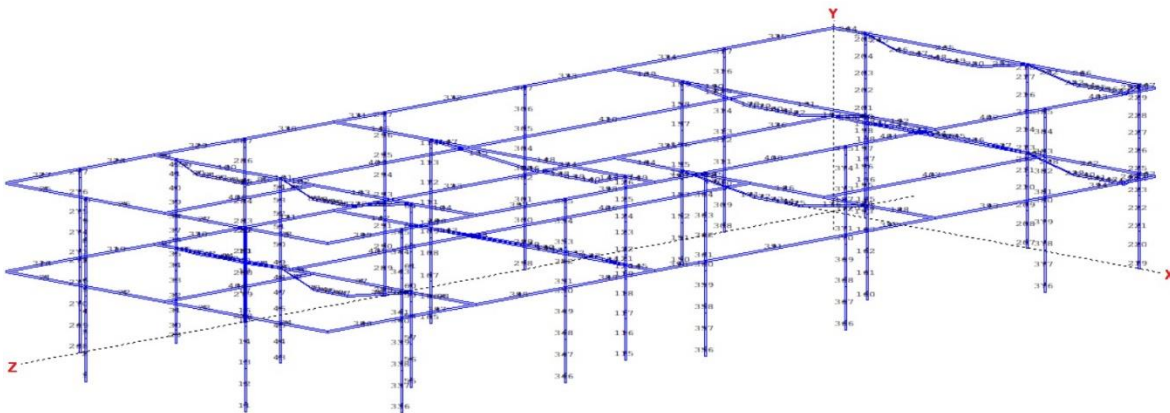


Figura 3.30 Despliegue en pantalla de la estructura del modelo REAL (Ruaumoko 3D)

4 ANALISIS LINEAL

Kassimali (2010) señala que, el análisis lineal de estructuras se basa en dos suposiciones principales, presentadas a continuación:

1. Las estructuras se conforman por elementos de material linealmente elástico; es decir, la relación fuerza-deformación del material estructural sigue la ley de Hooke.
2. Las ecuaciones de equilibrio se basan en la geometría no-deformada de la estructura.

A través de estas hipótesis se obtienen relaciones lineales entre las cargas aplicadas y las deformaciones resultantes, de manera que se puede utilizar el principio de superposición. Este principio establece que el efecto combinado de cargas simultáneas, es igual a la suma de los efectos individuales de cada carga.



El análisis lineal cubre una amplia gama de métodos, que utilizan el comportamiento lineal del material elástico para determinar las propiedades y respuestas dinámicas estructurales (Lago , Trabucco , & Wood, 2018). Con respecto a los métodos de análisis matriciales de estructuras, existen dos metodologías: el método de flexibilidad y el método de rigidez (Kassimali, 2010).

En este trabajo, se hace referencia al método de rigidez (método de desplazamiento o equilibrio), en donde las incógnitas principales son los desplazamientos nodales, que se calculan resolviendo las ecuaciones de equilibrio de la estructura, y con ello, se obtienen las fuerzas de los elementos, mediante ecuaciones de compatibilidad y relación fuerza-desplazamiento de cada elemento (Kassimali, 2010).

4.1 Definición de Rigidez

McGuire, Gallagher & Ziemian (2000) y Sennett (1994), exponen que cuando se tiene un resorte lineal simple con una fuerza F aplicada en un extremo y fijado en el otro, la relación entre la fuerza aplicada y el desplazamiento resultante es:

$$F = k x \quad (4.1)$$

Donde x es el desplazamiento y k es la constante del resorte. Se puede ver que k es la fuerza correspondiente a un desplazamiento unitario ($x = 1$). Este concepto se puede expandir para estructuras de múltiples grados de libertad, escribiendo las relaciones en forma matricial:

$$\{F\} = [k]\{u\} \quad (4.2)$$

Por ejemplo, para un sistema de dos grados de libertad, esta ecuación matricial se indica como se muestra a continuación:

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

Donde cada término k_{ij} , es conocido como coeficiente de influencia de rigidez y forma la matriz de rigidez.

4.2 Metodología de análisis lineal

El análisis lineal puede realizarse mediante diversos enfoques, como el análisis estático lineal y el análisis dinámico lineal; o puede llevarse a cabo utilizando un enfoque lineal de tiempo-historia. Cuando se utilizan estos enfoques, es útil pensar en los resultados como una instantánea en el tiempo correspondiente a un determinado momento en el historial de carga del edificio (Lago , et al., 2018).

Para la implementación de los análisis, se requiere adoptar patrones de carga adecuados, y éste es un paso crítico, ya que no se puede conocer anticipadamente las fuerzas inerciales que se pueden activar en la edificación ante un evento sísmico. Según la revisión bibliográfica, se pueden adoptar algunos patrones de carga, entre ellos y considerando que los análisis se realizarán en cada muro por separado, el patrón de carga a emplear será proporcional al primer modo de vibración de cada muro (CEN, 2004; G.U., 2008; Cattari, Lagomarsino, & Marino, 2015; Lagomarsino, Camilletti, Cattari, & Marino, 2018),

5 ANALISIS MODAL

En base a la información detallada en Humar (2001), Clough & Penzien (2003) y Chopra (2014), se describe la metodología utilizada en el análisis modal:

Los sistemas de MGD, al igual que los de 1GD, vibran incluso sin la presencia de fuerzas externas, siempre que estén sujetos a perturbaciones en forma de desplazamientos y/o velocidades iniciales. La vibración libre de un sistema de MGD se rige por la siguiente ecuación de movimiento:

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (5.1)$$

Donde,

m: matriz de masa.

c: matriz de amortiguamiento.

k: matriz de rigidez.

u: el vector de desplazamiento.



Las ecuaciones de movimiento para un sistema sin amortiguamiento con vibración libre se pueden obtener omitiendo la matriz de amortiguamiento, $\mathbf{c} = 0$ en la Ecuación (5.1):

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = \{\mathbf{0}\} \quad (5.2)$$

Por analogía con el comportamiento de los sistemas 1GDL, se supondrá que el movimiento de vibración libre es armónico simple, que puede expresarse para un sistema MGDL como:

$$\mathbf{u}(t) = \{\boldsymbol{\phi}_n\} \mathbf{q}_n(t) \quad (5.3)$$

Donde,

$\mathbf{q}_n(t)$: vector arbitrario que representa la solución armónica del sistema.

$\boldsymbol{\phi}_n$: Forma de los desplazamientos iniciales, no varía en el tiempo.

$$\mathbf{q}_n(t) = \boldsymbol{\rho} \sin(\omega_n t + \theta) \quad (5.4)$$

Se propone la solución expresada en la Ecuación (5.4). Al tomar la segunda derivada de la misma, las aceleraciones en vibración libre son:

$$\begin{aligned} \ddot{\mathbf{q}}_n(t) &= -\omega^2 \boldsymbol{\rho} \sin(\omega_n t + \theta) = -\omega^2 \mathbf{q}_n(t) \\ \ddot{\mathbf{u}}(t) &= -\omega^2 \boldsymbol{\phi}_n \mathbf{q}_n(t) \end{aligned} \quad (5.5)$$

Donde,

ω : la frecuencia de vibración.

θ : ángulo de fase.

Para probar la solución propuesta, se sustituyen los valores de \mathbf{u} y $\ddot{\mathbf{u}}$ (ecuaciones 5.3 y 5.5) en la Ecuación (5.2):

$$-\omega^2 \mathbf{m} \{\boldsymbol{\phi}_n\} \mathbf{q}_n(t) + \mathbf{k} \{\boldsymbol{\phi}_n\} \mathbf{q}_n(t) = \mathbf{0} \quad (5.6)$$

Reemplazando la Ecuación (5.4) en (5.6):

$$[-\omega^2 \mathbf{m} \{\boldsymbol{\phi}_n\} + \mathbf{k} \{\boldsymbol{\phi}_n\}] \boldsymbol{\rho} \sin(\omega_n t + \theta) = \mathbf{0} \quad (5.7)$$



Como la Ecuación (5.7) debe ser verdadera para todos los valores de t , y considerando que el término $\sin(\omega t + \theta)$ es arbitrario y puede omitirse; se obtiene la ecuación (5.8):

$$[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] \boldsymbol{\phi}_n = \mathbf{0} \quad (5.8)$$

La Ecuación (5.8) expresa el problema de valor propio o característico, cuya solución debería permitirnos determinar $\boldsymbol{\phi}_n$ y ω_n . Las cantidades ω_n^2 son los valores propios o valores característicos que indican el cuadrado de las frecuencias de vibración libre, mientras que los vectores de desplazamiento $\boldsymbol{\phi}_n$ expresan las formas de vibración del sistema, conocidas como vectores propios o formas modales. Las vibraciones libres de amplitud finita son posibles cuando:

$$\|\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}\| = 0 \quad (5.9)$$

La ecuación (5.9) se llama la ecuación de frecuencia del sistema. Las N raíces de esta ecuación ($\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_N^2$), representan las frecuencias de los N modos de vibración del sistema. El modo que tiene la frecuencia más baja se llama primer modo, la siguiente frecuencia más alta es el segundo modo, etc. El vector formado por todo el conjunto de frecuencias modales, ordenadas en secuencia, se llamará el vector de frecuencia ω .

$$\omega = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \vdots \\ \omega_N \end{Bmatrix}, \quad (5.10)$$

Matriz Modal

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

Matriz Espectral

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (5.12)$$



Normalización de modos

Los modos naturales son formas y no tienen valores de desplazamiento; por lo tanto, los modos pueden ser escalados o normalizados. Es común normalizar los modos de tal manera que:

$$m_i^* = \phi_i^T \mathbf{m} \phi_i = 1 \quad (5.13)$$

$$M^* = \Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{I} \quad (5.14)$$

Cuando se hace esta normalización, la matriz de rigidez puede definirse como:

$$K^* = \Omega^2 \quad (5.15)$$

Participación modal

El factor de participación de masa representa el porcentaje de masa que se necesita para que se produzca cada modo de vibración. Considerando la propiedad de ortogonalidad entre los modos de vibración, se obtiene la participación de masa (PM) a través de la siguiente expresión (Chopra, 2014):

$$PM_i = \frac{m_{eff_i}}{M_{total}} \quad (5.16)$$

Donde,

$$m_{eff_i} = (\Gamma_i)^2 m_i^* \quad (5.17)$$

$$\Gamma_i = \frac{\phi_i^T M \iota}{m_i^*} \quad (5.18)$$

Donde,

Γ_i : Factor de participación modal, indica el nivel al cual se afecta el modo i ante la carga (sísmica) y da una idea de la importancia de cada modo.

ι : vector de incidencia de la carga que afecta a la estructura en los grados de libertad correspondientes.

6 IMPLEMENTACIÓN EN RUAUMOKO

En el presente estudio se emplea el programa Ruaumoko (2D y3D) como herramienta de implementación de los modelos requeridos para ejecutar los análisis (lineales y modales) sobre las estructuras de MNR. La idealización de dichas estructuras se realiza en base a la metodología de pórtico equivalente, definiendo macro-elementos conformados por resortes.

A pesar de las características de cálculo del programa Ruaumoko, su manejo se complica debido a la falta de una interfaz amigable que le permita al usuario crear y modificar la geometría y propiedades de las estructuras ágilmente. Por este motivo, se requiere la creación de un fichero de texto para el ingreso de datos, conformado por secciones ordenadas como indica la Tabla 6.1. En el Anexo A6 se indica un ejemplo de fichero utilizado para el desarrollo de la presente investigación.

Tabla 6.1 Secciones del fichero de entrada para el programa Ruaumoko

Sección	Información de Ingreso
1	Parámetros de Control de Análisis y Salidas
2	Nodos
3	Deriva
4	Elementos
5	Propiedades
6	Masas (Pesos)
7	Cargas
8	Patrón de Carga Lateral
9	Sismo
10	Espectro

6.1 Sección de Parámetros de Control del Análisis y Salidas

En esta sección se definen los datos necesarios para describir el análisis; la primera línea del fichero consiste en el nombre (título del análisis) que identifica y describe a la estructura y el análisis ejecutado. Dependiendo de la versión empleada (2D o 3D), los parámetros se definen en base al manual de Ruaumoko correspondiente (Carr, 2007a; Carr, 2007b; Carr, 2007c), pero mantienen un orden semejante. La segunda línea del fichero se conforma por el tipo de análisis a ejecutar, extensión del archivo de salida, rango de análisis (elástico o inelástico), consideraciones sobre

la rigidez y el amortiguamiento de la estructura, dirección asumida para la acción del sismo y la configuración de las respuestas mostradas.

En esta sección también se resumen los parámetros relacionados con la geometría de la estructura (línea 3 del archivo *.txt*), entre ellos se encuentran el número de nodos, los elementos y las secciones transversales que conforman la estructura. Las líneas subsecuentes hacen referencia a la configuración de las respuestas, su escala y el intervalo de cálculo.

6.2 Sección Nodos

En este bloque de información, se definen los nodos en el orden indicado en la Sección 3.5. Dependiendo de la versión del programa, la información requerida por Ruaumoko 2D (Carr, 2007b) es diferente a la que se necesita por Ruaumoko 3D (Carr, 2007c), como se detalla en la Figura 6.1 y Figura 6.2, respectivamente:

NODOS	Coordenadas			Control de emparejamiento de GDL						
	X	Y					KUP1	KUP2	KUP3	
1	0.000	3.000	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0.000	5.800	0	0	0	0	0	0	0	0
3	2.000	0.000	1	1	1	0	0	0	0	3
4	2.000	0.287	0	0	0	0	0	0	0	0
5	2.000	1.357	0	0	0	0	0	0	0	0

N: Número identificador de nodo
DX, DY, RZ: Restricciones en GDL
 1: Restringido
 0: No restringido
IOUT: Control de registro de resultados y salidas

Figura 6.1 Datos de la sección Nodos del fichero de Ruaumoko 2D

NODOS	Coordenadas			Restricciones en GDL							Nodo máster	
	X	Y	Z								KUP	
1	0.000	3.000	24.500	0	0	0	1	0	0	0	0	0
2	0.000	5.800	24.500	0	0	0	1	0	0	0	0	0
3	0.825	0.000	24.500	1	1	1	1	1	1	0	0	3
4	0.825	0.333	24.500	0	0	0	1	0	0	0	0	0
5	0.825	0.576	24.500	0	0	0	1	0	0	0	0	0

N: Número identificador de nodo
DX, DY, DZ, RX, RY, RZ: Restricciones en GDL
 1: Restringido
 0: No restringido
IOUT: Control de registro de resultados

Figura 6.2 Datos de la sección Nodos del fichero de Ruaumoko 3D

La Figura 6.3a indica el sistema de referencia de coordenadas globales para la versión 2D del programa Ruaumoko, mientras que la versión de Ruaumoko para tres dimensiones se basa en el esquema presentado en la Figura 6.3b.

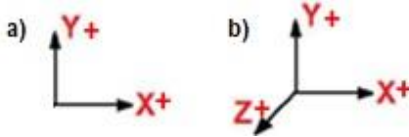


Figura 6.3 Sistema de Coordenadas Globales

6.3 Sección Elementos

La sección de Elementos sirve para definir en el fichero, los elementos-componentes en función de los nodos definidos previamente y en el orden establecido en la Sección 3.5. Por lo tanto, se asignan las propiedades geométricas y el modelo fuerza-desplazamiento a cada elemento (tipo resorte). Los parámetros para describir estos modelos se consideran en la sección de Propiedades. La Figura 6.4 ilustra el esquema establecido por Ruaumoko para definir los elementos.

ELEMENTS	Identificador de Propiedad	Nodos externos		Nodos internos		Eje global paralelo a eje local z	
	MT	I	J	K	L	M	
1	223	3	4	3	4	X	0
2	1	4	5	4	5	X	0
3	223	5	6	5	6	X	0
4	2	6	7	6	7	X	0
5	223	7	8	7	8	X	0

N Matriz de Conectividad IOUT
 Número identificador de elemento Control de registro de resultados

Figura 6.4 Datos de la sección Elementos del fichero de Ruaumoko

Las columnas 3, 4, 5 y 6 del bloque Elementos (Figura 6.4) conforman la matriz de conectividad, y corresponden a los nodos 1, 2, 3 y 4 en el caso de utilizar la versión Ruaumoko 2D (Figura 2.4) o a los nodos I, J, K y L, si se utiliza la versión de Ruaumoko para 3D (Figura 6.5). Para definir los elementos, se ha considerado oportuno eliminar los vínculos rígidos de los elementos resorte considerando que estas secciones poseen una longitud cero.

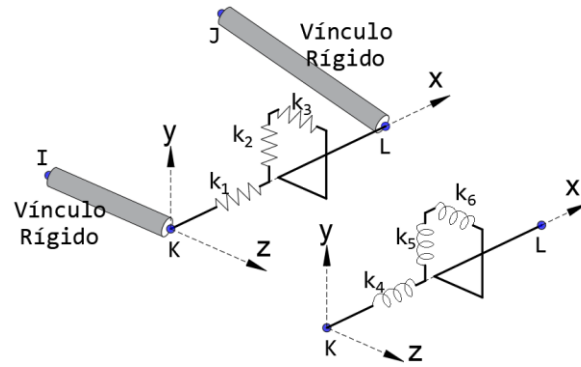


Figura 6.5 Definición de un elemento Resorte en Ruamoko 3D (Carr, 2007c)

La columna 7 corresponde a la definición de la dirección y sentido correspondiente al eje local Z de cada elemento en el caso de utilizar la versión de Ruamoko 3D. Los sistemas de ejes locales adoptados para los elementos, se indican en la Figura 6.6. De esta manera, el eje local z de los pilares corresponde al eje global X; y en el caso de las vigas-dintel y diafragmas de piso, el eje local z es paralelo al eje Y en coordenadas globales.

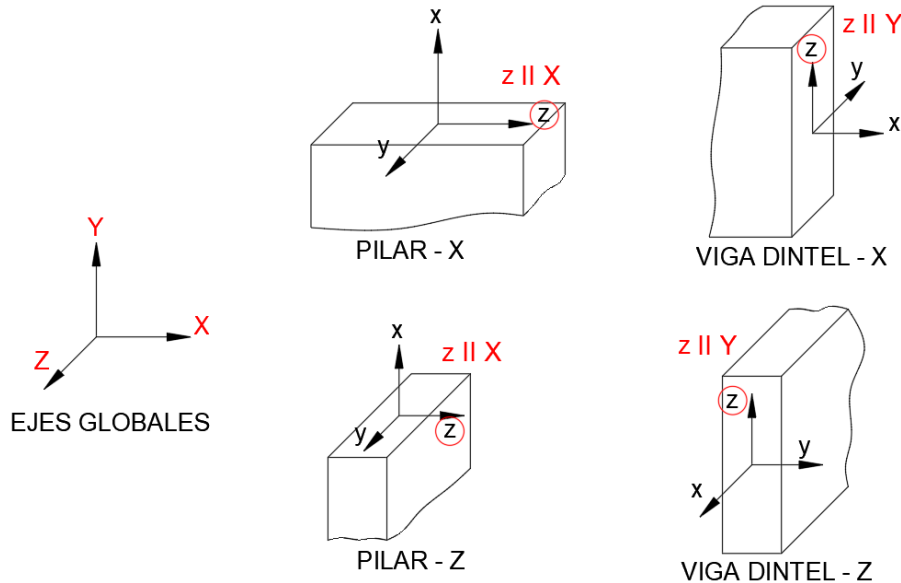


Figura 6.6 Sistemas de coordenadas establecidos en el programa Ruamoko 3D y definición del eje local z para cada elemento

La última columna de esta sección corresponde al establecimiento de los elementos de los cuales se desea guardar registros de los resultados obtenidos.

6.4 Sección Propiedades

En la sección Propiedades, se definen las características de los modelos fuerza-desplazamiento de los elementos-componente de la estructura (resortes). El número de líneas que conforman la definición de cada propiedad, depende del modelo asumido para el elemento respectivo. Teniendo en cuenta que, en los análisis lineales y análisis modales, la respuesta de los elementos se asume en el rango elástico, se establecieron modelos fuerza-desplazamiento lineales y en este caso, se requiere llenar la información resumida en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Información de la sección Propiedades para elementos con modelos fuerza-desplazamiento lineales

Línea	Información de Entrada
1	Parámetros de control y definición de los modelos fuerza-desplazamiento.
2	Rigidez de la estructura

La Figura 6.7, Figura 6.8 y Figura 6.9, ilustran los esquemas de llenado de la sección Propiedades para los resortes de pilares, vigas-dintel y diafragmas de piso, respectivamente, teniendo en cuenta sus ejes locales. Los datos requeridos para caracterizar cada elemento se indican en las celdas sombreadas; mientras que las celdas sin relleno, indican que sus valores no son relevantes y, por lo tanto, pueden dejarse en blanco, llenarse con ceros o con valores muy altos (i.e. rigidez infinita).

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE MOMENTO de pilares orientados en la DIRECCIÓN X								
1	1	0	0	0					
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE CORTE de pilares orientados en la DIRECCIÓN X								
1	1	0	0	0					
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE MOMENTO de pilares orientados en la DIRECCIÓN Z								
1	1	0	0	0					
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE CORTE de pilares orientados en la DIRECCIÓN Z								
1	1	0	0	0					
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT

Figura 6.7 Bloque de propiedades para resortes a corte y flexión de pilares

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE MOMENTO de vigas-dintel orientados en la DIRECCIÓN X									
1	1	0	0	0						
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT	

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE CORTE de vigas-dintel orientados en la DIRECCIÓN X									
1	1	0	0	0						
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT	

Figura 6.8 Bloque de propiedades para resortes de vigas-dintel orientados en la dirección global X

Se debe notar que no existen bloques de propiedades para los resortes (corte y flexión) para elementos viga-dintel orientados en la dirección global Z (Figura 6.8), debido a que las paredes orientadas en esta dirección no poseen aberturas.

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE PISO orientado en la DIRECCIÓN X						
1	1	0	0	0			
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	

Línea	Bloque de propiedades para RESORTE DE PISO orientado en la DIRECCIÓN Z									
1	1	0	0	0						
2	K1	K2	K3	K4	K5	K6	WGT	RF	RT	

Figura 6.9 Bloque de propiedades para resortes de diafragmas de piso

Los datos requeridos en esta sección se detallan a continuación:

Línea 1

- Celda 1: Define la interacción entre las fuerzas internas del elemento resorte. Al asignar el valor de “1”, se define el elemento resorte como *simple*, es decir, que no existe interacción entre las fuerzas internas de sus GDL.
- Celda 2: Este valor indica la regla de histéresis adoptada. El valor de “0” corresponde a un modelo elástico.
- Celda 3: Es un indicador de degradación de resistencia y adopta el valor de “0” para todos los bloques de propiedades.
- Celda 4: Se refiere al cálculo de índice de daño, el valor de “0” indica que no existe índices de daño calculados.

Línea 2

- K1, K2 y K3: Rigideces traslacionales de los resortes, asociadas a los ejes locales x, y, y z, respectivamente.
- K4, K5 y K6: Rigideces rotacionales asociadas a los ejes locales x, y, y z, respectivamente.
- WGT: peso por unidad de longitud del elemento. Se toma igual a “0”.
- RF y RT son las rigideces traslacional y rotacional de los tramos bilineal o tri-lineal y, por lo tanto, en este trabajo se adoptan valores de “0”.

6.5 Sección Masas (Pesos)

En esta sección se añade la masa de la estructura, al cual se concentra en los nodos definidos siguiendo la metodología expuesta en la Sección 3.5.4. La masa se ingresa considerando el sistema de coordenadas globales, en unidades de peso como indica la Figura 6.10, y el programa realiza la respectiva transformación. Por esta razón, la palabra *WEIGHTS* debe constar como cabecera de este bloque de información.

	WEIGHTS	Pesos concentrados en sentido traslacional			Pesos concentrados en sentido rotacional		
		Wx	Wy	Wz	Mx	My	Mz
Pilares X	10	15.45	0	0.00	0	0	0
	17	8.64	0	0.00	0	0	0
	23	40.11	0	0.00	0	0	0
	28	20.64	0	0.00	0	0	0
	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
Pilares Z	335	0.00	0	21.75	0	0	0
	341	0.00	0	47.79	0	0	0
	346	0.00	0	31.01	0	0	0
	352	0.00	0	25.23	0	0	0

ID del nodo al que se asigna el peso
Pesos concentrados

Figura 6.10 Datos de entrada de la sección Pesos del fichero de ingreso de Ruaumoko

Se puede ver que los nodos (columna 1) se ingresan en orden ascendente, y teniendo en cuenta que se pretende captar el comportamiento en el plano de los muros resistentes, las masas se asignan en función del plano de acción de los mismos; es decir, a las paredes orientadas en la dirección paralela al eje global X,

se asignan masas en la columna W_x , y las paredes orientadas en la dirección del eje global Z se asocian a masas correspondientes a la columna W_z . Además, en este trabajo de titulación no se consideran pesos de actuación rotacional.

6.6 Sección Cargas

Esta sección contiene las cargas nodales estáticas externas a la estructura, las cuales se aplican a los nodos definidos según la metodología detallada en la Sección 3.5.3. Además, estas cargas son independientes de los pesos nodales, y en este sentido, el peso propio de los elementos no se calcula ni se añade a las cargas verticales nodales.

La Figura 6.11 ilustra el bloque de información requerido para definir las cargas nodales, que debe constar con la palabra *LOADS* como encabezado. Las líneas de esta sección consisten en siete columnas, en donde se definen las cargas o momentos estáticos alrededor de los ejes globales, teniendo en cuenta el sentido y dirección de aplicación de las cargas y el orden de ingreso de los nodos.

Considerando que se ingresan cargas verticales dirigidas hacia abajo, estas se colocan en el campo F_y con signo negativo.

	Cargas estáticas			Momentos estáticos		
	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
LOADS						
10	0	-28.99	0	0	0	0
17	0	-16.25	0	0	0	0
23	0	-74.67	0	0	0	0
28	0	-33.91	0	0	0	0
36	0	-39.57	0	0	0	0

ID del nodo al que se asigna la carga

Cargas nodales estáticas

Figura 6.11 Datos de entrada de la sección Cargas del fichero de ingreso de Ruaumoko

6.7 Patrón de carga lateral

En esta sección se ingresa la información relacionada con el patrón de carga lateral adoptado, definiendo cada nodo en el cual se aplica la carga; el valor y dirección de la misma, teniendo como referencia el sistema de coordenadas globales adoptado por el programa Ruaumoko, tal como indica la Figura 6.12.

SHAPE	Fuerzas			Momentos		
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	65	0	0	0	0	0
2	95	0	0	0	0	0
29	65	0	0	0	0	0
30	95	0	0	0	0	0
99	65	0	0	0	0	0
100	95	0	0	0	0	0
142	65	0	0	0	0	0
143	95	0	0	0	0	0
183	65	0	0	0	0	0
184	95	0	0	0	0	0
363	0	0	0	0	0	0

ID del nodo al que se asigna la carga Patrón de Carga

Figura 6.12 Datos de entrada de la sección Patrón de Carga Lateral del fichero de ingreso de Ruaumoko

Es importante mencionar que, en las secciones: *Masas*, *Cargas* y *Patrón de carga lateral*, se debe agregar la información relacionada con el último nodo definido en la estructura. Esto quiere decir, que se debe ingresar el número identificador del último nodo del modelo, seguido de ceros en el resto de columnas.

7 RESULTADOS Y DISCUSION

7.1 Configuración geométrica de las edificaciones de análisis

En primer lugar, se establece la nomenclatura empleada para diferenciar las paredes constituyentes de las edificaciones de cada caso de estudio (Figura 1.1), con la finalidad de especificar las características geométricas de cada una. Esto se realiza, en función del origen de fabricación de las unidades de mampostería (Ind: industrial, Art: artesanal) y teniendo en cuenta la ubicación de cada pared con respecto al eje Z definido por el programa Ruaumoko 3D (Carr, 2007c), tal como se detalla en la sección 3.5.1.

La Figura 7.1a indica la etiqueta de identificación asignada a cada pórtico. Además, se muestra el orden de transición para definir los casos de estudio, tanto para el caso de las paredes exteriores, es decir, del pórtico posterior (P1) hasta idealizarse con la misma configuración geométrica que el muro frontal (P5), y de los muros interiores, considerando la modelación de la pared 4 (P4) desde su configuración inicial (Caso Real), hasta la configuración Ideal (P2), pasando por el esquema intermedio (Pórticos P6 y P7)(Figura 7.1b) .

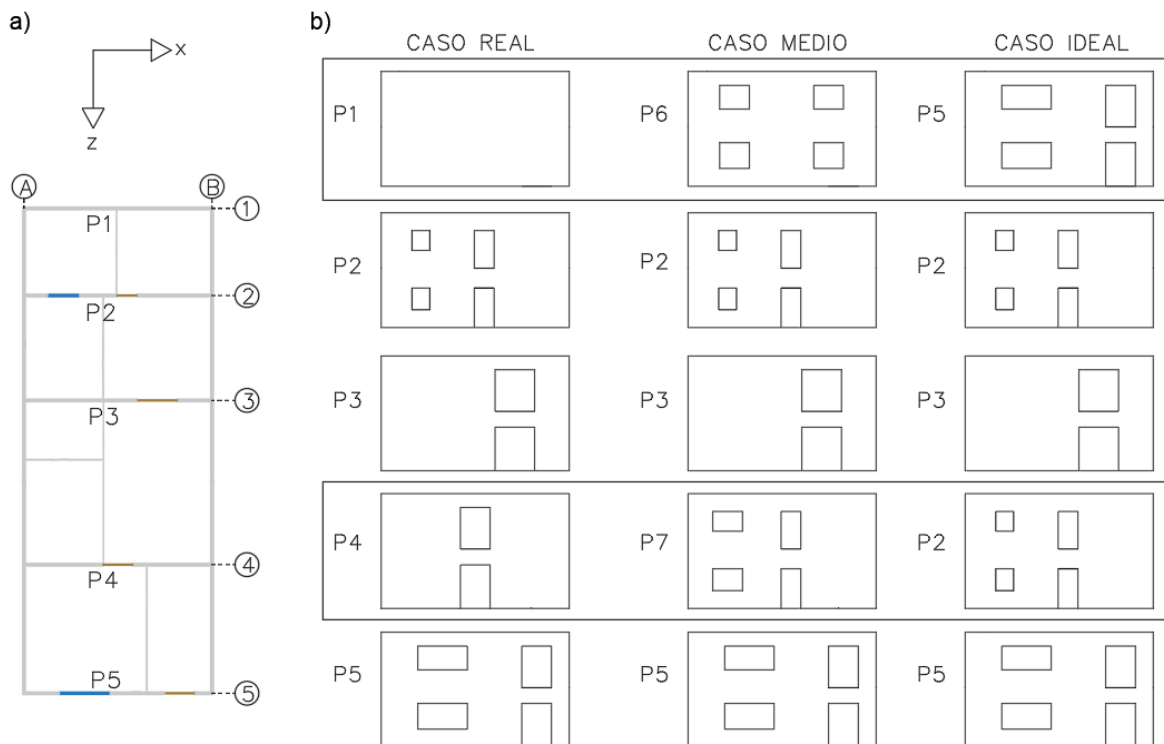


Figura 7.1 Identificación de los pórticos para cada caso de estudio

Para definir la configuración de las paredes se tiene en cuenta la cantidad de casos de estudio, en función de los diferentes parámetros evaluados. Por este motivo, y por efectos de simplificación, se evalúan paredes con los mismos patrones de aberturas, independientemente de la resistencia a corte de los diafragmas de piso y la procedencia de las unidades de mampostería. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para los edificios constituidos por muros de 20cm, diafragmas de piso con resistencia de corte de 15MPa, y unidades de mampostería de fabricación artesanal e industrial. Las relaciones de Fuerza-Desplazamiento obtenidas para otros módulos de Corte de piso se indican en el Anexo A5.

7.1.1 Paredes construidas con unidades de ladrillo industrial

En primer lugar, se analizan las configuraciones geométricas de los muros idealizando su construcción con unidades de mampostería industriales, debido a la cantidad de información existente sobre las mismas. La Figura 7.2 muestra las curvas Fuerza-Desplazamiento obtenidas de los muros exteriores P1Ind y P5Ind, cuyas pendientes indican la rigidez elástica de cada muro. A partir de estos

resultados, se propone una configuración geométrica de muro (P6Ind) indicada en la Figura 7.3, de la cual se obtiene la curva Fuerza-Desplazamiento y, por ende, su rigidez, comprendida entre los valores de los muros P1Ind y P5Ind.

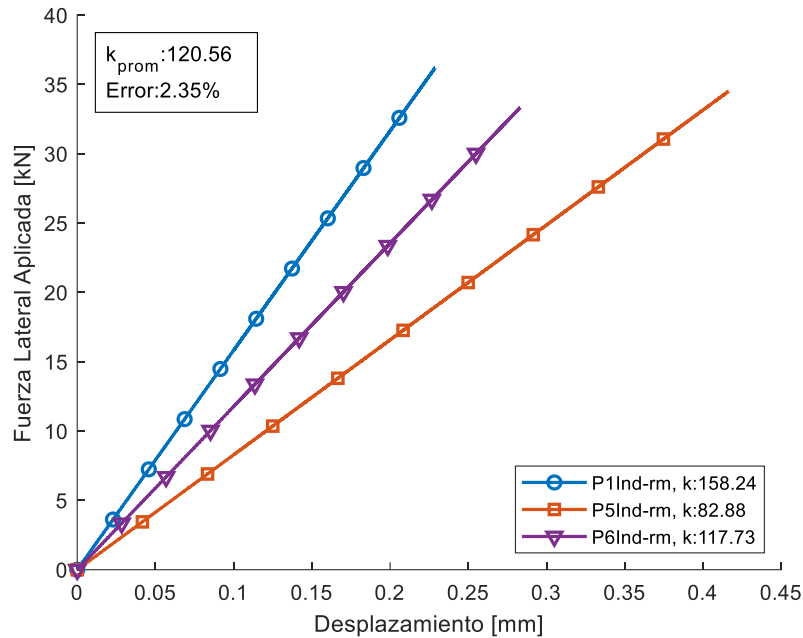


Figura 7.2 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las paredes exteriores del edificio de ladrillo industrial

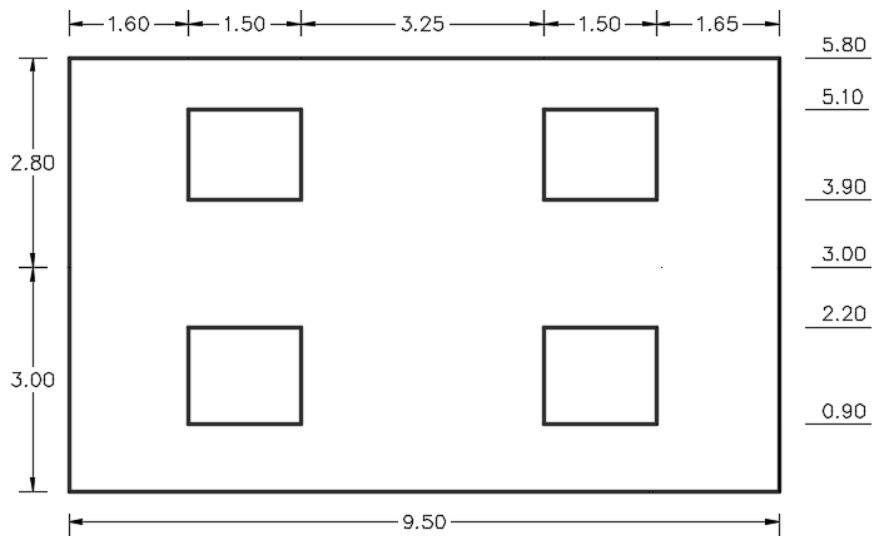


Figura 7.3 Configuración geométrica del Muro P6

Siguiendo la misma línea de análisis, se evalúan las curvas Fuerza-Desplazamiento de los muros interiores P2Ind y P4Ind y sus respectivas rigideces elásticas indicadas en la Figura 7.4. En este caso se propone la configuración de muro P7Ind (Figura

7.5), la cual da lugar a un valor de rigidez comprendido entre los valores de rigidez de los muros mencionados.

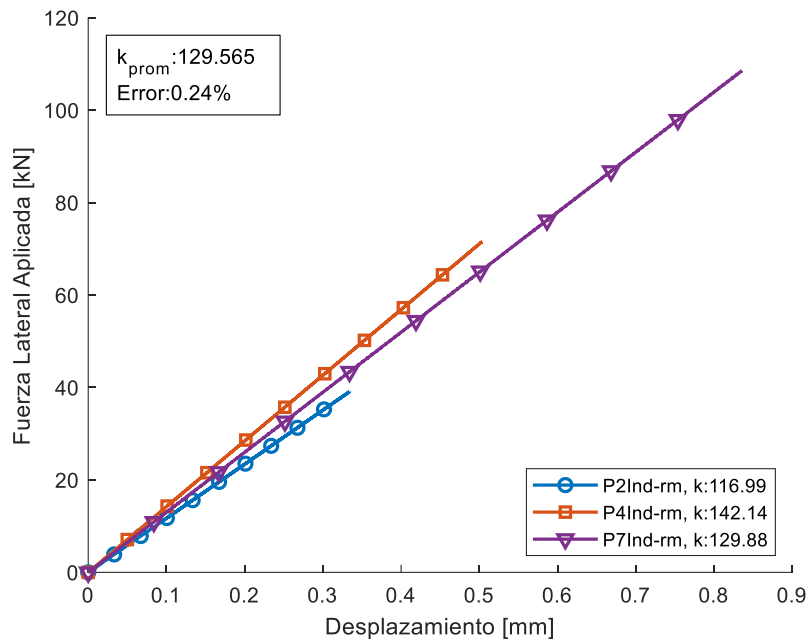


Figura 7.4 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las paredes interiores del edificio de ladrillo industrial

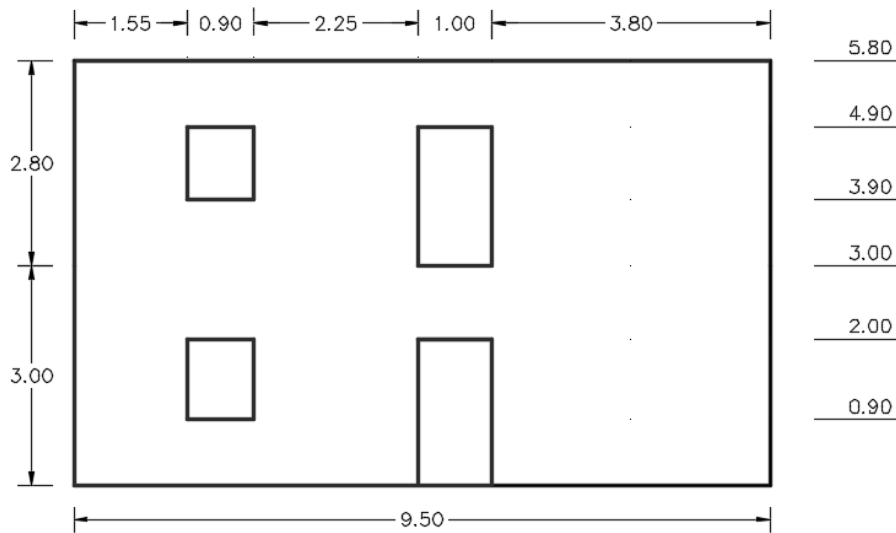


Figura 7.5 Configuración geométrica del Muro P7

7.1.2 Paredes construidas con unidades de ladrillo artesanal

En este punto, se realiza el análisis de las curvas Fuerzas-Desplazamiento sobre los muros P1, P2, P4, P5, P6 y P7, manteniendo la geometría definida en la sección 7.1.1, pero actualizando las propiedades mecánicas de los materiales

constituyentes para representar la mampostería de fabricación artesanal típica del CHC en los años comprendidos entre 1950 y 1965. Los resultados se indican en la Figura 7.6 y Figura 7.7 y se verifica que se encuentran entre los límites establecidos.

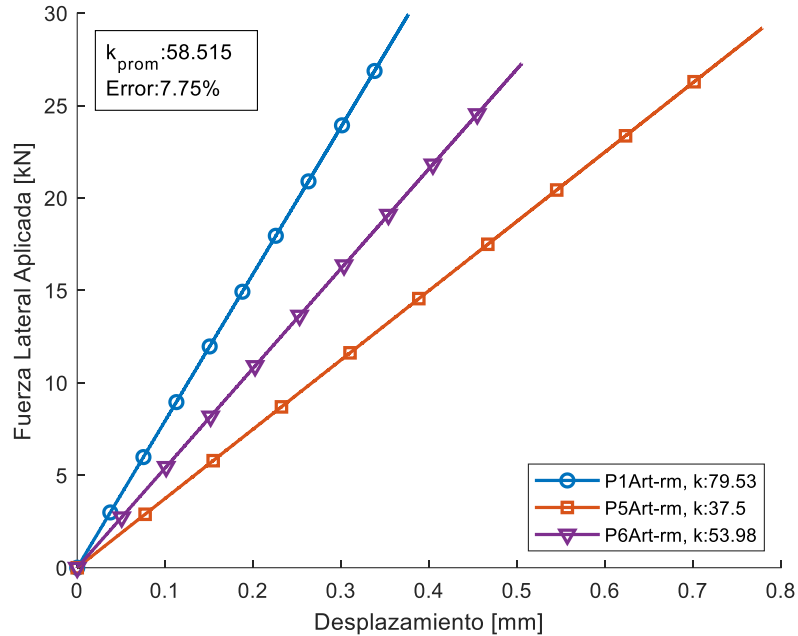


Figura 7.6 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las paredes exteriores del edificio de ladrillo artesanal

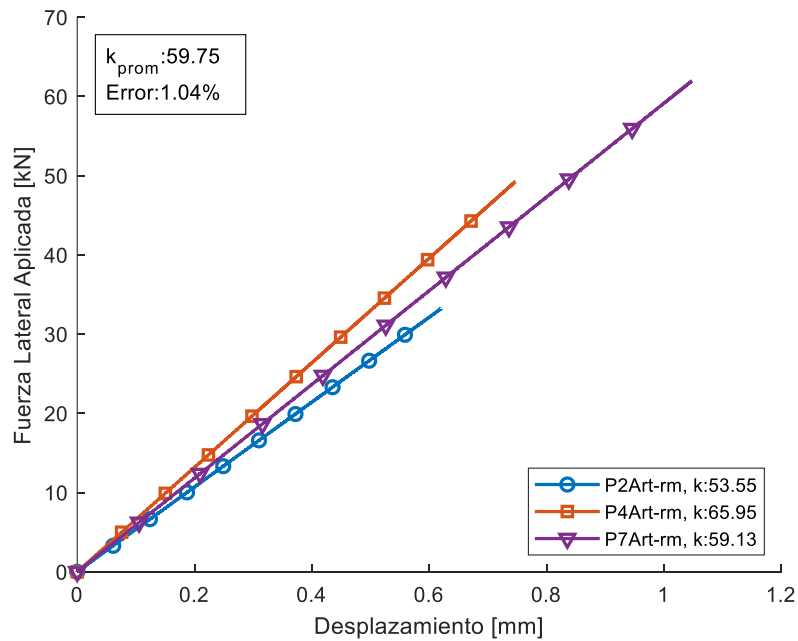


Figura 7.7 Curvas Fuerza-Desplazamiento de las paredes interiores del edificio de ladrillo artesanal

7.2 Análisis Modal

En esta sección, se presentan los resultados de los análisis modales. En la Figura 7.8 y Figura 7.9 se ilustran las formas de los modos de vibración del modelo REAL, tanto en el caso de paredes idealizadas mediante unidades de ladrillo industrial, como en el caso de paredes de ladrillo de fabricación artesanal, utilizando en los dos casos, un módulo de corte para los diafragmas de piso (G_{eq}) igual a 15 MPa. Las formas modales de todos los casos de estudio se encuentran en el Anexo A7.

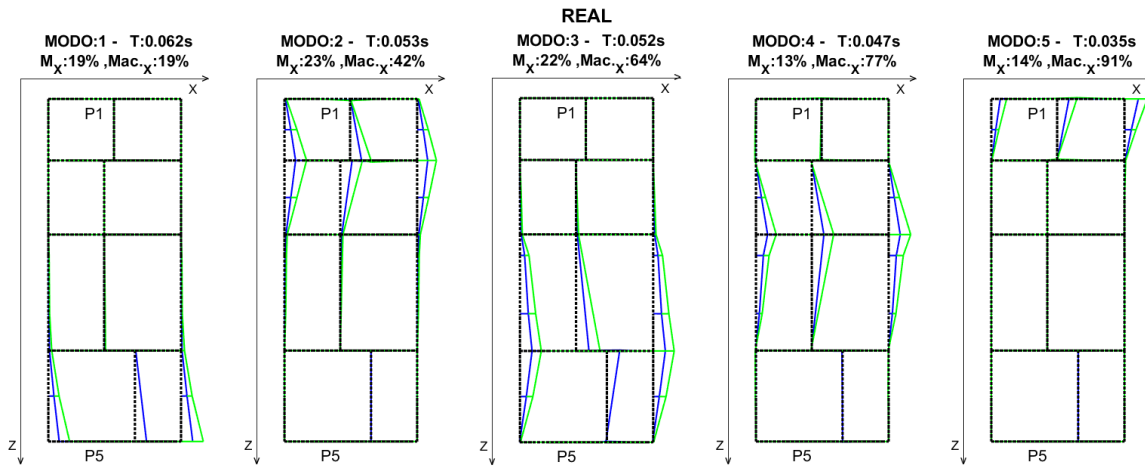


Figura 7.8 Formas de modo de vibración de la edificación Real, con paredes de ladrillo industrial de 15cm

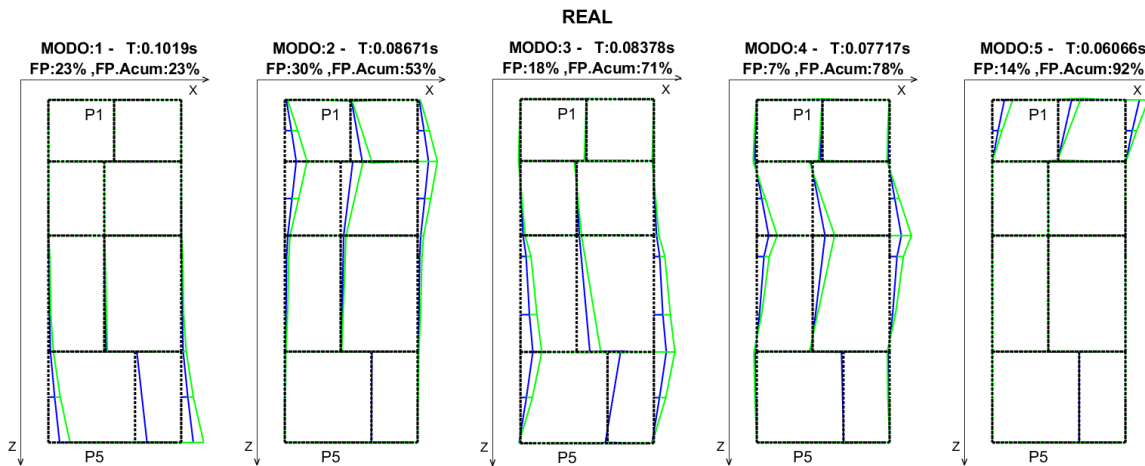


Figura 7.9 Formas de modo de vibración de la edificación Real, con paredes de ladrillo artesanal de 15cm

En base a estas figuras, se evidencian los resultados obtenidos por Lagomarsino, et al. (2018); Por un lado, se ven modos de vibración prácticamente individuales de cada pared. También, es importante indicar que las formas de los modos de vibración no presentan efectos torsionales debido a los diafragmas flexibles de piso.

El análisis de los parámetros modales se lleva a cabo siguiendo el esquema indicado en la Figura 1.3.

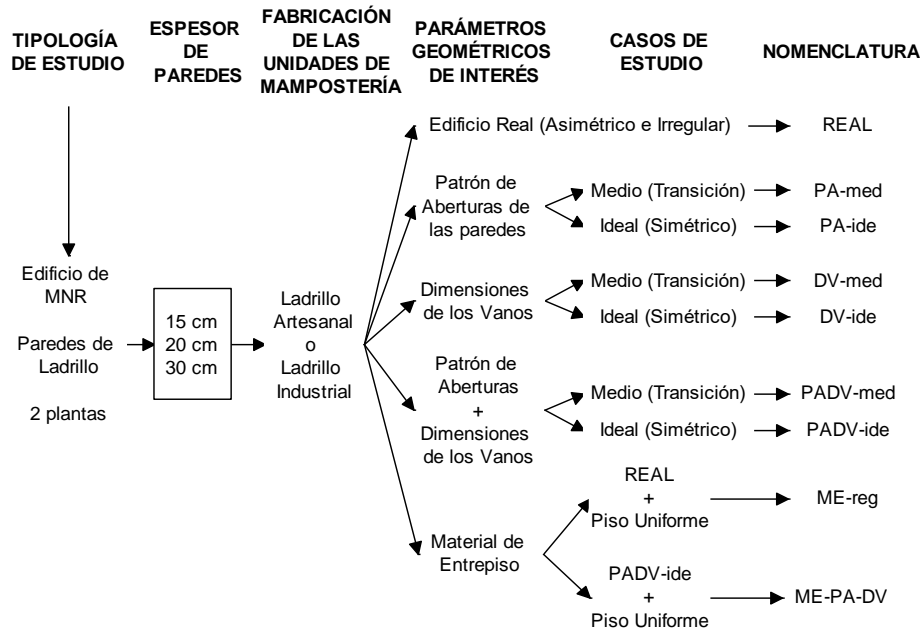


Figura 7.10 Establecimiento de los modelos de análisis para un espesor de pared y un tipo de ladrillo

La Figura 7.10 muestra que existen nueve configuraciones estructurales básicas de las cuales se derivan, en primer lugar, los modelos que dependen de la procedencia de las unidades de mampostería, dando lugar a 18 casos de análisis. A su vez, estos casos se multiplican en función de los espesores de pared considerados en este estudio, es decir, 15, 20 y 30cm. De esta manera, se conforman 54 modelos, con el propósito de establecer la influencia relativa de cada parámetro geométrico sobre el comportamiento de la edificación en términos modales.

En las tablas subsecuentes se resumen los resultados del análisis modal ejecutado sobre cada uno de los modelos. El programa Ruaumoko devuelve los resultados de cada modo de vibración, ordenados en función de sus períodos. Esta disposición es adoptada usualmente por los programas de cálculo y, además, en el presente estudio, debido a que el primer parámetro calculado es el periodo de cada modo de vibración (a partir de cada frecuencia de vibración), y teniendo en cuenta que los modos de vibración con mayores períodos, también poseen mayor participación de masa, comúnmente.

Tabla 7.1 Resumen de los resultados principales del análisis modal sobre cada edificación con paredes de 15cm y módulo de corte para diafragmas de entrepiso de 15MPa

Modelo	Modo	Unidades Industriales					Unidades Artesanales				
		T [s]	Γ_x	m_{eff}	M_x [%]	Mac_x [%]	T [s]	Γ_x	m_{eff}	M_x [%]	Mac_x [%]
REAL	1	0.062	1.33	9.31	19.4	19.4	0.102	1.45	13.38	22.8	22.8
	2	0.053	1.43	11.02	23.0	42.4	0.087	1.63	17.99	30.7	53.5
	3	0.052	1.18	10.47	21.8	64.2	0.084	1.06	10.30	17.6	71.0
	4	0.047	1.08	6.31	13.1	77.3	0.077	0.74	3.86	6.6	77.6
	5	0.035	1.40	6.52	13.6	90.9	0.061	1.24	8.20	14.0	91.6
PA-med	1	0.062	1.50	12.00	25.0	25.0	0.102	1.60	17.91	30.6	30.6
	2	0.058	1.00	7.05	14.7	39.7	0.092	0.84	6.38	10.9	41.5
	3	0.052	1.48	11.70	24.4	64.1	0.086	1.64	18.58	31.7	73.2
	4	0.047	1.13	6.78	14.1	78.2	0.077	0.81	4.44	7.6	80.8
	5	0.042	1.21	5.90	12.3	90.5	0.071	1.03	5.80	9.9	90.7
PA-ide	1	0.062	1.58	16.29	34.8	34.8	0.103	1.59	21.23	37.2	37.2
	2	0.060	0.57	2.78	5.9	40.7	0.095	0.49	2.67	4.7	41.9
	3	0.053	1.55	13.19	28.1	68.8	0.088	1.57	21.71	38.1	80.0
	4	0.049	0.93	2.98	6.4	75.2	0.082	0.11	0.07	0.1	80.1
	5	0.047	1.16	7.20	15.4	90.6	0.077	0.94	6.05	10.6	90.7
DV-med	1	0.062	1.33	9.18	19.1	19.1	0.101	1.45	13.27	22.6	22.6
	2	0.054	1.39	10.84	22.5	41.6	0.089	1.52	15.82	26.9	49.4
	3	0.050	1.22	10.78	22.4	64.0	0.082	1.17	12.52	21.3	70.7
	4	0.047	1.07	6.17	12.8	76.8	0.077	0.71	3.58	6.1	76.8
	5	0.036	1.42	6.70	13.9	90.7	0.062	1.27	8.66	14.7	91.5
DV-ide	1	0.061	1.33	9.06	18.7	18.7	0.100	1.46	13.21	22.4	22.4
	2	0.056	1.36	11.00	22.8	41.5	0.092	1.46	15.21	25.8	48.1
	3	0.049	1.27	11.52	23.8	65.3	0.081	1.21	14.38	24.4	72.5
	4	0.047	0.99	5.32	11.0	76.3	0.077	0.54	2.24	3.8	76.3
	5	0.036	1.43	6.82	14.1	90.4	0.063	1.29	8.95	15.2	91.4
PADV-med	1	0.061	1.47	11.35	23.5	23.5	0.101	1.60	17.27	29.3	29.3
	2	0.056	1.04	7.37	15.3	38.8	0.090	0.99	8.50	14.4	43.8
	3	0.054	1.43	11.43	23.7	62.5	0.089	1.50	15.58	26.5	70.3
	4	0.047	1.16	7.08	14.7	77.2	0.077	0.87	5.04	8.6	78.8
	5	0.043	1.24	6.44	13.3	90.5	0.074	1.12	6.98	11.9	90.7
PADV-ide	1	0.061	1.55	12.97	27.4	27.4	0.101	1.63	19.33	33.6	33.6
	2	0.057	0.89	5.39	11.4	38.8	0.092	1.64	22.87	39.8	73.4
	3	0.056	1.46	12.66	26.8	65.6	0.091	0.50	2.33	4.0	77.5
	4	0.051	1.10	4.42	9.3	74.9	0.087	0.46	1.17	2.0	79.5
	5	0.047	1.18	7.36	15.6	90.5	0.078	0.98	6.40	11.1	90.6
ME-reg	1	0.063	1.42	10.90	19.5	19.5	0.103	1.57	16.61	24.9	24.9
	2	0.060	1.38	13.14	23.5	43.0	0.097	1.53	19.34	29.0	54.0
	3	0.056	1.18	12.91	23.1	66.1	0.090	1.04	12.93	19.4	73.4
	4	0.054	0.94	6.00	10.7	76.8	0.086	0.53	2.50	3.8	77.1
	5	0.039	1.30	7.94	14.2	91.0	0.066	1.21	9.40	14.1	91.3
ME-PA-DV	1	0.065	1.40	15.43	28.2	28.2	0.105	1.56	27.08	41.7	41.7
	2	0.063	1.42	20.61	37.6	65.8	0.103	1.40	22.98	35.4	77.1
	3	0.061	0.96	4.69	8.6	74.4	0.100	0.33	0.82	1.3	78.3
	4	0.060	0.18	0.24	0.4	74.8	0.096	-0.23	0.67	1.0	79.4
	5	0.053	1.16	8.49	15.5	90.3	0.085	0.96	7.14	11.0	90.4

Tabla 7.2 Resumen de los resultados principales del análisis modal sobre cada edificación con paredes de 20cm y módulo de corte para diafragmas de entrepiso de 15MPa

Modelo	Modo	Unidades Industriales					Unidades Artesanales				
		T [s]	Γ_x	m_{eff}	M_x [%]	Mac_x [%]	T [s]	Γ_x	m_{eff}	M_x [%]	Mac_x [%]
REAL	1	0.058	1.33	10.65	18.5	18.5	0.097	1.42	15.06	20.9	20.9
	2	0.050	1.41	12.58	21.8	40.3	0.083	1.57	19.50	27.1	48.0
	3	0.048	1.21	12.67	22.0	62.2	0.079	1.18	14.75	20.5	68.5
	4	0.044	1.14	8.11	14.1	76.3	0.074	0.84	5.78	8.0	76.6
	5	0.034	1.40	8.50	14.7	91.1	0.060	1.25	10.92	15.2	91.8
PA-med	1	0.058	1.44	12.58	21.9	21.9	0.096	1.56	18.97	26.5	26.5
	2	0.053	1.11	9.71	16.9	38.7	0.087	1.00	9.80	13.7	40.2
	3	0.049	1.47	13.48	23.4	62.2	0.082	1.63	21.70	30.3	70.5
	4	0.044	1.18	8.70	15.1	77.3	0.074	0.91	6.60	9.2	79.7
	5	0.041	1.23	7.70	13.4	90.7	0.070	1.07	8.04	11.2	90.9
PA-ide	1	0.058	1.56	15.98	28.5	28.5	0.097	1.62	22.84	32.8	32.8
	2	0.056	0.87	6.34	11.3	39.8	0.090	0.71	5.53	7.9	40.8
	3	0.049	1.57	16.33	29.1	69.0	0.084	1.43	26.34	37.8	78.6
	4	0.047	0.84	3.19	5.7	74.6	0.080	-0.14	0.19	0.3	78.9
	5	0.044	1.20	8.98	16.0	90.7	0.074	1.02	8.35	12.0	90.9
DV-med	1	0.058	1.33	10.54	18.2	18.2	0.096	1.42	14.98	20.8	20.8
	2	0.051	1.38	12.54	21.7	39.9	0.085	1.49	18.07	25.1	45.8
	3	0.047	1.25	12.94	22.4	62.3	0.078	1.25	16.56	23.0	68.8
	4	0.044	1.12	7.84	13.6	75.8	0.074	0.78	5.11	7.1	75.9
	5	0.035	1.43	8.64	14.9	90.8	0.061	1.28	11.40	15.8	91.7
DV-ide	1	0.057	1.33	10.44	18.0	18.0	0.095	1.43	14.92	20.6	20.6
	2	0.052	1.36	12.73	21.9	39.9	0.087	1.45	17.63	24.4	45.0
	3	0.046	1.30	13.82	23.8	63.7	0.077	1.29	18.80	26.0	71.0
	4	0.044	1.04	6.82	11.7	75.5	0.073	0.60	3.20	4.4	75.5
	5	0.035	1.44	8.72	15.0	90.5	0.061	1.30	11.70	16.2	91.6
PADV-med	1	0.057	1.43	12.16	21.0	21.0	0.095	1.55	18.48	25.7	25.7
	2	0.052	1.14	9.75	16.9	37.9	0.085	1.12	11.84	16.4	42.1
	3	0.051	1.43	13.30	23.0	60.9	0.084	1.50	18.60	25.8	67.9
	4	0.044	1.20	8.92	15.4	76.3	0.074	0.93	6.89	9.6	77.5
	5	0.042	1.25	8.30	14.4	90.6	0.072	1.17	9.62	13.4	90.9
PADV-ide	1	0.057	1.50	13.57	24.0	24.0	0.095	1.61	20.88	29.8	29.8
	2	0.053	1.03	7.99	14.1	38.1	0.087	1.53	29.06	41.5	71.2
	3	0.052	1.49	15.35	27.2	65.3	0.087	0.71	4.96	7.1	78.3
	4	0.049	1.06	5.12	9.1	74.4	0.084	0.10	0.09	0.1	78.4
	5	0.044	1.22	9.18	16.2	90.6	0.074	1.05	8.66	12.4	90.8
ME-reg	1	0.059	1.38	11.84	18.1	18.1	0.097	1.50	17.33	21.7	21.7
	2	0.056	1.37	14.66	22.4	40.4	0.091	1.51	21.42	26.8	48.5
	3	0.052	1.23	15.52	23.7	64.1	0.084	1.18	18.19	22.8	71.3
	4	0.050	1.01	7.77	11.9	75.9	0.081	0.62	3.89	4.9	76.2
	5	0.037	1.34	9.90	15.1	91.0	0.064	1.24	12.14	15.2	91.4
ME-PA-DV	1	0.059	1.42	18.00	28.1	28.1	0.098	1.44	31.90	41.1	41.1
	2	0.058	1.43	23.89	37.3	65.5	0.097	1.55	26.20	33.8	74.9
	3	0.057	0.94	5.24	8.2	73.6	0.095	0.06	0.04	0.1	74.9
	4	0.056	-0.15	0.29	0.4	74.1	0.091	0.41	2.48	3.2	78.1
	5	0.049	1.20	10.38	16.2	90.3	0.081	1.04	9.54	12.3	90.4

Tabla 7.3 Resumen de los resultados principales del análisis modal sobre cada edificación con paredes de 30cm y módulo de corte para diafragmas de entrepiso de 15MPa

Modelo	Modo	Unidades Industriales					Unidades Artesanales				
		T [s]	Γ_x	m_{eff}	M_x [%]	Mac_x [%]	T [s]	Γ_x	m_{eff}	M_x [%]	Mac_x [%]
REAL	1	0.054	1.32	13.55	17.6	17.6	0.091	1.39	18.84	19.1	19.1
	2	0.046	1.40	16.01	20.8	38.4	0.079	1.50	23.76	24.1	43.3
	3	0.044	1.25	16.78	21.8	60.2	0.074	1.27	22.06	22.4	65.7
	4	0.041	1.19	11.54	15.0	75.1	0.070	0.95	9.53	9.7	75.4
	5	0.033	1.40	12.57	16.3	91.5	0.059	1.25	16.41	16.7	92.1
PA-med	1	0.053	1.39	14.77	19.3	19.3	0.090	1.49	21.81	22.3	22.3
	2	0.048	1.21	14.08	18.4	37.6	0.081	1.16	16.01	16.4	38.7
	3	0.046	1.45	17.21	22.4	60.1	0.078	1.61	27.83	28.5	67.1
	4	0.041	1.24	12.38	16.1	76.2	0.070	0.92	8.98	9.2	76.3
	5	0.040	1.25	11.29	14.7	90.9	0.070	1.20	14.56	14.9	91.2
PA-ide	1	0.053	1.46	16.76	22.5	22.5	0.091	1.57	25.33	26.7	26.7
	2	0.051	1.11	12.15	16.3	38.8	0.084	0.98	12.09	12.8	39.5
	3	0.046	1.43	26.02	34.9	73.8	0.081	1.72	28.88	30.5	70.0
	4	0.046	-0.11	0.13	0.2	73.9	0.078	0.73	6.92	7.3	77.3
	5	0.041	1.25	12.62	16.9	90.9	0.070	1.13	13.14	13.9	91.1
DV-med	1	0.053	1.32	13.46	17.4	17.4	0.090	1.39	18.80	19.1	19.1
	2	0.047	1.38	16.04	20.8	38.2	0.080	1.46	22.80	23.1	42.2
	3	0.043	1.28	17.18	22.3	60.5	0.073	1.33	24.11	24.5	66.7
	4	0.041	1.17	11.04	14.3	74.8	0.070	0.86	8.07	8.2	74.8
	5	0.034	1.43	12.64	16.4	91.2	0.060	1.28	16.93	17.2	92.0
DV-ide	1	0.053	1.33	13.37	17.3	17.3	0.090	1.40	18.77	19.0	19.0
	2	0.048	1.36	16.27	21.0	38.3	0.081	1.43	22.51	22.8	41.8
	3	0.042	1.33	18.40	23.8	62.1	0.072	1.37	27.37	27.7	69.5
	4	0.041	1.08	9.62	12.4	74.5	0.070	0.65	4.96	5.0	74.5
	5	0.034	1.45	12.64	16.3	90.8	0.060	1.31	17.23	17.4	92.0
PADV-med	1	0.053	1.38	14.54	18.9	18.9	0.090	1.49	21.55	21.9	21.9
	2	0.048	1.22	13.74	17.8	36.7	0.080	1.68	30.96	31.5	53.4
	3	0.047	1.43	17.25	22.4	59.1	0.080	0.99	11.52	11.7	65.1
	4	0.041	1.25	12.49	16.2	75.3	0.071	0.95	9.25	9.4	74.6
	5	0.040	1.27	12.04	15.6	90.9	0.070	1.24	16.32	16.6	91.2
PADV-ide	1	0.053	1.43	15.60	20.8	20.8	0.090	1.55	24.00	25.2	25.2
	2	0.049	1.17	12.47	16.6	37.4	0.083	1.71	28.13	29.5	54.7
	3	0.048	1.56	25.44	33.9	71.4	0.082	1.06	13.44	14.1	68.8
	4	0.047	0.49	1.81	2.4	73.8	0.081	0.79	7.96	8.4	77.1
	5	0.042	1.26	12.76	17.0	90.8	0.071	1.13	13.27	13.9	91.1
ME-reg	1	0.054	1.35	14.40	17.0	17.0	0.091	1.43	20.32	19.1	19.1
	2	0.051	1.36	17.98	21.2	38.1	0.085	1.47	25.77	24.2	43.3
	3	0.046	1.28	20.21	23.8	61.9	0.078	1.30	27.17	25.6	68.9
	4	0.045	1.08	11.00	12.9	74.9	0.076	0.72	6.57	6.2	75.1
	5	0.036	1.40	13.71	16.1	91.0	0.062	1.29	17.59	16.5	91.6
ME-PA-DV	1	0.053	1.48	27.79	33.7	33.7	0.091	1.71	34.00	33.1	33.1
	2	0.053	1.62	22.07	26.8	60.5	0.090	1.60	28.52	27.7	60.8
	3	0.053	0.47	2.00	2.4	62.9	0.088	0.66	6.78	6.6	67.4
	4	0.051	0.88	8.68	10.5	73.4	0.085	0.82	9.60	9.3	76.7
	5	0.045	1.25	14.03	17.0	90.4	0.075	1.13	14.31	13.9	90.7



A diferencia de las edificaciones con piso rígido, los modos que tienen mayor porcentaje de masa participativa, no siempre poseen los mayores períodos. Por esta razón, se ha optado por ordenar cada modo en función de sus períodos de vibración y se evalúan los primeros 5 modos de cada caso, debido a que estos coinciden con los principales modos de vibración de cada pared resistente de la edificación y los resultados de dicho análisis se indican en la Tabla 7.1, Tabla 7.2 y Tabla 7.3; dependiendo del espesor de pared evaluado.

El estudio parte de la idea de modificar la configuración (geometría, idealización) de los muros, elementos resistentes de la estructura de MNR, para mejorar significativamente el comportamiento de dicha estructura en términos de parámetros modales. Sin embargo, se puede ver que tanto para edificaciones de ladrillo artesanal e industrial, la influencia de los sistemas de piso flexible es alta.

El primer parámetro analizado es el período de cada modo de vibración en cada caso implementado. Es así, que el período del primer modo de vibración oscila entre 0.091 y 0.102 [s] en la edificación REAL con ladrillos artesanales, y en el caso del modelo idealizado con paredes de ladrillo industrial, tiene un rango de variación de 0.054 a 0.062 [s] y corresponde al modo principal de la pared frontal (P5). El valor del período de vibración se reduce a medida que el espesor de las paredes aumenta, es decir que una mayor rigidez da lugar a un menor período de vibración.

En esta línea de análisis, se evidencia que los períodos de vibración no se ven afectados de manera significativa al evaluar los diferentes casos manteniendo el mismo espesor de paredes. Esto se debe a que las modificaciones geométricas de los modelos se realizan solamente sobre dos paredes de la misma (P1 y P4), y de esta manera, no representa un cambio significativo en la geometría del modelo.

Otro de los parámetros analizados es el porcentaje de masa participativa de cada modo de vibración. Teniendo en cuenta el orden establecido en función de los períodos modales, se puede ver que el primer modo de vibración para el modelo REAL no supera el 20% en el caso de las paredes con ladrillo industrial y el 23% en

el edificio de ladrillo artesanal. En ambos casos, el porcentaje de masa participativa es mayor a medida que el espesor de las paredes se reduce.

La variación del porcentaje de masa participativa de los casos de estudio con respecto al modelo REAL se lleva a cabo mediante la fórmula de la *variación relativa porcentual*, expresada en la Ecuación (7.1).

$$\Delta\%_i = \left(\frac{M_{X_{MODELO}_i} - M_{X_{REAL}_i}}{M_{X_{REAL}_i}} \right) * 100 \quad (7.1)$$

En donde,

i : Modo de vibración en cuestión. $i = 1, 2, 3, 4$ y 5 .

$M_{X_{MODELO}}$: Porcentaje de masa participativa del modo i de cada modelo de análisis.

$M_{X_{REAL}}$: Porcentaje de masa participativa del modo i del modelo REAL.

$\Delta\%$: Variación (en porcentaje) de la masa participativa del modo i .

A continuación, (Tabla 7.4 y Tabla 7.5) se resume las variaciones encontradas en el porcentaje de masa participativa de los modos de los casos correspondientes a las variables patrón de aberturas y distribución de paredes:

Tabla 7.4 Variación de M_x [%] de los casos PA y DV con respecto al modelo REAL para ladrillos Industriales

Espesor	Modelo	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
15 cm	PA-med	28.9%	-36.1%	11.9%	7.6%	-9.6%
	PA-ide	79.4%	-74.3%	28.9%	-51.1%	13.2%
	DV-med	-1.5%	-2.2%	2.8%	-2.3%	2.2%
	DV-ide	-3.6%	-0.9%	9.2%	-16.0%	3.7%
20 cm	PA-med	18.4%	-22.5%	6.4%	7.1%	-8.8%
	PA-ide	54.1%	-48.2%	32.3%	-59.6%	8.8%
	DV-med	-1.6%	-0.5%	1.8%	-3.5%	1.4%
	DV-ide	-2.7%	18.4%	28.6%	-36.8%	-18.9%
30 cm	PA-med	9.7%	-11.5%	2.8%	7.3%	-9.8%
	PA-ide	27.8%	-21.6%	60.1%	-98.7%	3.7%
	DV-med	-1.1%	0.0%	2.3%	-4.7%	0.6%
	DV-ide	-1.7%	19.3%	35.2%	-29.5%	-7.4%

Tabla 7.5 Variación de Mx [%] de los casos PA y DV con respecto al modelo REAL para ladrillos Artesanales

Espesor	Modelo	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
15 cm	PA-med	34.2%	-64.5%	80.1%	15.2%	-29.3%
	PA-ide	63.2%	-84.7%	116.5%	-98.5%	-24.3%
	DV-med	-0.9%	-12.4%	21.0%	-7.6%	5.0%
	DV-ide	-1.8%	13.2%	7.0%	-83.3%	-33.3%
20 cm	PA-med	26.8%	-49.4%	47.8%	15.0%	-26.3%
	PA-ide	56.9%	-70.8%	84.4%	-96.3%	-21.1%
	DV-med	-0.5%	-7.4%	12.2%	-11.3%	3.9%
	DV-ide	-1.4%	16.7%	24.4%	-78.9%	-22.5%
30 cm	PA-med	16.8%	-32.0%	27.2%	-5.2%	-10.8%
	PA-ide	39.8%	-46.9%	36.2%	-24.7%	-16.8%
	DV-med	0.0%	-4.1%	9.4%	-15.5%	3.0%
	DV-ide	-0.5%	19.4%	45.0%	-73.8%	-8.9%

Se observa que la masa participativa de los primeros modos aumenta cuando se modifican los patrones de abertura de las paredes (PA). Lo contrario ocurre al variar las distancias de los vanos (DV), ya que al aumentar el tamaño de ciertos paneles de piso que poseen materiales con menor resistencia de corte que la madera (o la teja), se produce una transferencia de cargas menor por parte del piso.

En consecuencia, se espera que el porcentaje de masa participativa del primer modo de estos modelos aumente al modificar la geometría de las paredes resistentes, dando lugar a la evaluación de los modelos combinados: PADV-med y PADV-ide, los cuales poseen una combinación de patrones de aberturas y distancias de vanos intermedios e ideales, respectivamente. La variación de estos modelos se encuentra resumida en la Tabla 7.6 para el caso de ladrillos Industriales y en la Tabla 7.7 para ladrillos Artesanales.

Tabla 7.6 Variación de Mx [%] de los casos PADV con respecto al modelo REAL para ladrillos Industriales

Espesor	Modelo	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
15 cm	PADV-med	21.1%	-33.5%	8.7%	12.2%	-2.2%
	PADV-ide	41.2%	-50.4%	22.9%	-29.0%	14.7%
20 cm	PADV-med	13.5%	-22.5%	4.5%	9.2%	-2.0%
	PADV-ide	29.7%	-35.3%	23.6%	-35.5%	10.2%
30 cm	PADV-med	7.4%	-14.4%	2.8%	8.0%	-4.3%
	PADV-ide	18.2%	-20.2%	55.5%	-84.0%	4.3%

Tabla 7.7 Variación de Mx [%] de los casos PADV con respecto al modelo REAL para ladrillos Artesanales

Espesor	Modelo	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
15 cm	PADV-med	28.5%	-53.1%	50.6%	30.3%	-15.0%
	PADV-ide	47.4%	29.6%	-77.3%	-69.7%	-20.7%
20 cm	PADV-med	23.0%	-39.5%	25.9%	20.0%	-11.8%
	PADV-ide	42.6%	53.1%	-65.4%	-98.8%	-18.4%
30 cm	PADV-med	14.7%	30.7%	-47.8%	-3.1%	-0.6%
	PADV-ide	31.9%	22.4%	-37.1%	-13.4%	-16.8%

La variación del porcentaje de masa participativa de los primeros modos obtenida para los casos PADV (Tabla 7.6 y Tabla 7.7) es mayor que en los casos en donde se varían solamente las distancias de los vanos, pero continúa siendo menor que el incremento obtenido al evaluar los modelos dependientes de los patrones de aberturas de las paredes.

Este resultado produce una contradicción al supuesto de configurar la edificación como un modelo simétrico (combinando el patrón de aberturas de las paredes simétrico y la distribución equidistante de las mismas) para obtener un comportamiento modal ideal (primer modo traslacional e integral de estructura). Esto se puede explicar debido al tamaño de los paneles que conforman los diafragmas de entrepiso y la diferencia de materiales que conforman dichos paneles.

En este sentido, el modelo REAL presenta paneles de entrepiso vacíos o con menor rigidez (pozos de luz, escaleras, cubierta de vidrio), los cuales tienen un tamaño menor en comparación con el resto de paneles. La dimensión de estos espacios es alterada el momento en el que se genera el modelo simétrico, dando lugar a paneles de piso con una rigidez a corte nula de un tamaño mayor.

Esto se evidencia al evaluar los modelos dependientes del parámetro referente al material de entrepiso. Es así que tiene lugar el modelo ME-reg; el cual posee las mismas características de la edificación REAL, con la suposición de que el material constituyente en cada entrepiso es uniforme. Es decir que el primer entrepiso está conformado completamente por madera y la cubierta es de madera y teja.

Al llevar a cabo el mismo análisis sobre el edificio ME-PA-DV, el cual representa la combinación de patrones de aberturas simétricos y equidistancia de las paredes (PADV-ide) con material de entrepiso uniforme, se obtiene un incremento considerable en el porcentaje de masa participativa del primer modo con respecto a la edificación REAL, tal como muestra la Tabla 7.8 y la Tabla 7.9 y llega hasta un 91.5% en el caso de los edificios de ladrillo de fabricación industrial y un 73.3% en el edificio con ladrillos fabricados artesanalmente (paredes de 30cm de espesor en ambos casos).

Tabla 7.8 Variación de M_x [%] de los casos ME-reg y ME-PA-DV con respecto al modelo REAL para ladrillos Industriales

Espesor	Modelo	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
15 cm	ME-reg	0.5%	2.2%	6.0%	-18.3%	4.4%
	ME-PA-DV	45.4%	63.5%	-60.6%	-96.9%	14.0%
20 cm	ME-reg	-2.2%	2.8%	7.7%	-15.6%	2.7%
	ME-PA-DV	51.9%	71.1%	-62.7%	-97.2%	10.2%
30 cm	ME-reg	-3.4%	1.9%	9.2%	-14.0%	-1.2%
	ME-PA-DV	91.5%	28.8%	-89.0%	-30.0%	4.3%

Tabla 7.9 Variación de M_x [%] de los casos ME-reg y ME-PA-DV con respecto al modelo REAL para ladrillos Artesanales

Espesor	Modelo	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
15 cm	ME-reg	9.2%	-5.5%	10.2%	-42.4%	0.7%
	ME-PA-DV	82.9%	15.3%	-92.6%	-84.8%	-21.4%
20 cm	ME-reg	3.8%	-1.1%	11.2%	-38.8%	0.0%
	ME-PA-DV	96.7%	24.7%	-99.5%	-60.0%	-19.1%
30 cm	ME-reg	0.0%	0.4%	14.3%	-36.1%	-1.2%
	ME-PA-DV	73.3%	14.9%	-70.5%	-4.1%	-16.8%

Considerando que este análisis se lleva a cabo al comparar los porcentajes de masa participativa de los modos de vibración, independientemente de los pórticos en los que se produce el desplazamiento modal; se pueden comparar también, las variaciones existentes en los porcentajes de masa participativa de acuerdo al pórtico al que pertenecen dichos modos, tal como se indican en las siguientes tablas:

Tabla 7.10 Variación de Mx [%] en los pórticos de los casos PA y DV vs REAL para ladrillos Industriales

Espesor	Modelo	P5	P2	P4	P3	P1
15 cm	PA-med	28.9%	6.1%	-32.6%	7.6%	-9.6%
	PA-ide	79.4%	22.2%	-72.9%	17.6%	-52.9%
	DV-med	-1.5%	-2.2%	2.8%	-2.3%	2.2%
	DV-ide	-3.6%	-0.9%	9.2%	-16.0%	3.7%
20 cm	PA-med	18.4%	7.3%	-23.2%	7.1%	-8.8%
	PA-ide	54.1%	33.5%	-48.6%	13.5%	-61.2%
	DV-med	-1.6%	-0.5%	1.8%	-3.5%	1.4%
	DV-ide	-2.7%	18.4%	28.6%	-36.8%	-18.9%
30 cm	PA-med	9.7%	7.7%	-15.6%	7.3%	-9.8%
	PA-ide	27.8%	67.8%	-25.2%	12.7%	-98.8%
	DV-med	-1.1%	0.0%	2.3%	-4.7%	0.6%
	DV-ide	-1.7%	19.3%	35.2%	-29.5%	-7.4%

Tabla 7.11 Variación de Mx [%] en los pórticos de los casos PA y DV vs REAL para ladrillos Artesanales

Espesor	Modelo	P5	P2	P4	P3	P1
15 cm	PA-med	34.2%	3.3%	-38.1%	15.2%	-29.3%
	PA-ide	63.2%	24.1%	-73.3%	60.6%	-99.3%
	DV-med	-0.9%	-12.4%	21.0%	-7.6%	5.0%
	DV-ide	-1.8%	13.2%	7.0%	-83.3%	-33.3%
20 cm	PA-med	26.8%	11.8%	-33.2%	15.0%	-26.3%
	PA-ide	56.9%	39.5%	-61.5%	50.0%	-98.0%
	DV-med	-0.5%	-7.4%	12.2%	-11.3%	3.9%
	DV-ide	-1.4%	16.7%	24.4%	-78.9%	-22.5%
30 cm	PA-med	16.8%	18.3%	-26.8%	-5.2%	-10.8%
	PA-ide	39.8%	26.6%	-42.9%	43.3%	-56.3%
	DV-med	0.0%	-4.1%	9.4%	-15.5%	3.0%
	DV-ide	-0.5%	19.4%	45.0%	-73.8%	-8.9%

De este análisis, y conociendo de antemano que la modificación de los patrones de aberturas de las paredes de la edificación afecta directamente a la rigidez y masa de cada pórtico, se puede evidenciar que los pórticos en donde se generan variaciones significativas, son aquellos en los cuales se implementan las modificaciones geométricas (Tabla 7.10 y Tabla 7.11). De esta manera, los porcentajes de masa participativa de los modos correspondientes a los pórticos P1

y P4 se ven reducidos a medida que se aumentan las aberturas en los mismos (casos PA-med y PA-ide).

En los casos en donde se modifican las distancias de los vanos (DV-med y DV-ide), las variaciones de los porcentajes de masa participativa de los modos dependen indirectamente de los espesores de las paredes y sobretodo de la resistencia a corte del sistema de piso que conecta dichos pórticos.

De esta manera, el pórtico en donde ocurren cambios significativos en términos de porcentaje de masa participativa de su modo de vibración, es aquel en donde existe una modificación (reducción) significativa del tamaño de sus vanos contiguos, y, por ende, un aumento de la transferencia de carga lateral. En el caso de estudio, este hecho se produce entre los pórticos P3 y P5, en donde, las luces se reducen progresivamente desde el modelo REAL hasta el modelo DV-ide (pasando por el modelo DV-med), de manera que el modo correspondiente al pórtico P4 obtiene un aumento de su porcentaje de masa participativa.

Tabla 7.12 Variación de M_x [%] en los pórticos de los casos PADV vs REAL para ladrillos Industriales

Espesor	Modelo	P5	P2	P4	P3	P1
15 cm	PADV-med	21.1%	3.0%	-29.8%	12.2%	-2.2%
	PADV-ide	41.2%	16.5%	-47.7%	19.1%	-31.6%
20 cm	PADV-med	13.5%	5.5%	-23.2%	9.2%	-2.0%
	PADV-ide	29.7%	24.8%	-35.9%	14.9%	-38.1%
30 cm	PADV-med	7.4%	7.7%	-18.3%	8.0%	-4.3%
	PADV-ide	18.2%	63.0%	-23.9%	13.3%	-85.3%

Tabla 7.13 Variación de M_x [%] en los pórticos de los casos PADV vs REAL para ladrillos Artesanales

Espesor	Modelo	P5	P2	P4	P3	P1
15 cm	PADV-med	28.5%	-13.7%	-18.2%	30.3%	-15.0%
	PADV-ide	47.4%	29.6%	-77.3%	68.2%	-85.7%
20 cm	PADV-med	23.0%	-4.8%	-20.0%	20.0%	-11.8%
	PADV-ide	42.6%	53.1%	-65.4%	55.0%	-99.3%
30 cm	PADV-med	14.7%	30.7%	-47.8%	71.1%	-43.7%
	PADV-ide	31.9%	-65.1%	-37.1%	43.3%	76.6%

Tabla 7.14 Variación de M_x [%] en los pórticos de los casos ME-reg y ME-PA-DV vs REAL para ladrillos Industriales

Espesor	Modelo	P5	P2	P4	P3	P1
15 cm	ME-reg	0.5%	2.2%	6.0%	-18.3%	4.4%
	ME-PA-DV	-97.9%	22.6%	72.5%	18.3%	-36.8%
20 cm	ME-reg	-2.2%	2.8%	7.7%	-15.6%	2.7%
	ME-PA-DV	-97.8%	28.9%	69.5%	14.9%	-44.2%
30 cm	ME-reg	-3.4%	1.9%	9.2%	-14.0%	-1.2%
	ME-PA-DV	52.3%	62.0%	-51.8%	13.3%	-85.3%

Tabla 7.15 Variación de M_x [%] en los pórticos de los casos ME-reg y ME-PA-DV vs REAL para ladrillos Artesanales

Espesor	Modelo	P5	P2	P4	P3	P1
15 cm	ME-reg	9.2%	-5.5%	10.2%	-42.4%	0.7%
	ME-PA-DV	-95.6%	35.8%	101.1%	66.7%	-90.7%
20 cm	ME-reg	3.8%	-1.1%	11.2%	-38.8%	0.0%
	ME-PA-DV	61.7%	51.7%	-84.4%	53.8%	-99.3%
30 cm	ME-reg	0.0%	0.4%	14.3%	-36.1%	-1.2%
	ME-PA-DV	45.0%	-72.6%	-58.5%	43.3%	98.2%

Por otra parte, se puede ver que la uniformidad del material de piso (Tabla 7.14 y Tabla 7.15) no es significativa sobre los porcentajes de masa participativa de los modos de vibración si se analiza el edificio con las características originales. Sin embargo, los porcentajes de masa participativa de los modos, se modifican completamente cuando se idealiza un edificio con material de piso uniforme y que posee las características consideradas ideales (Patrones de aberturas y distancias entre paredes simétricas).

Finalmente, con el objetivo de evidenciar el efecto que tiene el sistema de entrepiso con diafragma flexible típico de las edificaciones del CHC, se analizan las propiedades modales de tres sub-variantes del modelo REAL con paredes de 20cm (espesor intermedio). Los nuevos casos de estudio se configuran en función del valor de módulo de corte (G_{eq}) de los diafragmas de piso, es decir: 7.5MPa, 15MPa y 20MPa. Además, estos modelos se idealizan con ladrillo artesanal, debido a que se tiene en cuenta que las edificaciones del CHC se construyeron principalmente con este material. Los resultados de esta comparación se indican en la Tabla 7.16.

Tabla 7.16 Resumen de los resultados del análisis modal sobre la edificación REAL con paredes de 20cm

G_{eq} [MPa]	Modelación 3D						Modelación 2D				
	M	T [s]	Γ_x	m_{eff}	M_x [%]	Mac_x [%]	P	T [s]	Γ_x	m_{eff}	M_x [%]
7.5	1	0.0975	1.37	13.93	19.4	19.4	P5	0.0984	1.27	11.82	89.9
	2	0.0839	1.46	16.64	23.1	42.5	P2	0.0889	1.32	13.34	90.05
	3	0.0799	1.22	15.48	21.5	64.0	P4	0.0813	1.22	15.05	91.9
	4	0.0750	1.04	8.50	11.8	75.8	P3	0.0766	1.34	13.53	92.5
	5	0.0602	1.28	11.46	15.9	91.8	P1	0.0607	1.32	12.14	93.7
20	1	0.0962	1.44	15.59	21.7	21.7	P5	0.0969	1.26	11.89	90.4
	2	0.0822	1.62	21.28	29.6	51.3	P2	0.0889	1.32	13.34	90.0
	3	0.0787	1.14	13.87	19.3	70.5	P4	0.0813	1.22	15.05	91.9
	4	0.0733	0.75	4.647	6.5	77.0	P3	0.0766	1.34	13.53	92.5
	5	0.0596	1.23	10.61	14.8	91.8	P1	0.0607	1.32	12.14	93.7
100	1	0.0938	1.58	19.29	26.8	26.8	P5	0.0924	1.25	12.08	91.8
	2	0.0788	1.79	35.24	49.0	75.8	P2	0.0889	1.32	13.34	90.0
	3	0.0755	0.43	2.56	3.6	79.4	P4	0.0813	1.22	15.05	91.9
	4	0.0680	0.31	0.99	1.4	80.7	P3	0.0766	1.34	13.53	92.5
	5	0.0575	1.06	7.91	11.0	91.7	P1	0.0607	1.32	12.14	93.7

Para evidenciar el efecto de diafragma flexible se realizó un análisis modal para la edificación con una rigidez de 100 MPa (semiflexible) en todos los resortes de piso. De los resultados se observó un comportamiento más integral de la estructura, lo que se evidencia en el aumento de la masa participativa de los primeros modos.

Por otro lado, dependiendo de la configuración (regular o irregular) en el plano del piso, las formas modales de una estructura con diafragma flexible pueden ser equivalentes al modo de vibración respectivo de cada pared idealizada individualmente, tal como se indica en la Figura 7.11 y Figura 7.12, además la Tabla 7.16 indica que los períodos de vibración son semejantes cuando el módulo de corte del piso representa un sistema flexible y por este motivo muchos autores recomiendan modelar y analizar las paredes de estas edificaciones de manera individual, debido a la simplificación que conlleva y a la similitud de los resultados, debido a la baja transferencia de carga por parte del sistema de piso.

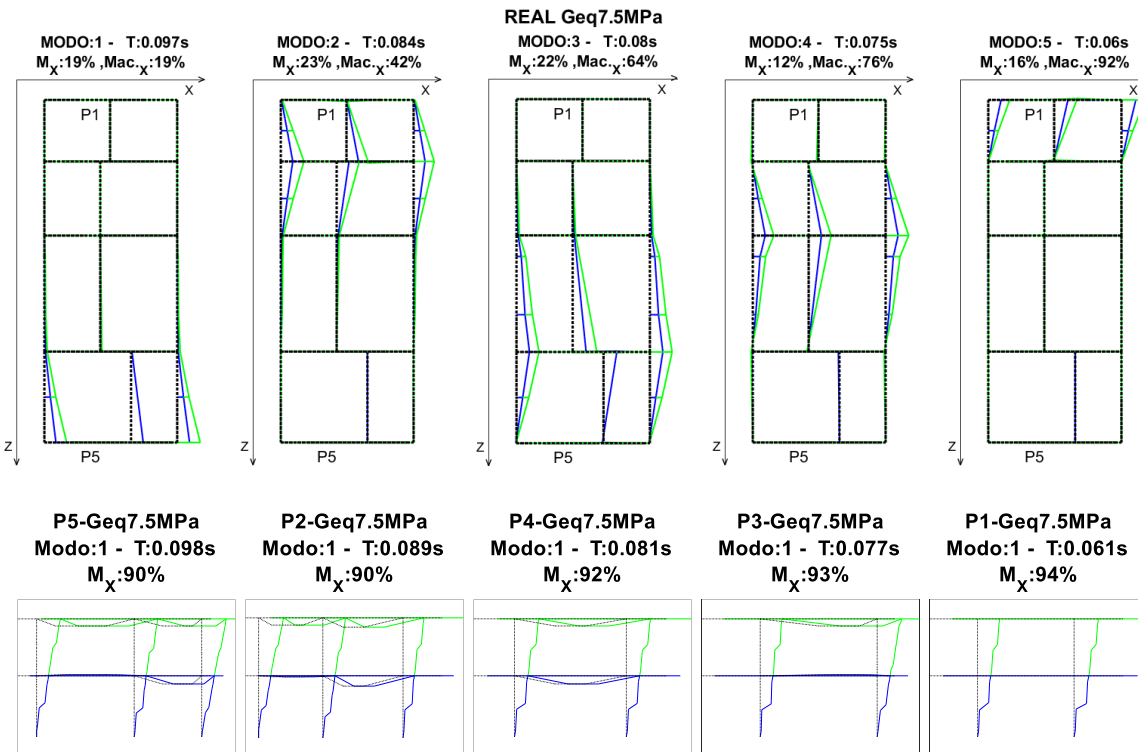


Figura 7.11 Formas modales de la Edificación REAL vs Paredes asociadas, Geq de 7.5MPa

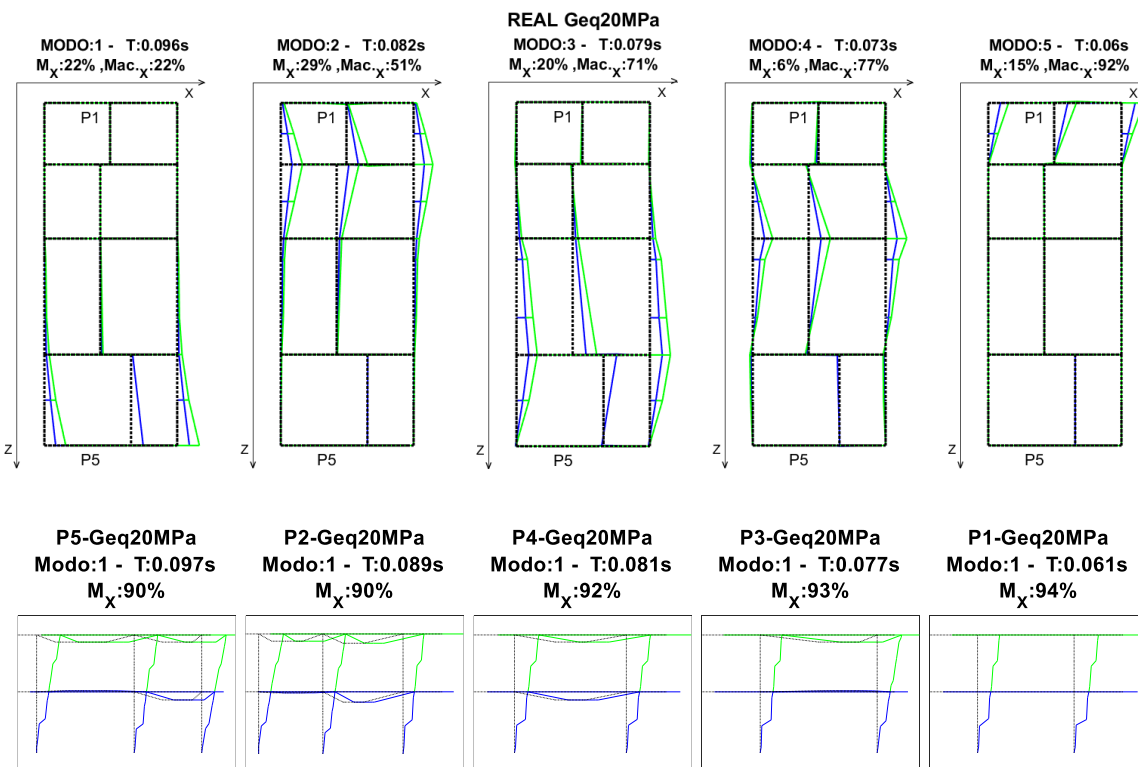


Figura 7.12 Formas modales de la Edificación REAL vs Paredes asociadas, Geq de 20MPa

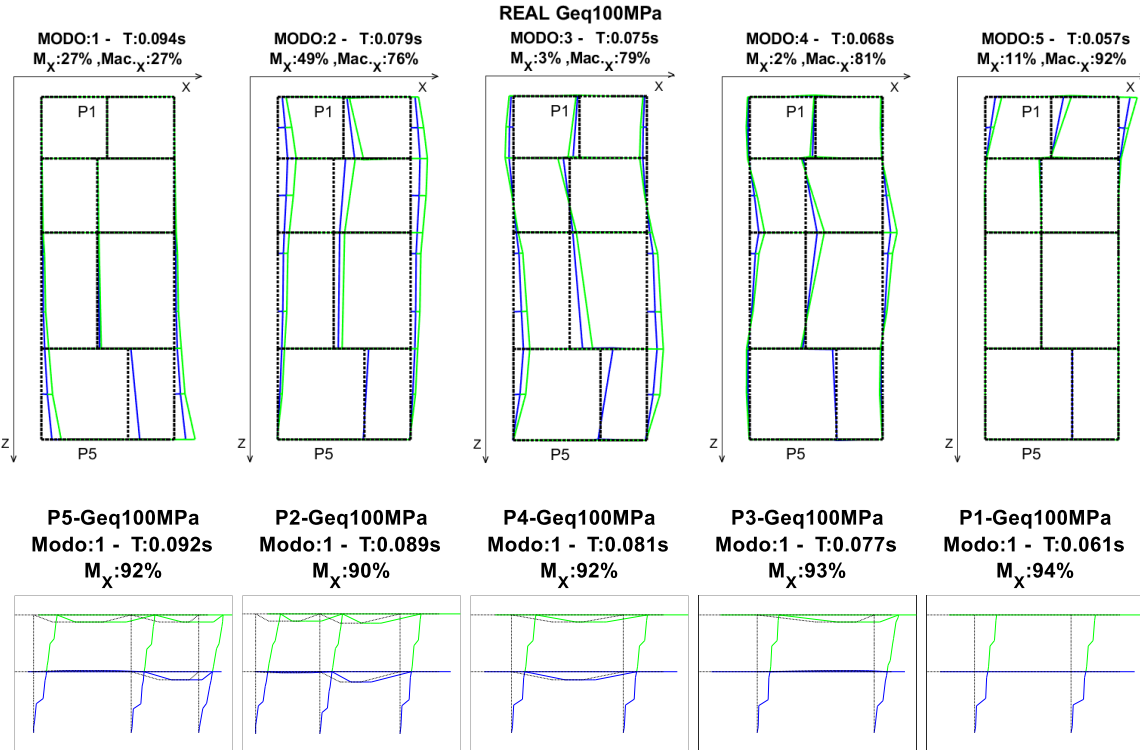


Figura 7.13 Formas modales de la Edificación REAL vs Paredes asociadas, Geq de 100MPa



8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Sabiendo que la ciudad de Cuenca tiene alta amenaza sísmica (Jiménez, 2002), y habiendo definido el área de estudio como el Centro Histórico de la ciudad, se profundizó el análisis del comportamiento de algunas edificaciones, a partir de una edificación considerada prototípica. Dentro del marco de estudios desarrollados sobre edificaciones con características similares a la edificación escogida, se ha determinado que la primera forma modal no activa todas las paredes del edificio, debido a la flexibilidad de los diagramas de piso, lo que se traduce en dificultad para evaluar su comportamiento sísmico. Por este motivo, en el presente trabajo se profundizó el análisis de estas edificaciones con el objetivo de entender y explicar los motivos de dicho comportamiento no deseado, a través de la evaluación de algunos parámetros obtenidos de análisis modales.

La tipología de estudio fue la correspondiente a las edificaciones de MNR con sistemas de piso flexibles (o muy flexibles). Estas edificaciones generalmente tienen sistemas de entrepiso de madera, pero existen espacios que cuentan con materiales diferentes. Se observó también un bajo grado de tipicidad en la distribución y continuidad de las paredes, las cuales, además, poseen patrones de aberturas irregulares.

La modificación de las variables geométricas (de carácter arquitectónico) de la edificación prototipo del CHC, se realizó con el propósito de modificar su estructura de manera que se asemeje al prototipo de las edificaciones residenciales de algunos distritos europeos (i.e. Eixample-Barcelona) estudiadas previamente (Jiménez, 2002), en donde se han encontrado formas modales que activan todas las paredes de la estructura, facilitando los análisis sísmicos posteriores.

Los análisis ejecutados sobre la edificación prototipo y sus variantes se realizaron a través de la implementación de modelos idealizados con la aproximación de pórtico equivalente desarrollada por la Universidad de Pavia. Varios estudios han demostrado que este enfoque puede ser utilizado de manera confiable en el análisis de estructuras de MNR, reduciendo el esfuerzo computacional requerido por



métodos más detallados (elementos finitos) (Kappos, et al., 2002; Calderini, et al., 2009; Amadio, et al., 2011; Marques & Lourenço, 2011; Lagomarsino, et al., 2013; Jiménez, 2016; Jiménez, et al., 2018).

Los modelos implementados en el presente estudio tienen varias simplificaciones; en primer lugar, se inhibe el comportamiento fuera del plano de sus macro-elementos constituyentes, debido a que se puede considerar despreciable en el contexto de la respuesta global del edificio (Lagomarsino, et al., 2013) asumiendo una conexión apropiada entre las paredes y el sistema de piso. Entonces, sabiendo que el comportamiento del edificio en una de sus direcciones ortogonales depende principalmente de las paredes alineadas en dicha dirección (Jiménez, 2002), en el presente estudio se omitió la implementación de algunas paredes emplazadas en la dirección opuesta a la del estudio (dirección X).

Es importante mencionar que tanto las modificaciones y/o intervenciones pensadas sobre la distribución de las paredes y sus patrones de aberturas se ha realizado teniendo en cuenta alternativas plausibles, que mantienen un orden de establecimiento secuencial con el fin de obtener casos de estudio simétricos que puedan materializarse sin comprometer la geometría inicial de la edificación y los elementos de la estructura que no se analizan en el presente estudio. Es decir, que los casos analizados pueden ser aplicados libremente en edificaciones con características similares a la edificación de estudio, teniendo en cuenta, por ejemplo, que las paredes discontinuas interiores usualmente son intervenidas con tabiquería liviana o eliminadas para crear espacios más amplios y reforzar los mismos con marcos metálicos o de hormigón armado.

Del análisis lineal realizado individualmente sobre las paredes de la edificación se puede concluir que, por un lado, la pared P1 (pared posterior del edificio), es la que presenta una mayor rigidez lateral ya que no posee aberturas, mientras que la pared P5 (pared frontal del edificio) tiene la menor rigidez, debido a las aberturas existentes en la misma. Con respecto a la procedencia de las unidades de mampostería que conforman los muros, se obtuvieron rigideces mayores en las



paredes idealizadas mediante unidades industriales. Es así que la pared frontal, constituida por ladrillos artesanales, posee la mitad de rigidez lateral que la misma pared idealizada con ladrillos industriales. En el resto de paredes el aumento de rigidez es incluso mayor, definiendo de esta manera, la importancia de esta variable de análisis en el contexto del presente estudio.

De los análisis modales ejecutados se concluye que:

Los modos de vibración se ordenan de acuerdo a sus períodos, y por este motivo, se considera que las primeras formas modales se obtienen en los pórticos menos rígidos (mayor cantidad de aberturas), como es el caso del pórtico frontal (P5) y pórtico interior P2; mientras que el pórtico posterior (P1), al no poseer aberturas y ser el más rígido de la estructura, tiene un período de vibración mucho menor.

La configuración geométrica de los muros dada especialmente por sus patrones de aberturas, tiene mayor influencia que la dimensión de los vanos de la edificación, en términos de masa participativa de los modos de vibración.

Al modificar los patrones de aberturas de las paredes alineadas con la dirección de análisis, y conociendo la influencia directa que tienen estos cambios sobre la masa y rigidez de estas paredes (y la edificación), se pudo evidenciar la alteración del orden de algunos de los modos de vibración, debido a la modificación de sus períodos de vibración. Las variaciones encontradas sobre los porcentajes de masa participativa de los primeros modos de vibración oscilan en un rango amplio que va desde el 10% hasta un 80%, dependiendo también del espesor de las paredes y considerando que la edificación más susceptible a estas variaciones es aquella idealizada con ladrillos de fabricación industrial.

El hecho de modificar las dimensiones de los vanos para obtener pórticos equidistantes no afecta la geometría de los pórticos alineados con la dirección de análisis; por lo tanto, no se afecta ni su masa, ni su rigidez. Por este motivo, no existen variaciones significativas en los períodos de vibración ni un cambio de orden de las formas modales. Las variaciones encontradas en los porcentajes de masa



participativa de sus modos de vibración se deben a la resistencia a corte del sistema de piso. En este sentido, el aumento de este porcentaje de participación se da en los modos pertenecientes al pórtico P4, ya que, en el modelo REAL, este pórtico se encuentra alejado de los pórticos P3 y P5, pero al generar los modelos DV-med y DV-ide, las dimensiones de los vanos se reducen de manera que la transferencia de carga lateral aumenta y por lo tanto la masa participativa del modo en cuestión aumenta.

De esta manera, el pórtico en donde ocurren cambios significativos en términos de porcentaje de masa participativa de su modo de vibración, es aquel en donde existe una modificación (reducción) significativa del tamaño de sus vanos contiguos, y, por ende, un aumento de la transferencia de carga lateral. En el caso de estudio, este hecho se produce entre los pórticos P3 y P5, en donde, las luces se reducen progresivamente desde el modelo REAL hasta el modelo DV-ide (pasando por el modelo DV-med), de manera que el modo correspondiente al pórtico P4 obtiene un aumento de su porcentaje de masa participativa.

La modificación combinada de las variables PA y DV, no mejora el comportamiento global esperado en los pórticos de la edificación. Sin embargo, se hace evidente el incremento de transferencia de carga lateral por parte del piso. Con esto, se obtuvieron formas modales que engloban al menos dos pórticos, como es el caso del primer modo de vibración en los modelos PADV-ide de ladrillo industrial y los dos primeros modos de los modelos PADV-ide con ladrillo artesanal.

La modificación del sistema de piso (material) afecta la resistencia a corte de sus diafragmas, lo que se refleja en el aumento de la transferencia de carga lateral cuando las luces se reducen. En este aspecto, la uniformidad del sistema de piso en la edificación no afecta significativamente al tener una edificación con las características originales. Sin embargo, cuando se cuenta con una edificación cuyas paredes se encuentran equidistantes, además de poseer patrones de aberturas simétricos, lo que da cuenta de una semejanza en las rigideces y masas de las paredes, el resultado en términos de comportamiento modal se ve mejorado. El



orden de las formas modales se modifica por completo, se puede ver que los primeros de vibración activan más de una pared de la edificación, obteniendo incluso porcentajes de masa participativa acumulada mayores al 60% en los casos de edificios de ladrillo industrial y al 70% en el caso de paredes de ladrillos artesanales.

Al no existir una mejoría significativa en el comportamiento global de la estructura, debido a que las formas modales se mantienen prácticamente independientes para cada pared de la edificación y, además, poseen bajos porcentajes de masa participativa; se puede concluir que la intervención de una edificación de MNR típica del CHC a nivel de las variables analizadas en el presente estudio (patrón de aberturas de cada una de las paredes, y la distancia existente entre las mismas) no es suficiente si los diafragmas de piso se mantienen flexibles (o muy flexibles), ya que la transferencia de carga lateral es baja o nula.

Al evaluar el efecto que tiene la rigidez a corte de los diagramas flexibles de piso, se deduce que cuando la rigidez a corte de los sistemas de piso es baja (flexible) los modos de vibración del edificio, corresponden a los primeros modos de vibración de las paredes analizadas individualmente, y sus porcentajes de masa participativa son bajos. Estos porcentajes de participación aumentan al mismo tiempo que se incrementa la rigidez a corte de los sistemas de piso; de esta manera, cuando se implementan sistemas de piso identificados en la literatura como semiflexibles (Lagomarsino, et al., 2018), los porcentajes de masa participativa requeridos por diversas normativas para llevar a cabo análisis sísmicos (alrededor del 75%) se pueden alcanzar con el uso de dos modos de vibración. Por otro lado, en el caso de los pisos flexibles, estos porcentajes se alcanzan utilizando al menos cuatro de los modos de vibración principales.

Un resultado particular encontrado en la tipología de estudio, es el hecho de que los modos de vibración con mayores períodos, no siempre poseen los porcentajes de masa participativa más altos. Esto se debe a que prácticamente, cada modo de vibración de la edificación está asociado a una pared de la misma y que sus



propiedades modales se obtienen en base a las masas y rigideces relativas de cada una de las paredes. Lo contrario sucede al analizar cada pared de manera individual (análisis 2D), en donde se puede ver correspondencia entre los períodos de vibración pared 2D – edificio 3D, mientras que los porcentajes de participación de los primeros modos de vibración de cada pared son altos debido a que las formas modales obtenidas no poseen influencia del resto de paredes.

Finalmente, debido a la naturaleza de esta investigación, no se ha contemplado determinar la influencia de los parámetros geométricos sobre la capacidad resistente de la edificación. Sin embargo, se puede aportar criterios sobre los parámetros más influyentes al momento de una intervención arquitectónica en edificaciones correspondientes a la tipología estudiada, sobre su comportamiento en términos de parámetros modales, mismos que influirían en el comportamiento sísmico y su respectivo análisis.

En este sentido, se debe tener en cuenta la categorización existente para las edificaciones y espacios públicos del CHC, de manera que las modificaciones o posibles intervenciones estructurales, estén orientadas principalmente a *conservar* o *rehabilitar* edificaciones existentes y a la construcción de *nuevas edificaciones*. (Ordenanza para la Gestión y Conservación de las Áreas Históricas Y Patrimoniales del Cantón Cuenca , 2010)

Según el ámbito arquitectónico y considerando edificaciones de *Valor Ambiental*, las cuales no sobresalen de una manera especial, pero reflejan fuertemente la expresión de la cultura popular, se recomienda, principalmente las intervenciones sobre el sistema de piso, con el objetivo de rigidizar el mismo y mejorar el comportamiento (acoplado) de las estructuras, sin alterar significativamente las características de valor arquitectónico que puedan poseer dichas edificaciones.

Considerando la existencia de edificaciones denominadas *sin valor especial*, en las cuales se permiten ciertas modificaciones geométricas (según los determinantes del sector y características del tramo), se recomiendan las intervenciones sobre las



paredes (espesor de paredes y sus patrones de aberturas) con la intención de minimizar la diferencia existente entre las masas y rigideces de las mismas.

Por otro lado, dentro de este marco de intervenciones de tipo *rehabilitación* y/o *reconstrucción*, no es recomendable ampliar las luces de la edificación con el objetivo de obtener paredes equidistantes debido a que, al aumentar la longitud de ciertos vanos, la resistencia a corte de esos paneles se reduce y, por ende, también disminuye la transferencia de carga lateral. Este último efecto podría remediarse al considerar diversas técnicas de rigidización del sistema de piso, remarcando nuevamente la importancia que tiene este parámetro sobre el comportamiento global de las estructuras.



BIBLIOGRAFIA

- ACI-530. (2002). Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI53002/ASCE5-02/TMS402-02). *Masonry Standards Joint Committee (MSJC)*, 58.
- Amadio, C., Rinaldin, G., & Macorini, L. (2011). *An equivalent frame model for nonlinear analysis of unreinforced masonry buildings under in-plane cyclic loading*. Proceedings of the 14th National Conference of Earthquake Engineering, Universidad Politécnica de Bari, Italia.
- Andrade, E., & Fernández, V. (1973). El Ladrillo como Material de Construcción. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Angumba, P. J. (2016). Ladrillos Elaborados con Plástico Reciclado (PET), para Mampostería no Portante. (*Tesis de Maestría*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Arias, R., & Espinoza, M. (1990). El Ladrillo como Acabado en la Vivienda. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Arias, V., & Durán, E. (1992). El Ladrillo Armado en la Construcción de Viviendas. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *American Society of Civil Engineers*.
- Brignola, A., Pampanin, S., & Podestà, S. (2009). Evaluation and control of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 42(3), 204-221.
- Caldas, V., & Sigcha, X. (2017). Breve analisis cronologico de la introduccion de materiales relevantes en edificaciones de Centro Historico de Cuenca entre los años 1880 y 1890. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Calderini, C., & Lagomarsino, S. (2008). Continuum Model for In-Plane Anisotropic Inelastic Behavior of Masonry. *Journal of Structural Engineering*, 209-220.
- Calderini, C., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2009). In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 243-267.
- Calderini, C., Cattari, S., Degli Abbatì, S., Lagomarsino, S., Ottonelli, D., & Rossi, M. (2012). *Modelling strategies for seismic global response and local mechanisms*. PERPETUATE (EU-FP7 Research Project).
- Cárdenas, X., & Cabrera, C. (1990). Utilización del Lastre para la Elaboración de Bloques. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.



- Carr, A. (2007a). *Theory. Ruaumoko manuals* (Vol. 1). University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Carr, A. (2007b). *User Manual for the 2-Dimensional version. Ruaumoko manuals* (Vol. 2). University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Carr, A. (2007c). *User Manual for the 3-Dimensional version. Ruaumoko manuals* (Vol. 3). Christchurch, University of Canterbury, New Zealand.
- Cattari, S., Lagomarsino, S., & Marino, S. (2015). Reliability of nonlinear static analysis in case of irregular URM buildings with flexible diaphragms. *SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*, (págs. 1-10). Cambridge.
- CEN. (2004). Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. *Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Comité Européen de Normalisation, Bruselas.
- Chassi, J., Peñafiel, M., & Serpa, H. (1982). Cubiertas en la vivienda. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Chen, S., Moon, F., & Yi, T. (2008). A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers. *Engineering Structures*, 30(8), 2242-2252.
- Chérres, M., & Peñafiel, C. (2000). Determinación del índice de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Chopra, A. (2014). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4 ed.). Pearson Prentice Hall.
- Clough, R., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures* (3 ed.). Computers & Structures, Inc.
- Fernández, L., & Lucero, C. (2017). Desarrollo de un sistema estructural de costillas con elementos laminares de madera: vivienda social In. Lab Cuenca. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Flores, V., Sánchez-Tizapa, S., Arroyo, R., & Barragán, R. (2012). Propiedades mecánicas de la mampostería de tabique rojo recocido utilizada en Chilpancingo, Gro (México). *Informes de la Construcción*, 65(531), 387-395. doi:10.3989/ic.12.084
- G.U. (2008). *Decreto Ministeriale 14/1/2008: Norme tecniche per le costruzioni*. Roma (En Italiano).
- Gardiner, D. R., Bull, D. K., & Carr, A. J. (2008). Trends of Internal Forces in Concrete Floor Diaphragms of Multi-storey Structures During Seismic Shaking. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Giuffré, A. (1993). *Safety and conservation of historical centers: The Ortigia case*. Editorial Laterza, Bari, Italia [En Italiano].



- Gonzales, E. (2016). DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS PROPIEDADES DE COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA DE ADOBE, PIEDRA Y LADRILLO EN EDIFICACIONES HISTÓRICAS PERUANAS. (*Tesis de Pregrado*). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Gonzalez-Drigo, R., Avila-Haro, J., Barbat, A., Pujades, L., Vargas, Y., Lagomarsino, S., & Cattari, S. (2015). Modernist Unreinforced Masonry (URM) Buildings of Barcelona: Seismic Vulnerability and Risk Assessment. *International Journal of Architectural Heritage*, 9(3), 214-230.
- Humar, J. (2002). *Dynamics of Structures* (2 ed.). CRC Press/Balkema.
- Jiménez, J. (2002). Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación. (*Tesis de maestría*). Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- 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*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Jiménez, J., Cabrera, J., Sánchez, J., & Avilés, F. (2018). Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca: Lineamientos generales y avances del proyecto. *MASKANA*, 59-78.
- Kappos, A., Penelis, G. G., & Drakopoulos, C. G. (2002). Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 890-897.
- Kassimali, A. (2010). *Matrix Analysis of Structures* (II ed.). Cengage Learning.
- Kim, S., & White, D. (2003). MDOF Response of Low-Rise Buildings. *ST-5 project final report*. Mid-America Earthquake Research Center, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- Lago, A., Trabucco, D., & Wood, A. (2018). *Damping Technologies for Tall Buildings: Theory, Design Guidance and Case Studies* (Primera ed.). Butterworth-Heinemann.
- Lagomarsino, S., Camilletti, D., Cattari, S., & Marino, S. (2018). Seismic Assessment of Existing Irregular Masonry Buildings by Nonlinear Static and Dynamic Analyses. 123-151.
- Lagomarsino, S., Modaressi, H., Pitilakis, K., Bosiljkov, V., Calderini, C., D'Ayala, D., . . . Cattari, S. (2010). "PERPETUATE Project: the Proposal of a Performance-based Approach to Earthquake Protection of Cultural Heritage". *Advanced Materials Research*, 1119-1124.
- 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*, 1787-1799.



- Magenes, G., & Calvi, G. M. (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(11), 1091-1112.
- Marques, R., & Lourenço, P. (2011). Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings. *Computers and Structures*, 89, 2079-2091.
- McGuire, W., Gallagher, R., & Ziemian, R. (2000). *Matrix Structural Analysis* (II ed.). John Wiley & Sons, Inc.
- Meli, R., & Reyes, A. (1971). Propiedades mecánicas de la mampostería. *II-UNAM, México*.
- Nakamura, Y., Derakhshan, H., Magenes, G., & Griffith, M. (2016). Influence of Diaphragm Flexibility on Seismic Response of Unreinforced Masonry Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(6), 1-34.
- NEC. (2015). NEC-SE-DS . *Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente*.
- Neira, F., & Ojeda, L. (1992). Dinteles de Ladrillo Armado. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Cuenca, Cuenca.
- NMX-C-464. (2010). Normas NMX para estructuras de mampostería.
- Norma Técnica E. 070. (2006). Reglamento Nacional de Edificación (RNE). *Reglamento Nacional de Edificación (RNE)*. Obtenido de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2008/01/NormaE-070-MV-2006.pdf>
- Ordenanza para la Gestión y Conservación de las Áreas Históricas Y Patrimoniales del Cantón Cuenca* . (2010).
- Paulay, T., & Priestly, M. J. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. *John Wiley & Sons, Inc*, 140-142.
- Paz , M. (1992). *Dinámica Estructural Teoría y Cálculo*. Louisville: Editorial Reverté, S.A.
- Pellegrini, D., Girardi, M., Lourenço, P., Masciotta, M., Mendes, N., Padovani, C., & Ramos, L. (2018). Modal analysis of historical masonry structures: Linear perturbation and software benchmarking. *Construction and Building Materials*, 1232-1250.
- Penna, A. (2014). Seismic assessment of existing and strengthened stone-masonry buildings: critical issues and possible strategies. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(4), 1051-1071.
- Quagliarini, E., Maracchini, G., & Clementi, F. (2017). Uses and limits of the Equivalent Frame Model on existing unreinforced masonry buildings for assessing their seismic risk: A review. *Journal of Building Engineering*, 166-182.



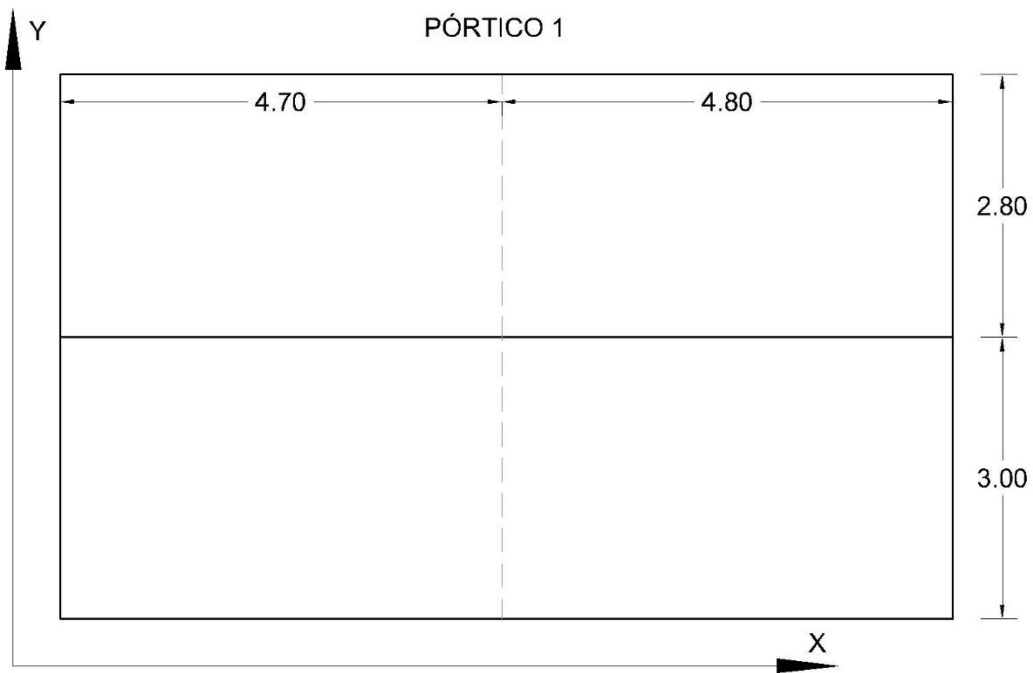
- Red Sísmica del Austro. (2002). *nforme Final a FUNDACYT - Proyecto P-BID 400: Amenaza Sísmica en el Austro, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico en la Ciudad de Cuenca*. Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Rinaldin, G., & Amadio, C. (2016a). *Static and dynamic analysis of masonry buildings using a new macroelement within the equivalent frame method*. Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italia.
- Rinaldin, G., Amadio, C., & Macorini, L. (2016b). A macro-model with nonlinear springs for seismic analysis of URM buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(14), 2261–2281.
- Rivera, M., & Moyano, M. G. (2002). *Arquitectura de Lineas rectas: Influencia del Movimiento moderno en Cuenca, 1950-1965. (Tesis de Pregrado)*. Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Sennett, R. E. (1994). *Matrix Analysis of Structures*. Waveland Press, Inc.
- Tomažević, M. (1999). *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings. Innovation in Structures and Construction-Vol 1*. London: Imperial College Press.
- Vargas, L. (2016). *DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA DE ADOBE, LADRILLO Y PIEDRA EN EDIFICACIONES HISTÓRICAS PERUANAS. (Tesis de Pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Weggel, D., Boyajian, D. M., & Chen, S.-E. (2007). Modelling structures as systems of springs. *World Transactions on Engineering and Technology Education*, 6(1), 169-172.
- Wilson, A., Quenneville, P., & Ingham, J. (2011). Assessment of timber floor diaphragms in historic unreinforced masonry buildings., (págs. 1-10). Auckland.
- Yamaguchi, K., Zamani Ahari, G., Naka, R., & Hanazato, T. (2016). Classification and Effects of Strengthening and Retrofitting Techniques for Unreinforced Masonry Structures.
- Zalamea, E. (2012). *MAMPOSTERÍA POST-TENSADA: Una alternativa constructiva para Ecuador . (Tesis de Maestría)*. Universidad de Cuenca, Cuenca.

ANEXOS

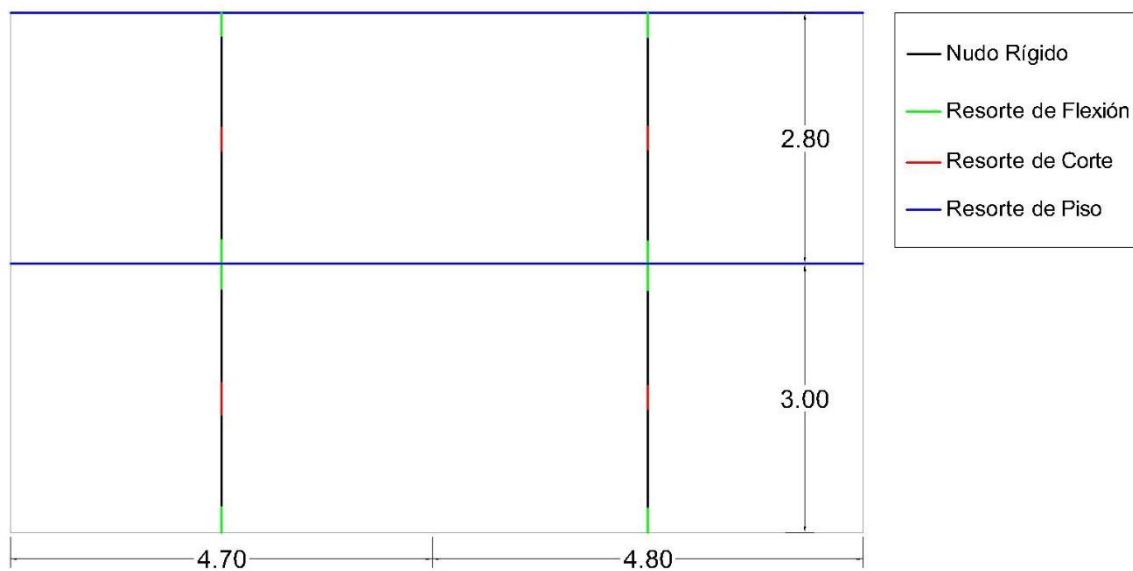
A1 Geometría de los pórticos y definición de sus macro-elementos

A1.1 Pórtico 1

A1.1.1 Dimensiones del Pórtico 1

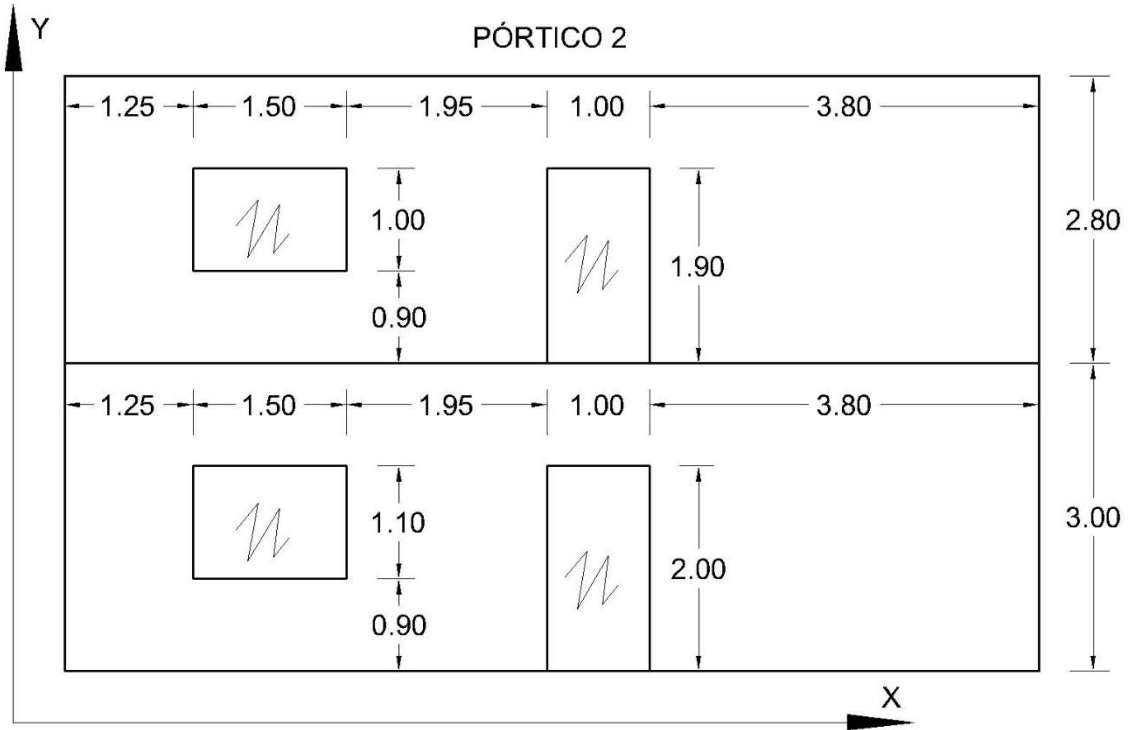


A1.1.2 Longitudes efectivas y elementos multi-resorte del Pórtico 1

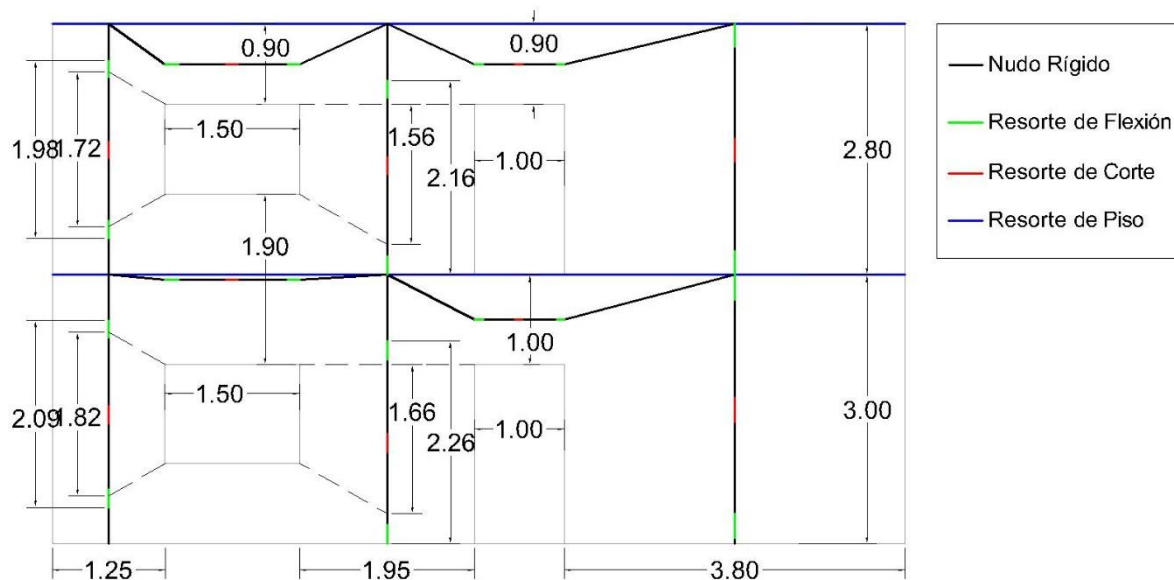


A1.2 Pórtico 2

A1.2.1 Dimensiones del Pórtico 2

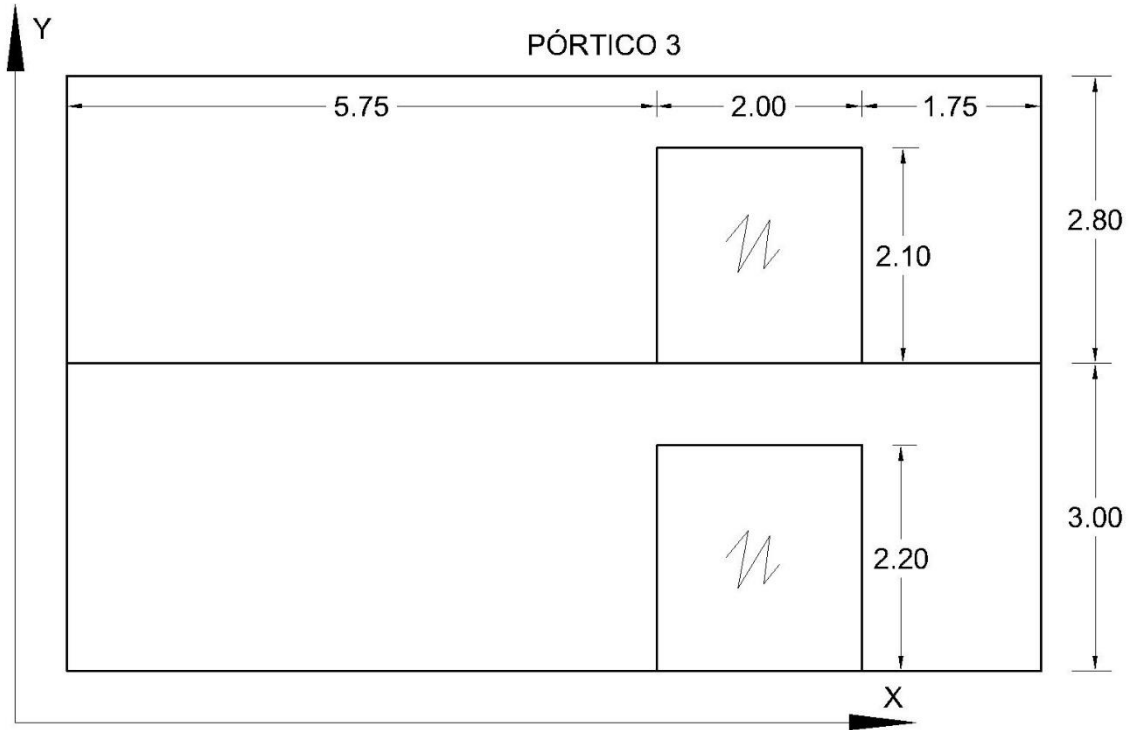


A1.2.2 Longitudes efectivas y elementos multi-resorte del Pórtico 2

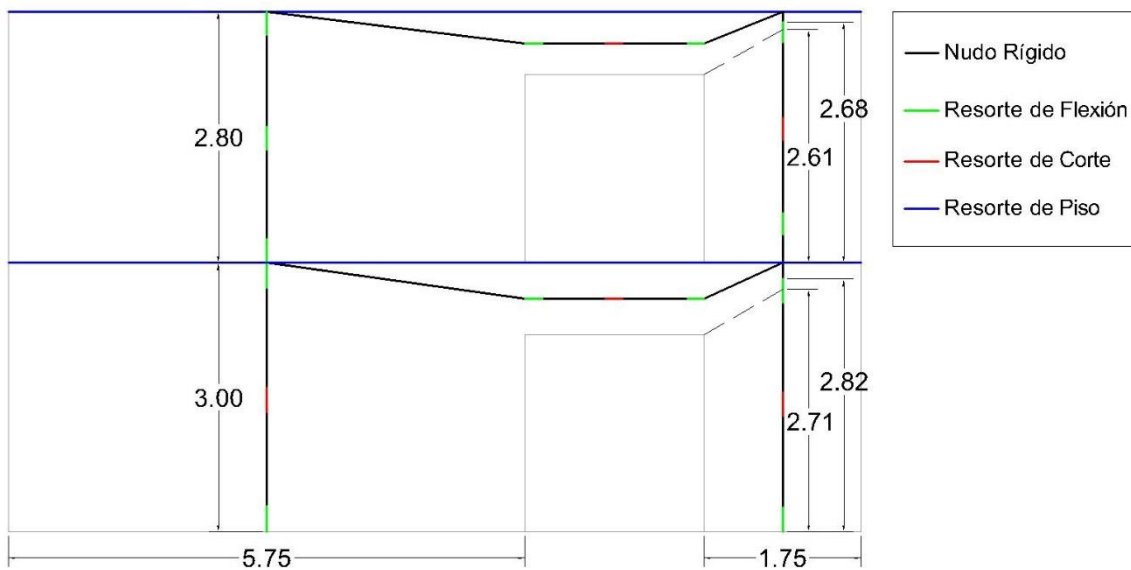


A1.3 Pórtico 3

A1.3.1 Dimensiones del Pórtico 3

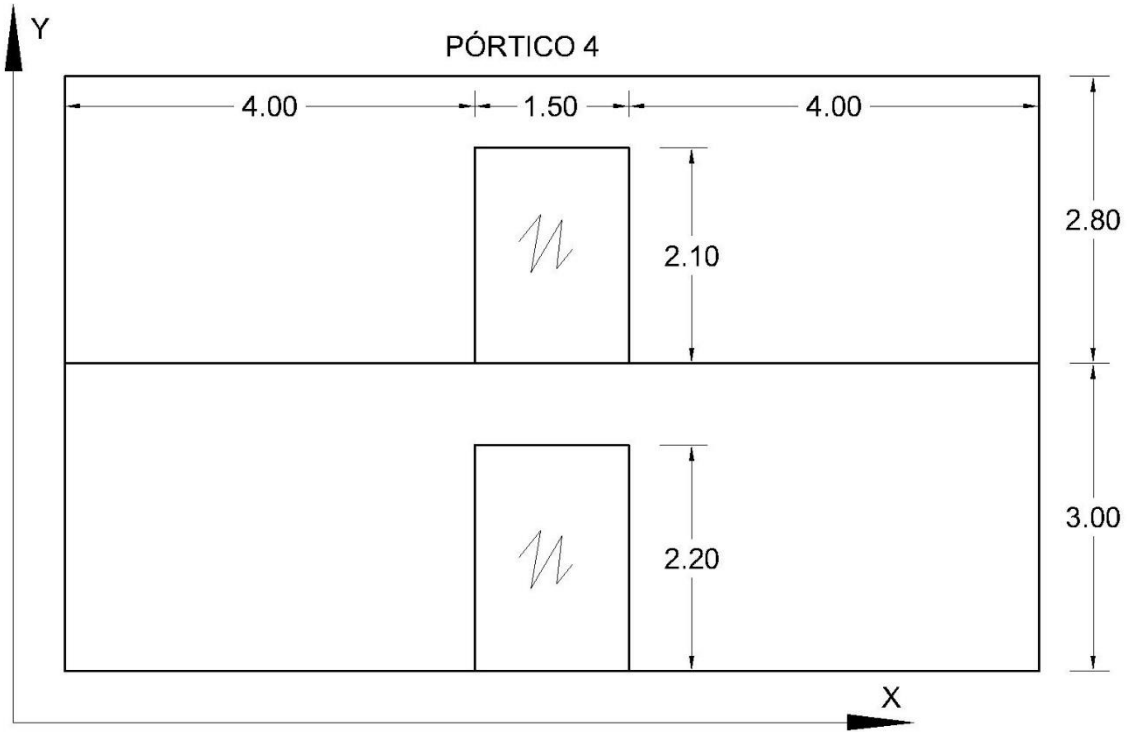


A1.3.2 Longitudes efectivas y elementos multi-resorte del Pórtico 3

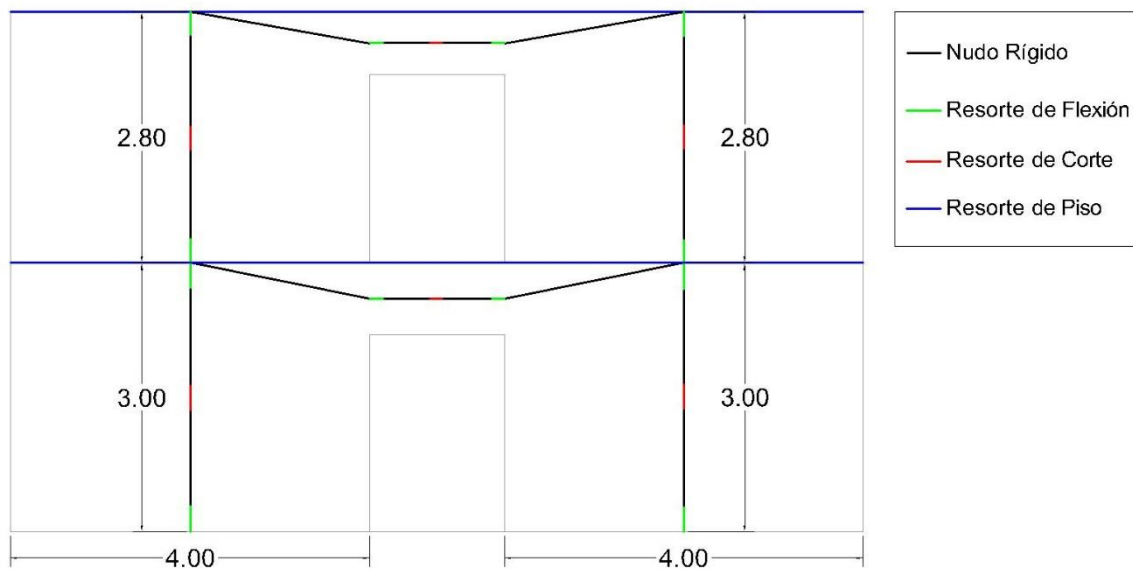


A1.4 Pórtico 4

A1.4.1 Dimensiones del Pórtico 4

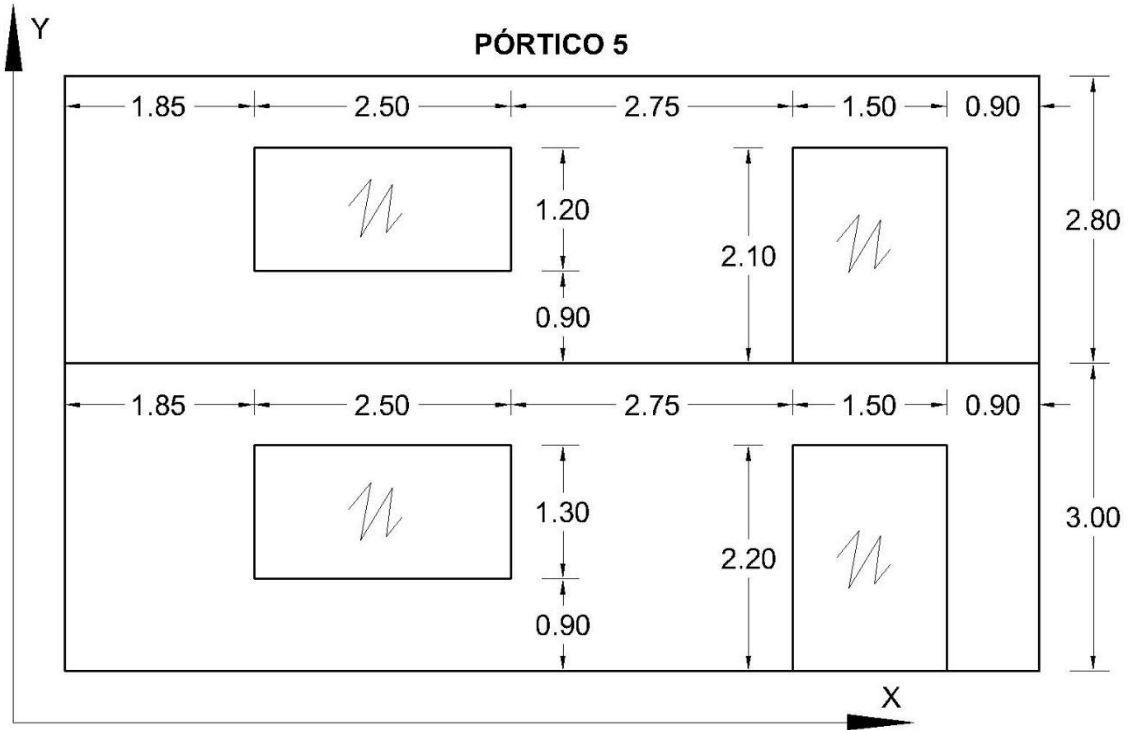


A1.4.2 Longitudes efectivas y elementos multi-resorte del Pórtico 4

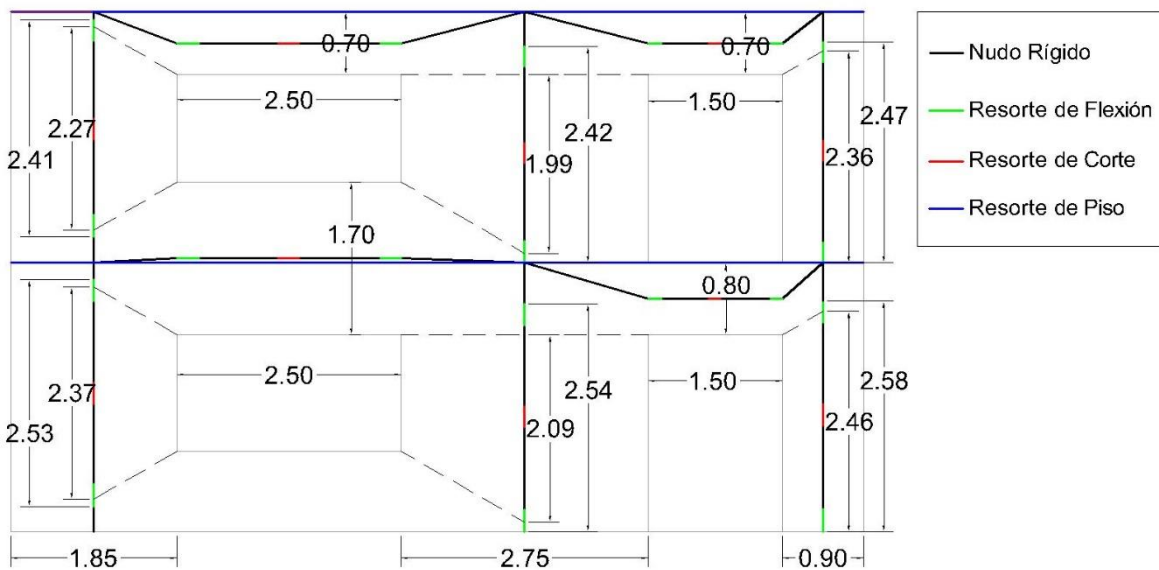


A1.5 Pórtico 5

A1.5.1 Dimensiones del Pórtico 5

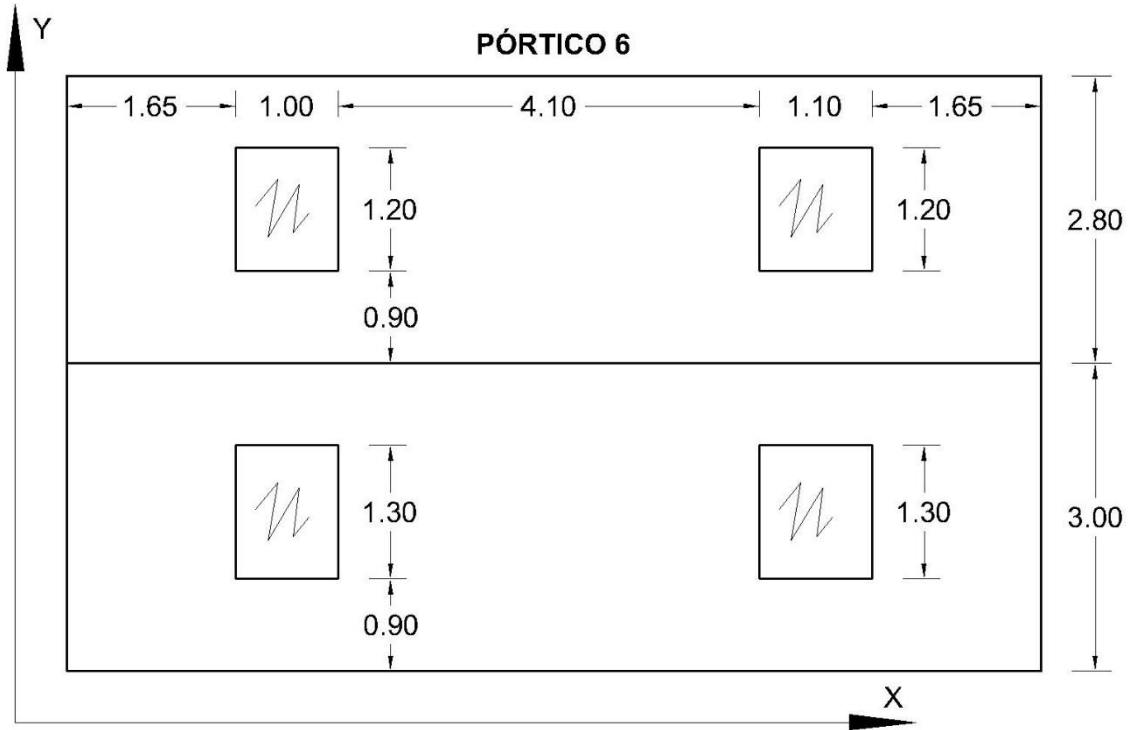


A1.5.2 Longitudes efectivas y elementos multi-resorte del Pórtico 5

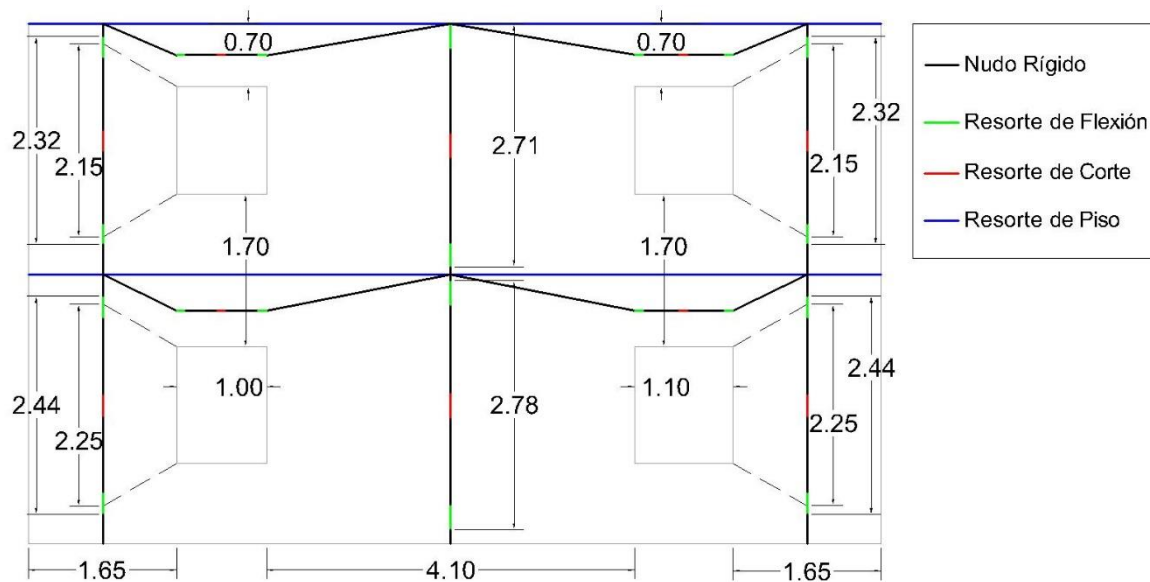


A1.6 Pórtico 6

A1.6.1 Dimensiones del Pórtico 6

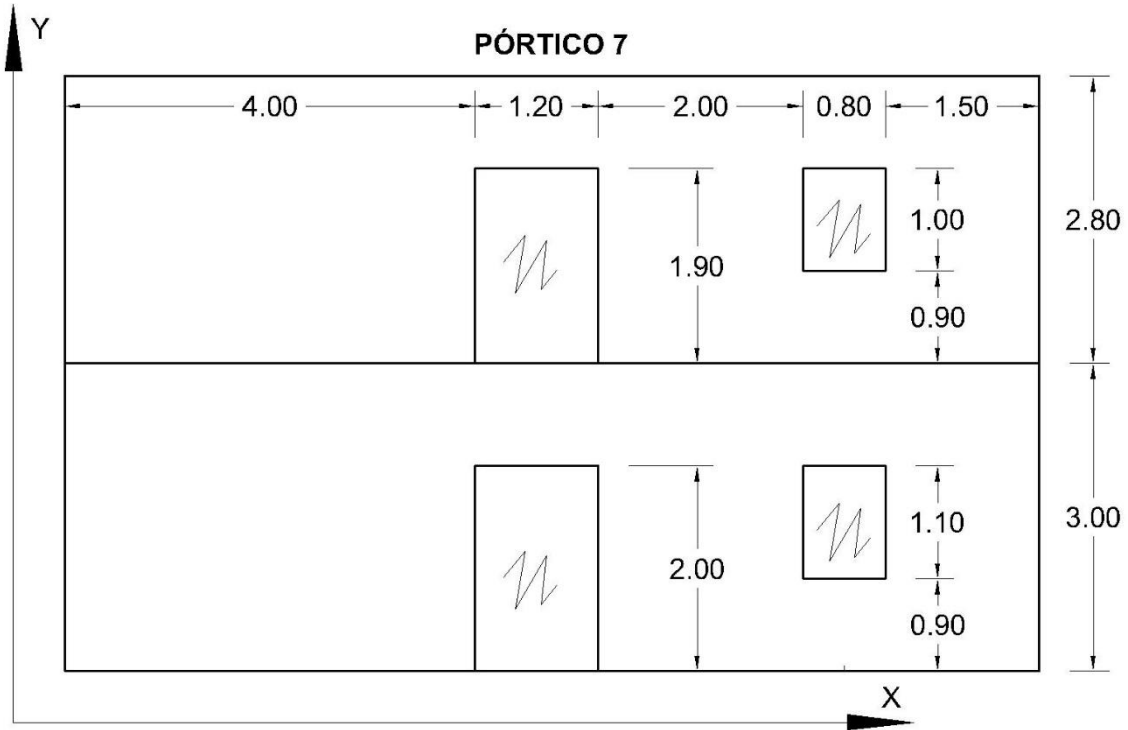


A1.6.2 Longitudes efectivas y elementos multi-resorte del Pórtico 6

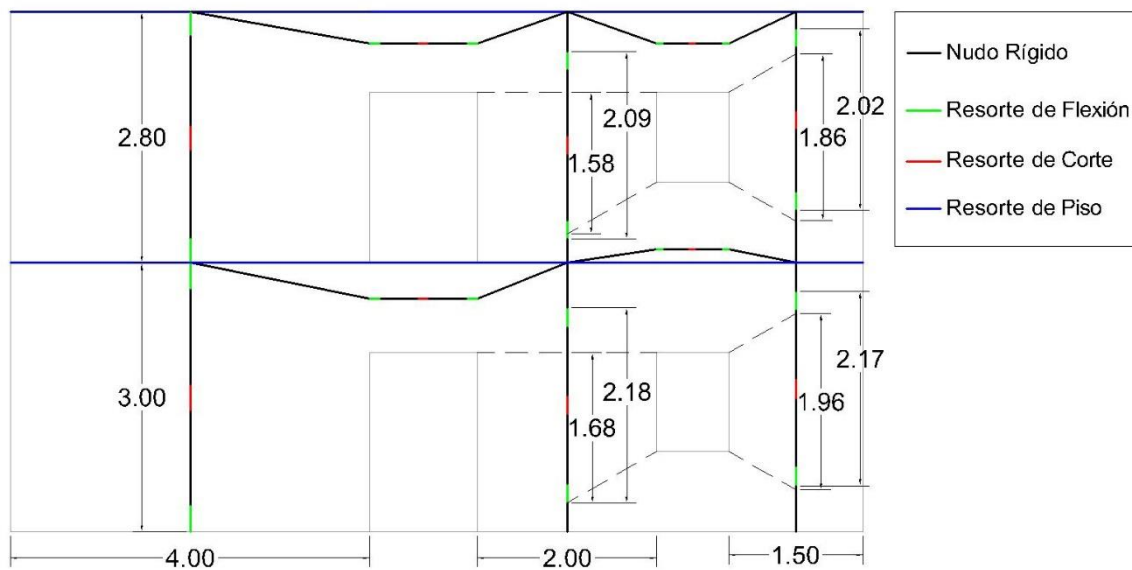


A1.7 Pórtico 7

A1.7.1 Dimensiones del Pórtico 7

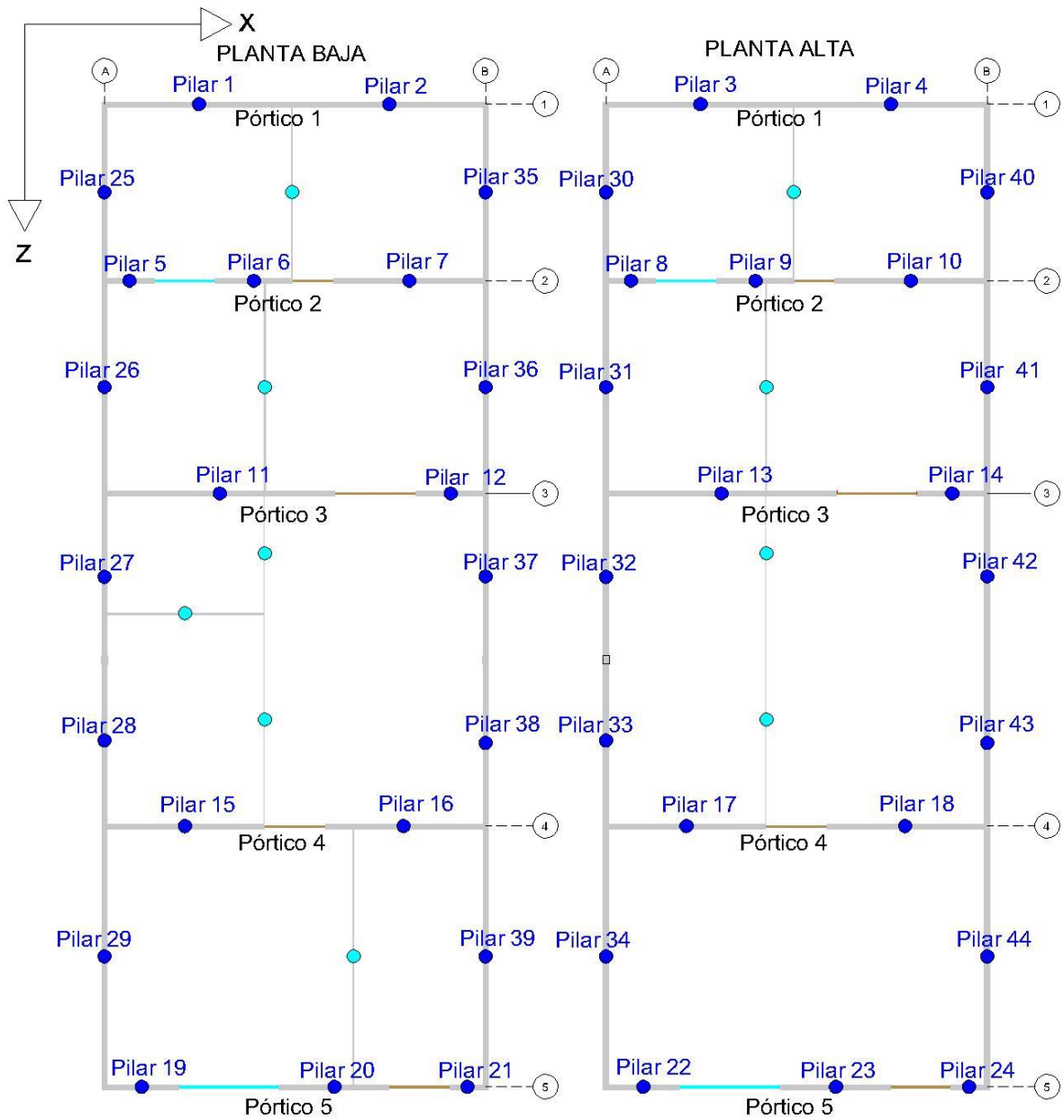


A1.7.2 Longitudes efectivas y elementos multi-resorte del Pórtico 7



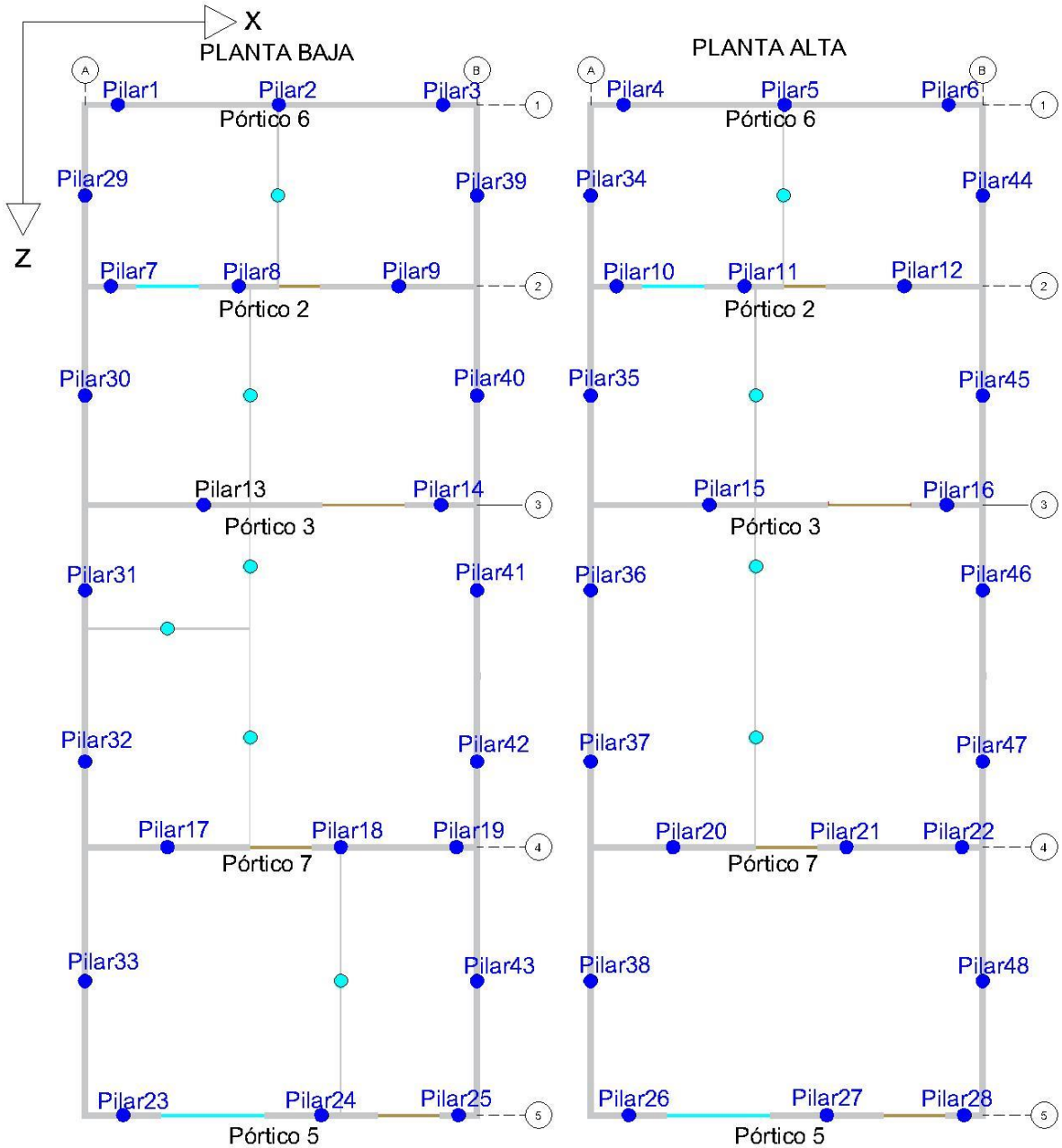
A2 Identificación de los pórticos y pilares en cada caso

A2.1 Pórticos y pilares del modelo REAL, DV-med, DV-ide



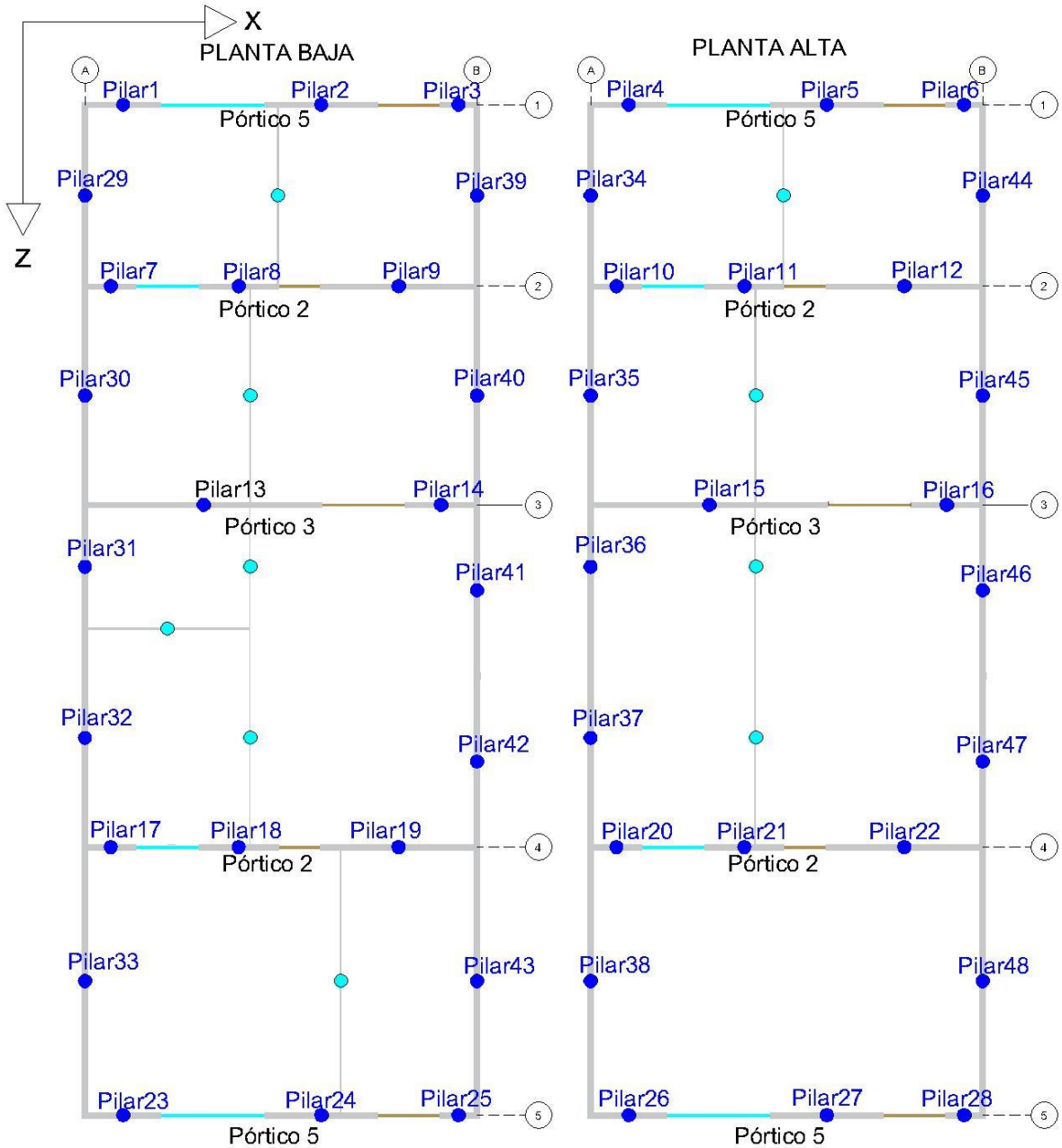


A2.2 Pórticos y pilares del modelo PA-med, PADV-med





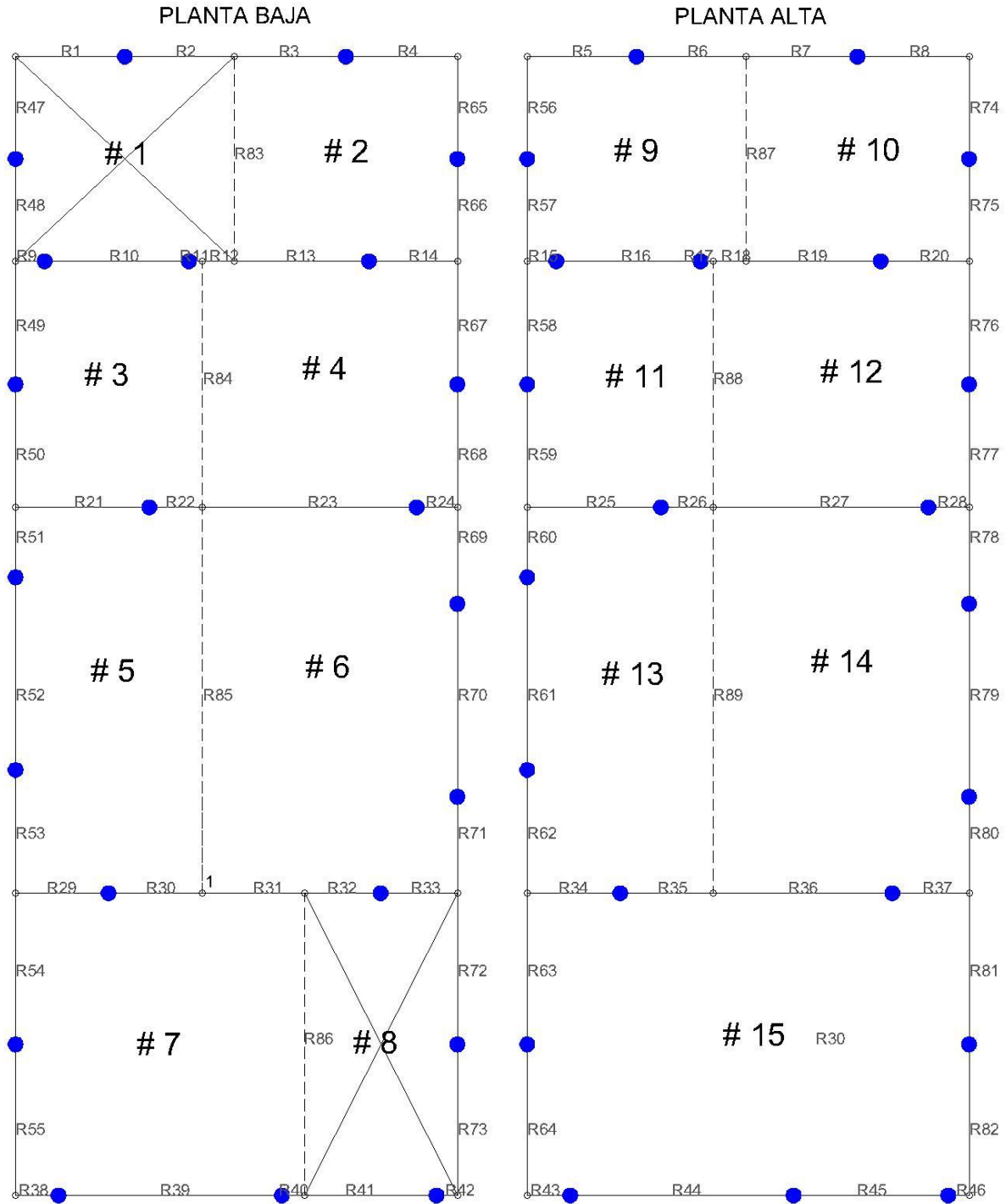
A2.3 Pórticos y pilares de la edificación para el modelo PA-ide, PADV-ide





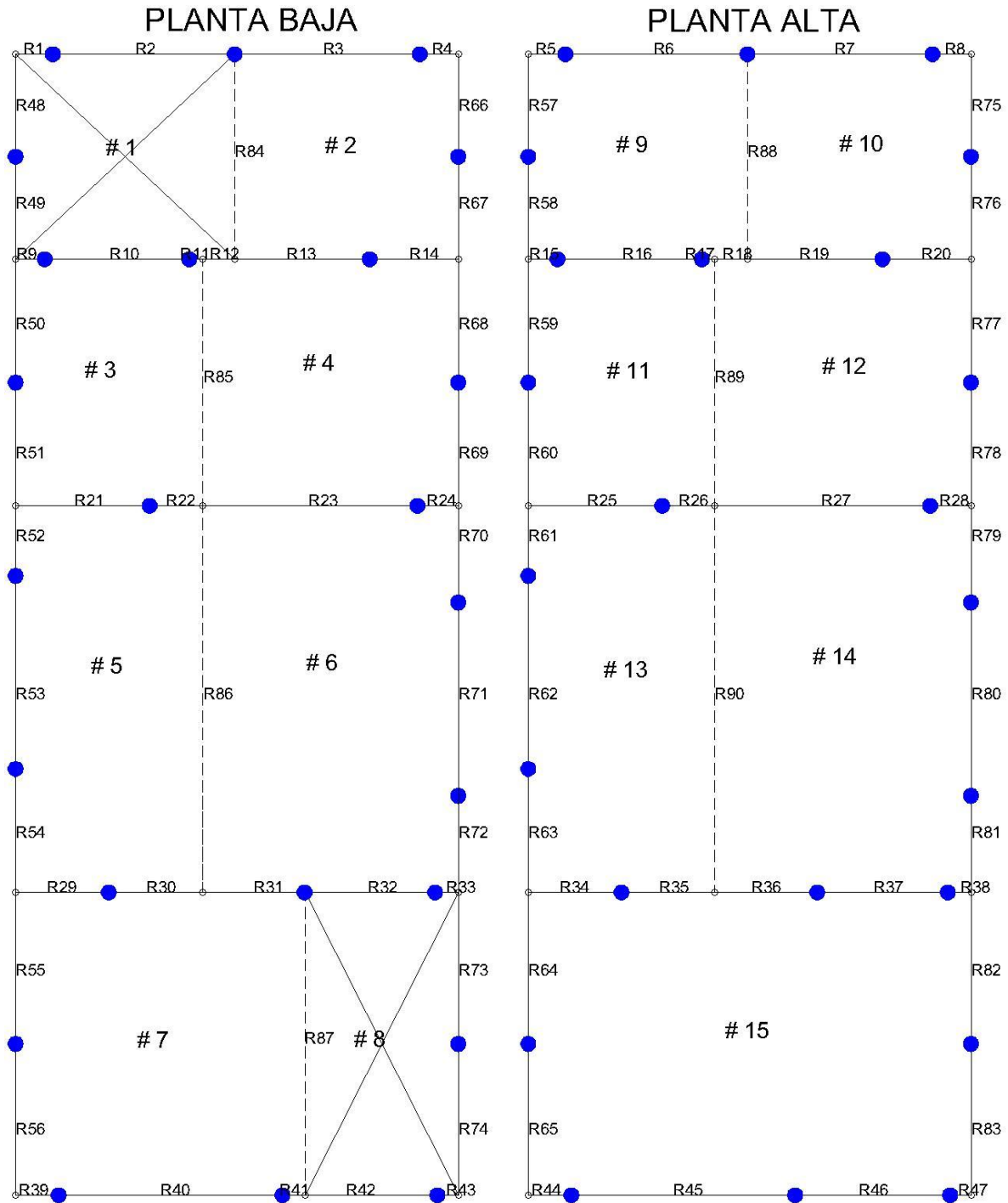
A3 Distribución de resortes de piso en cada caso de estudio

A3.1 Resortes de piso del modelo REAL



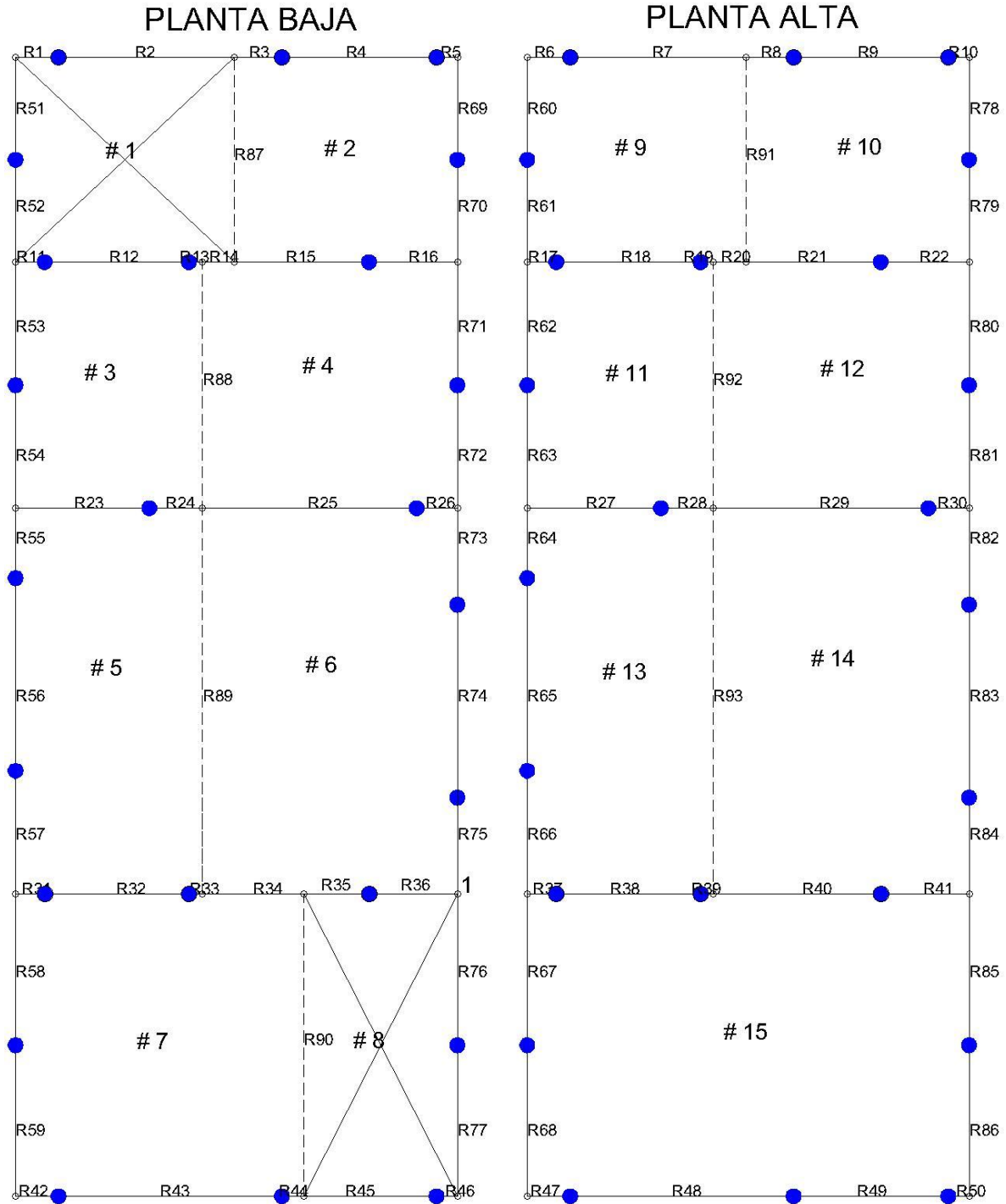


A3.2 Resortes de piso del modelo PA-med

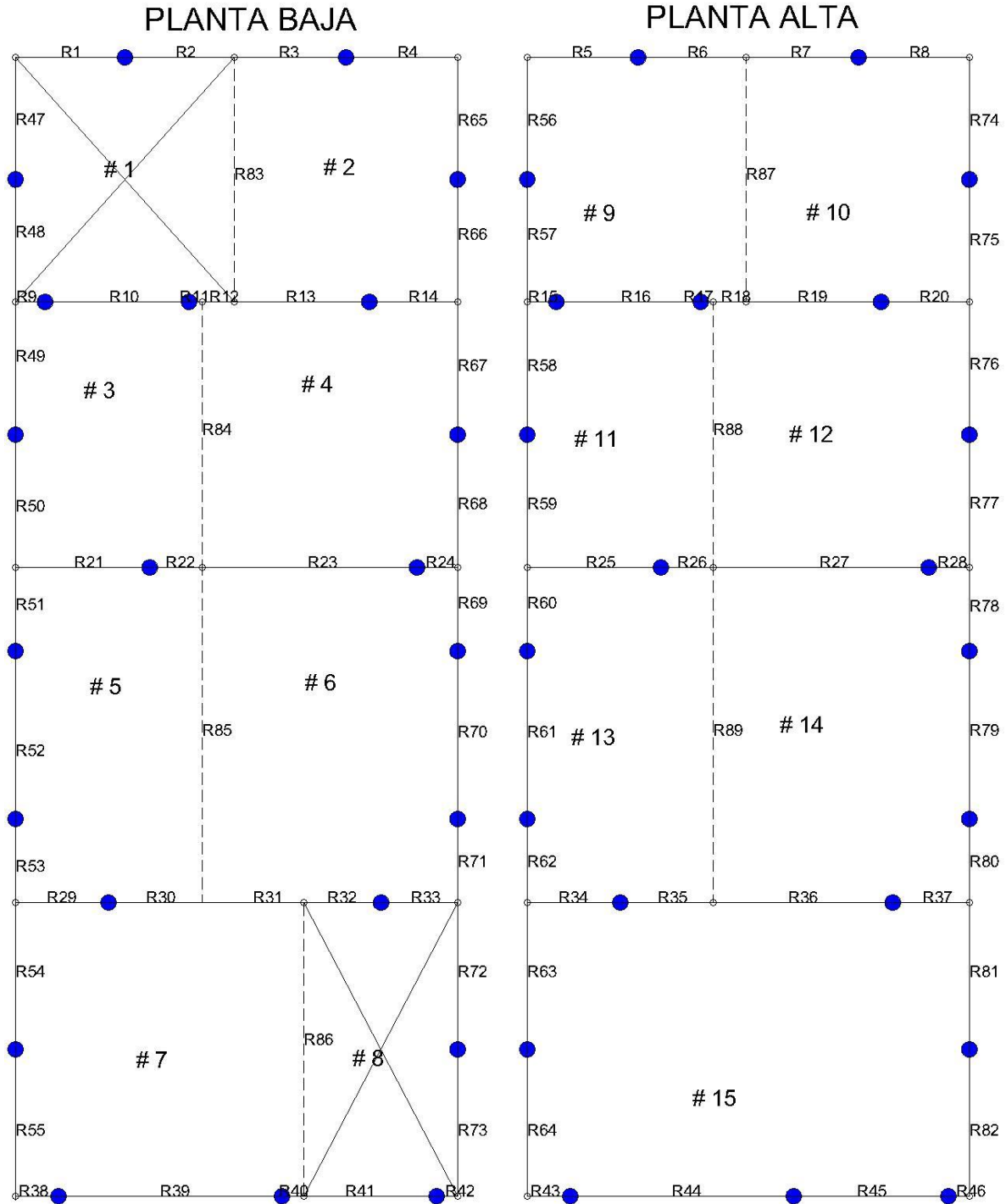




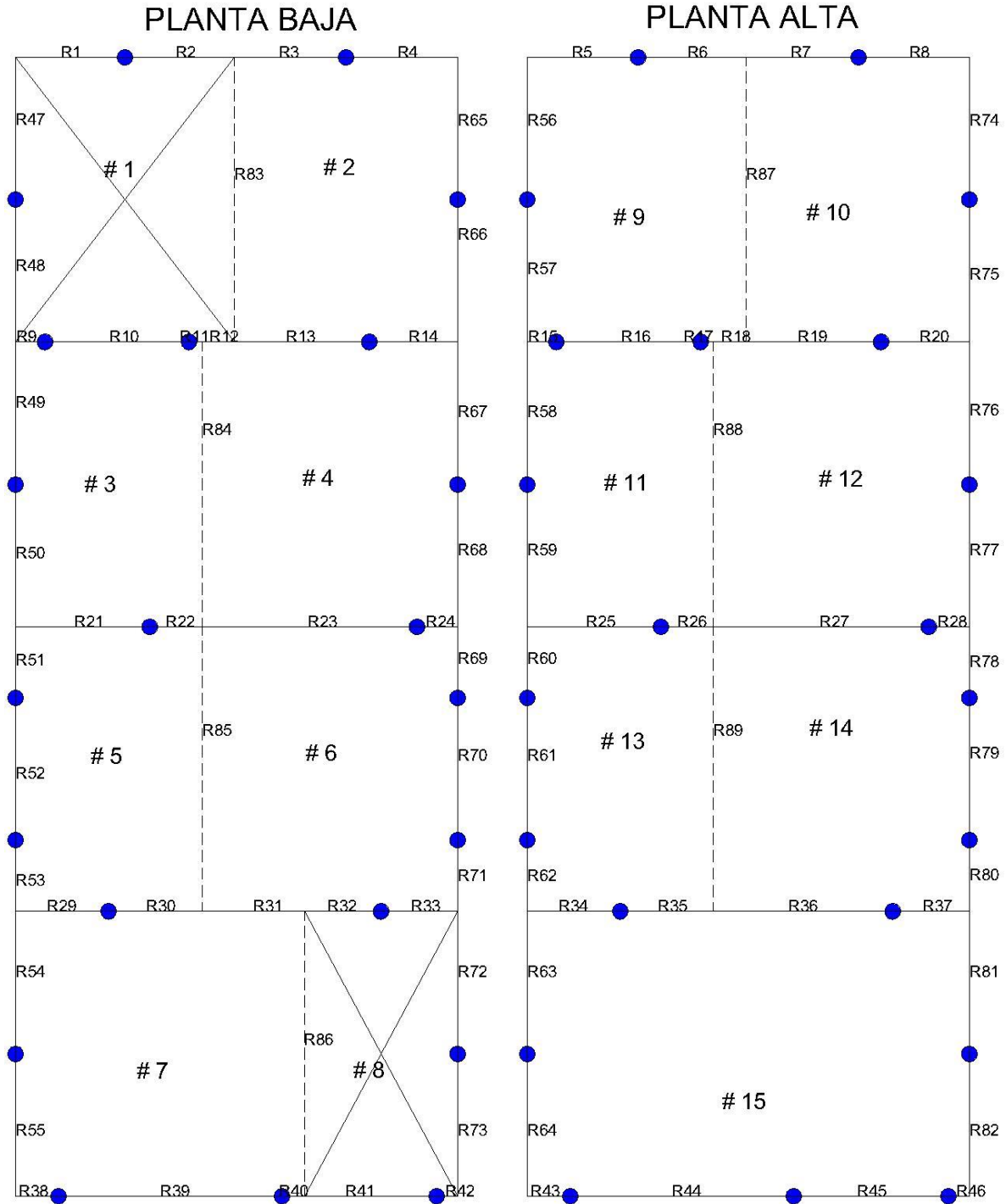
A3.3 Resortes de piso del modelo PA-ide



A3.4 Resortes de piso del modelo DV-med

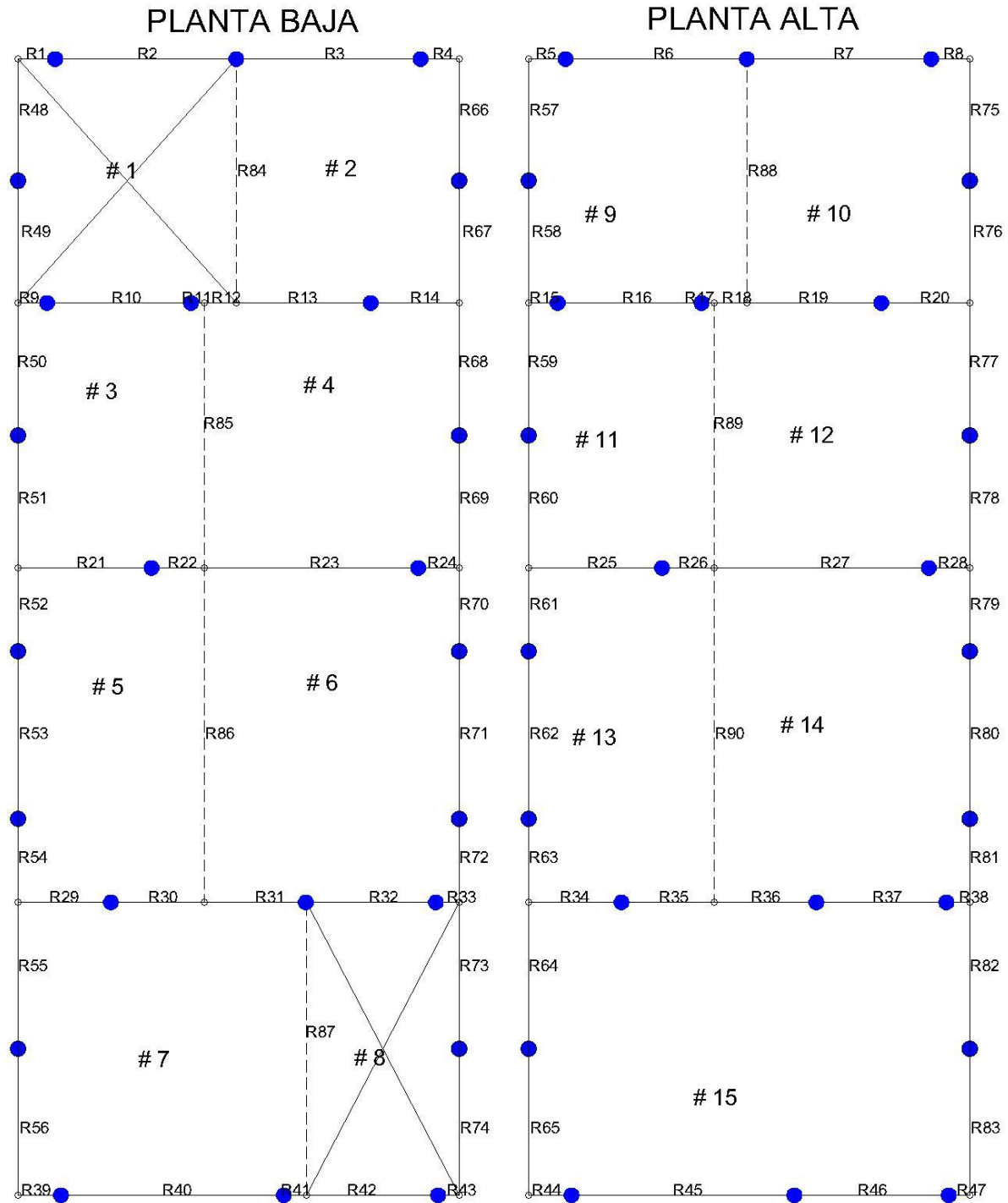


A3.5 Resortes de piso del modelo DV-ide

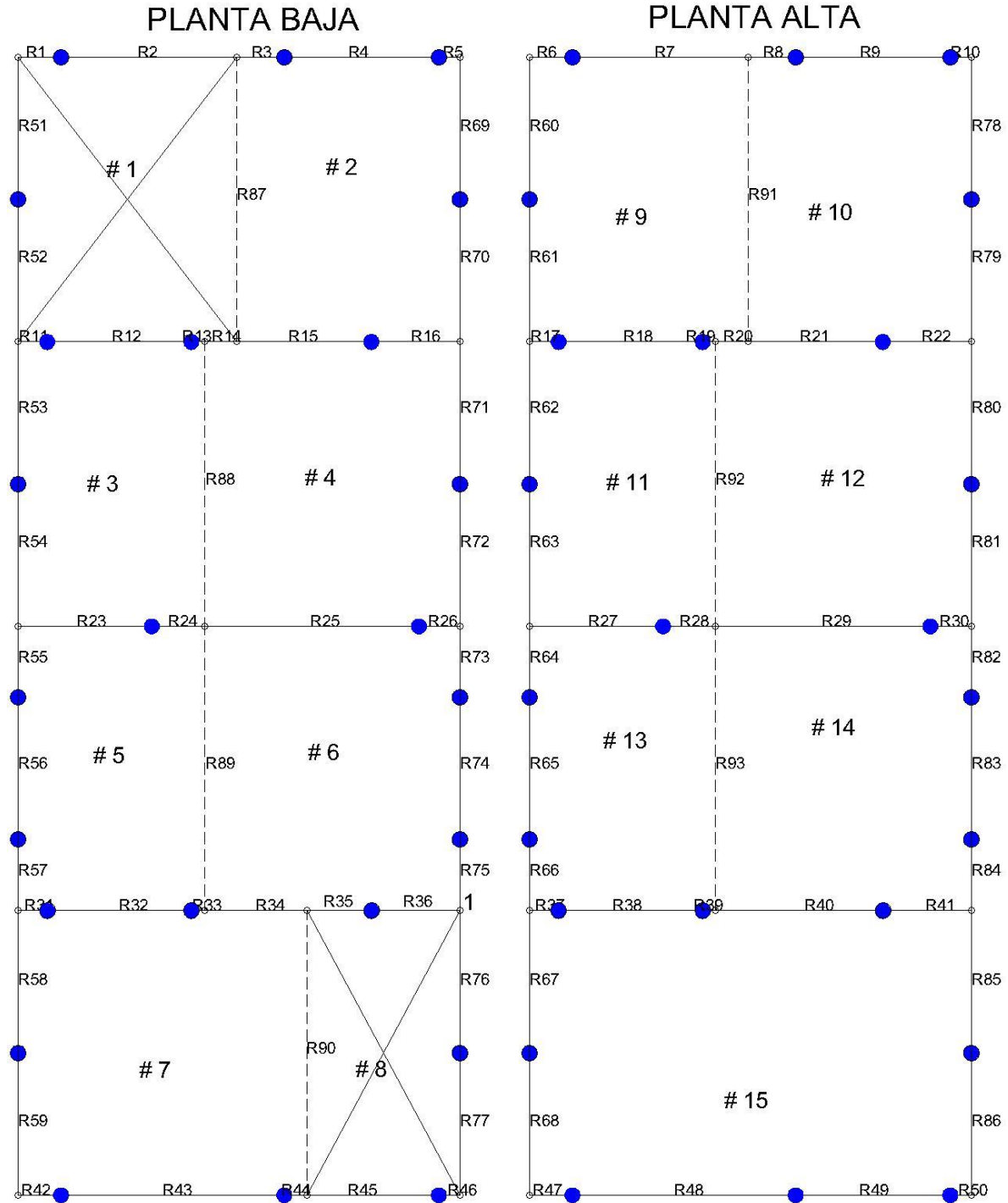




A3.6 Resortes de piso del modelo PADV-med

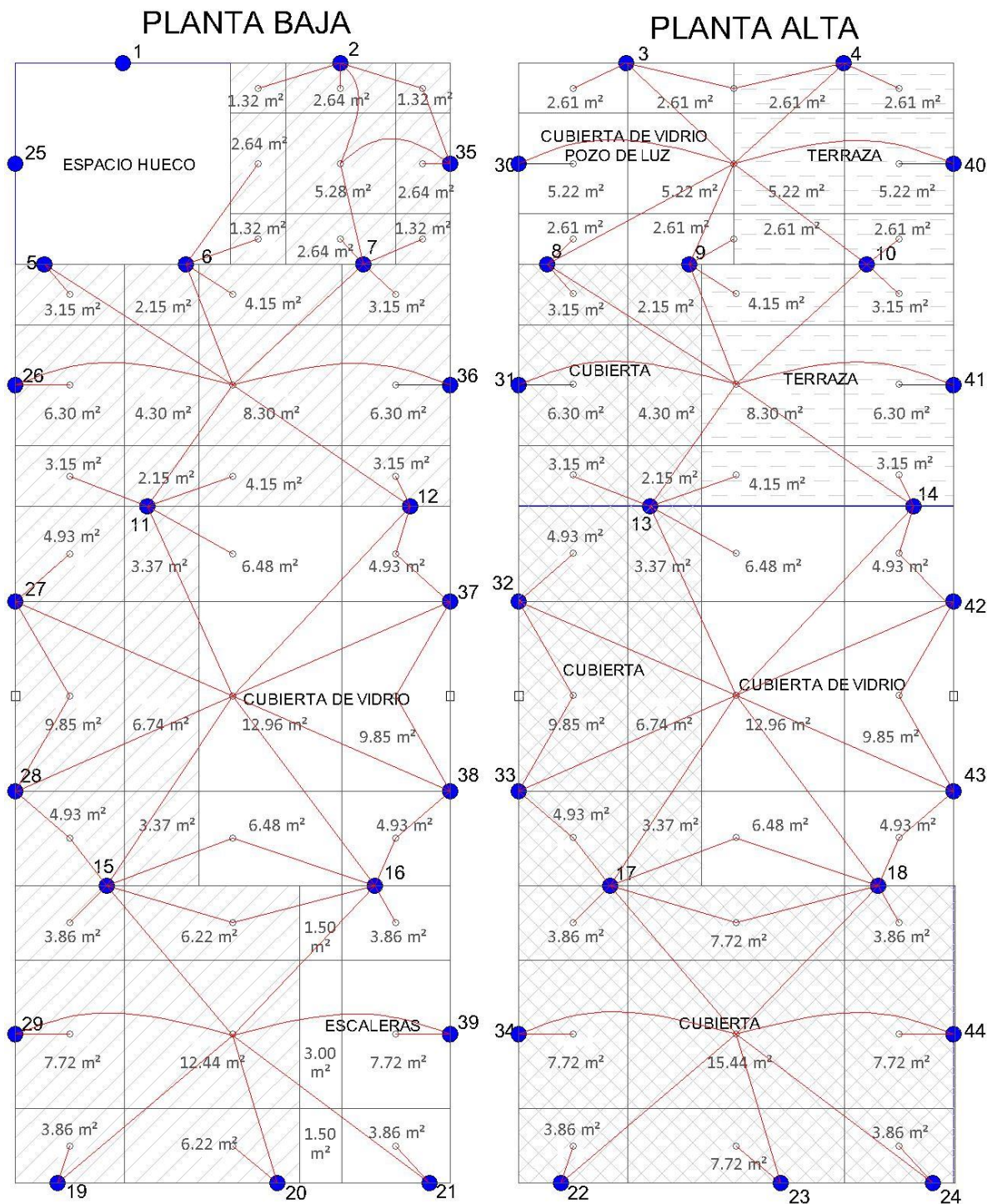


A3.7 Resortes de piso del modelo PADV-ide

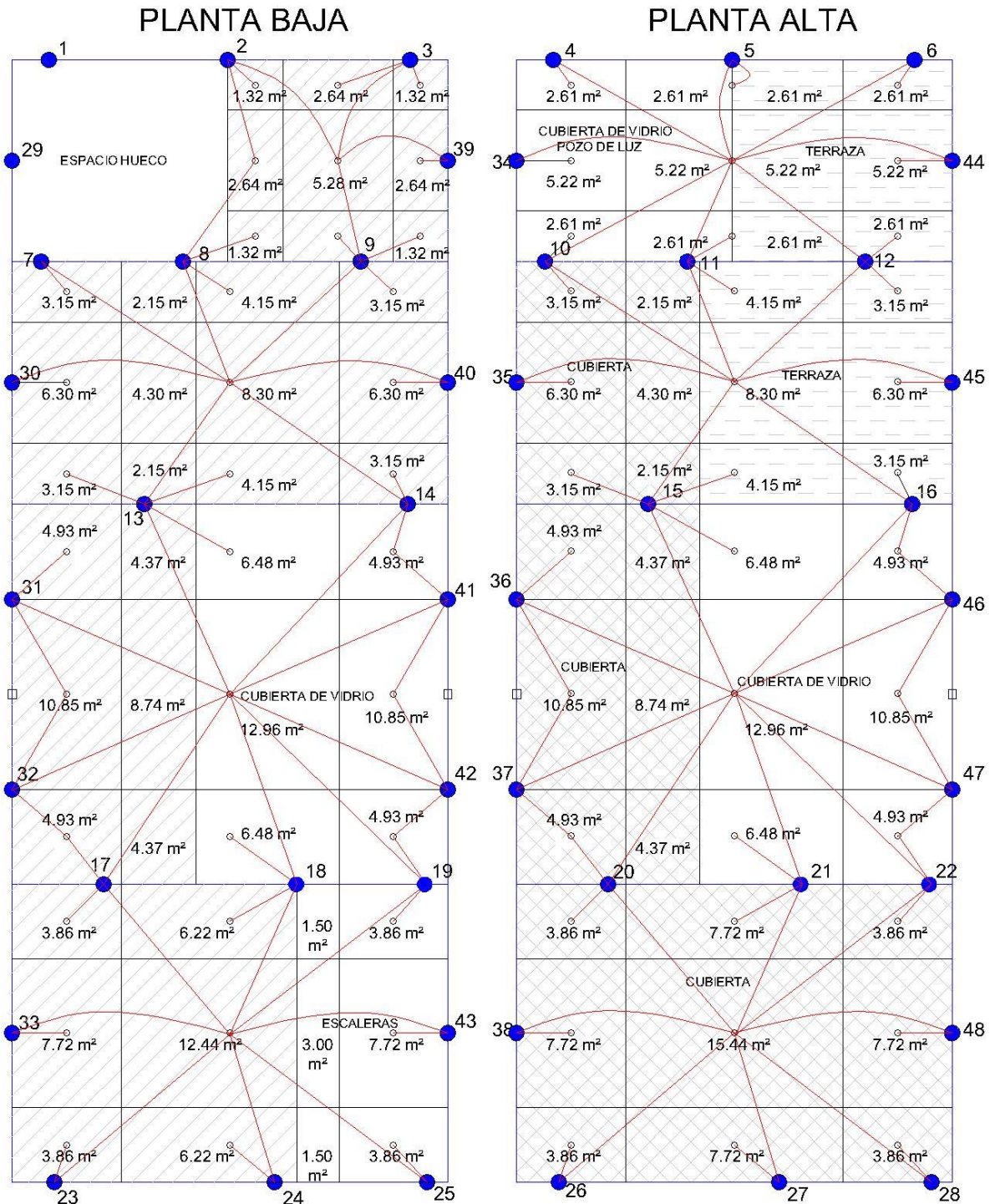


A4 Distribución de masas por parte de piso

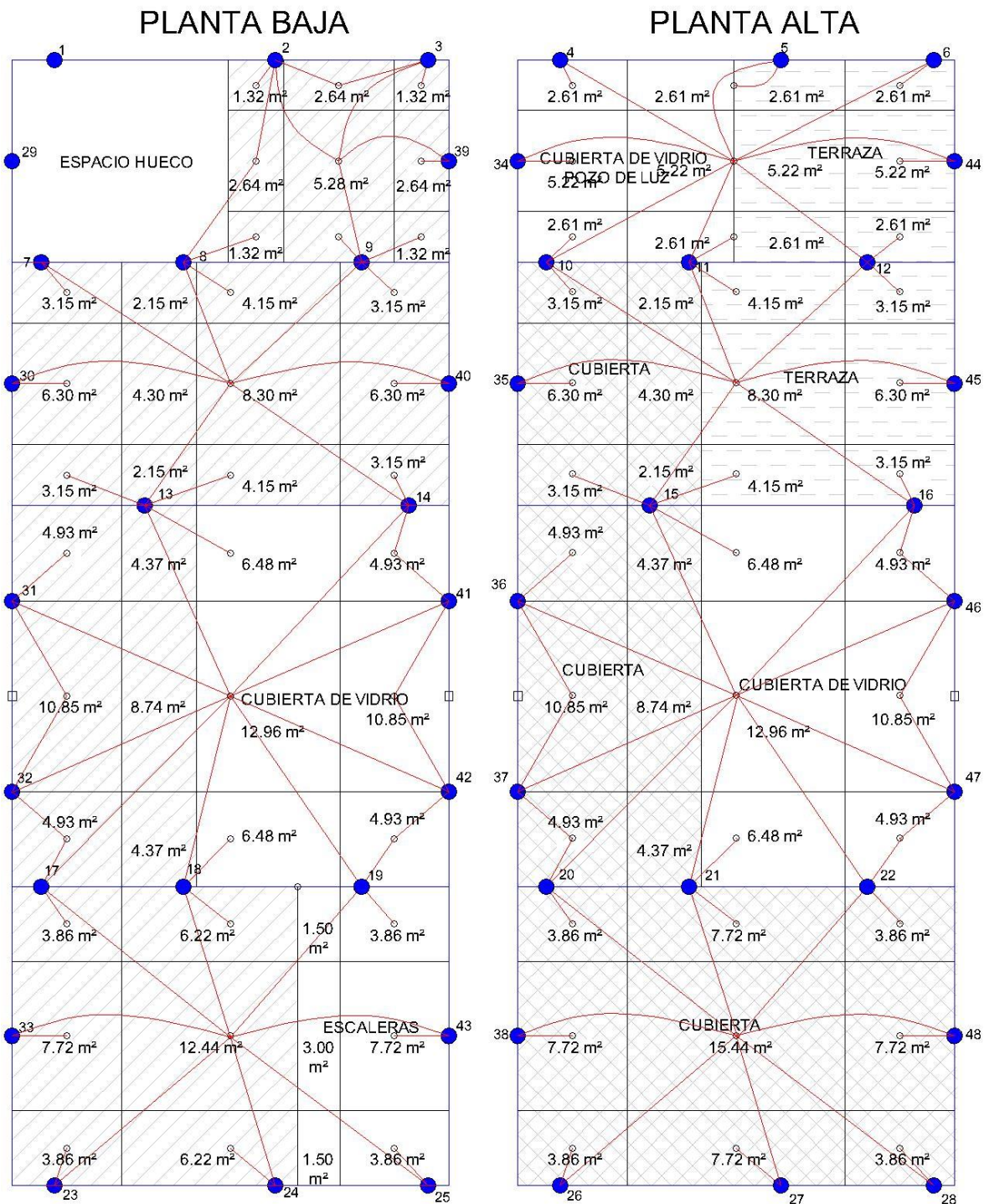
A4.1 Distribución de masas de piso del modelo REAL



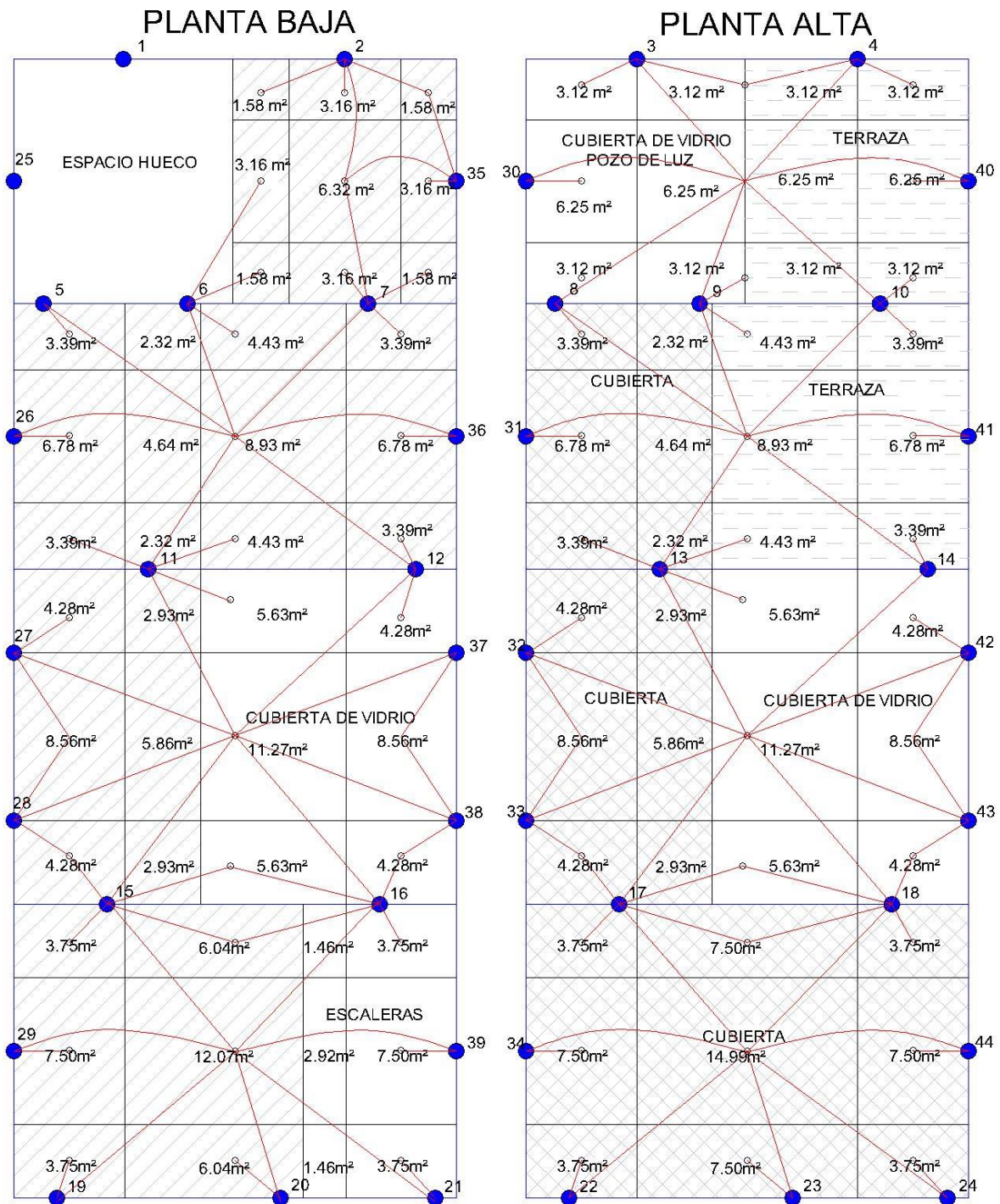
A4.2 Distribución de masas de piso del modelo PA-med



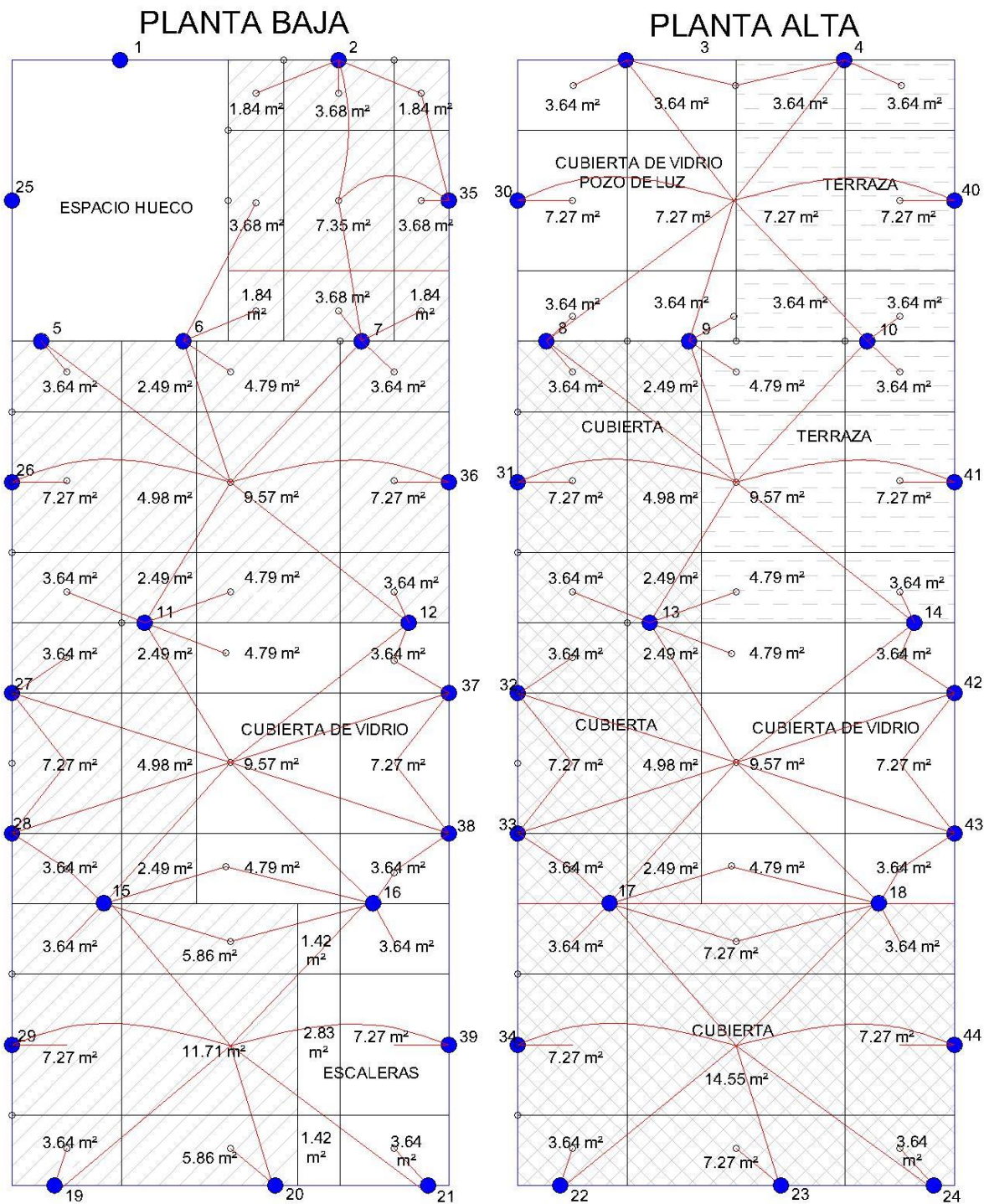
A4.3 Distribución de masas de piso del modelo PA-ide



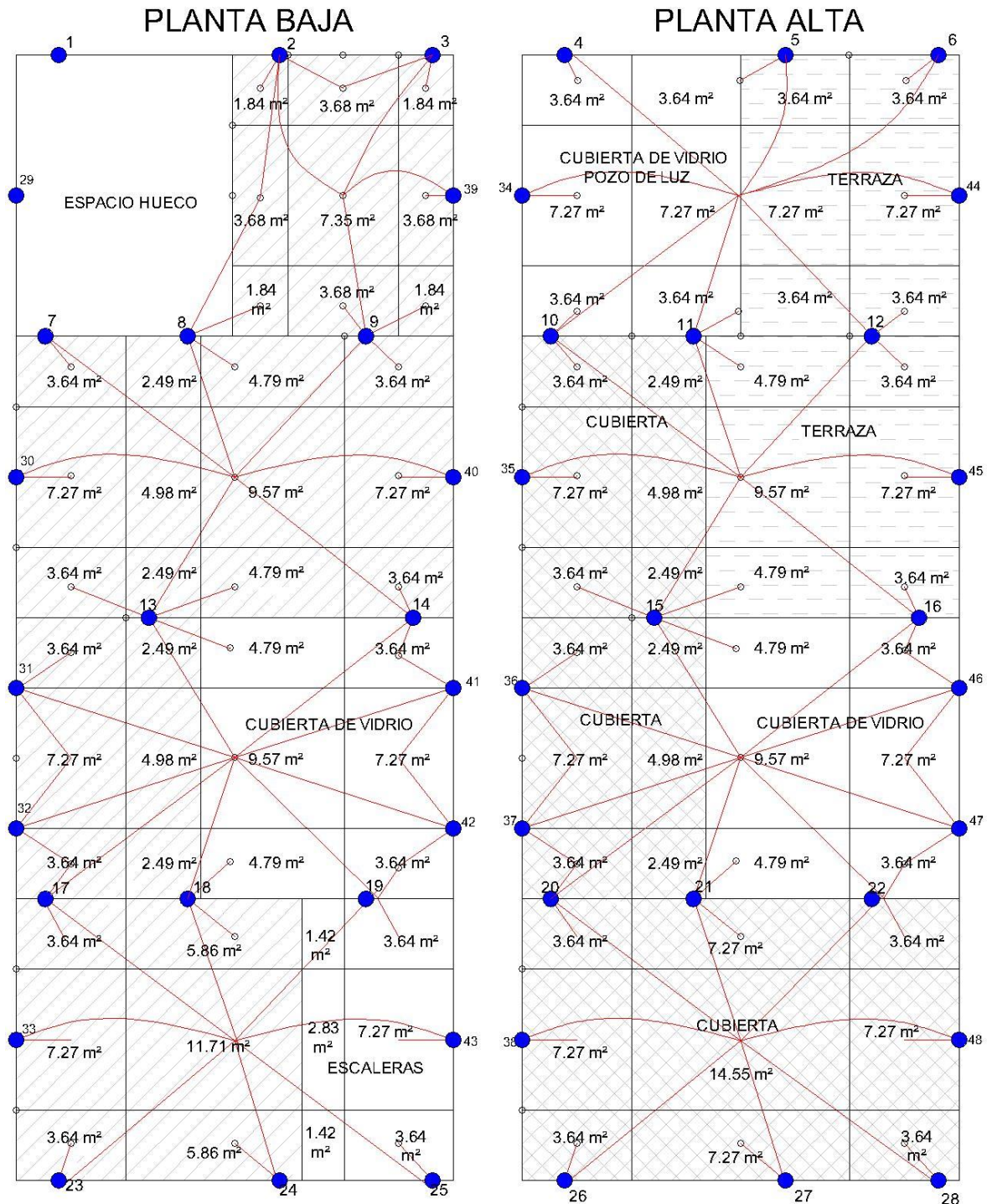
A4.4 Distribución de masas de piso del modelo DV-med



A4.5 Distribución de masas de piso del modelo DV-ide

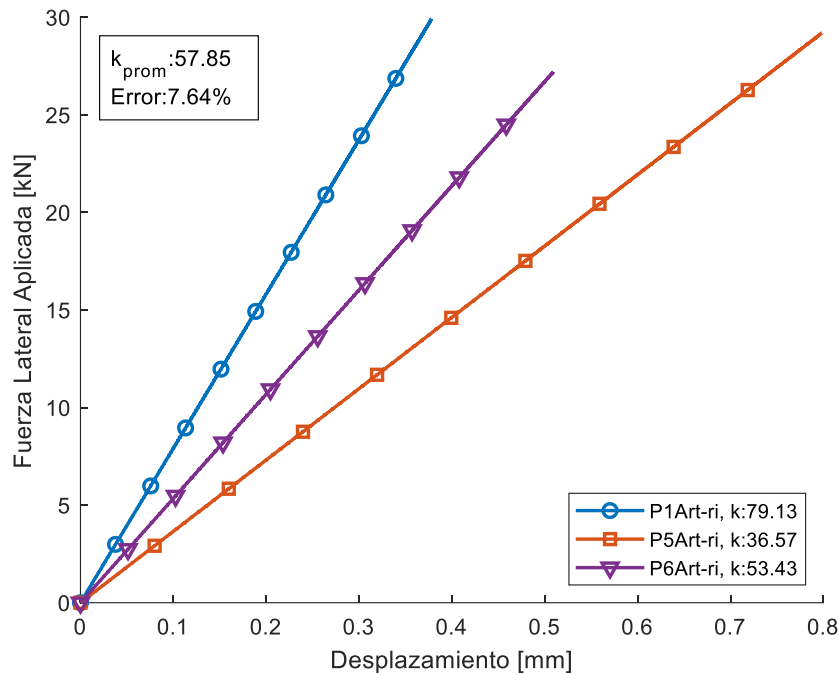


A4.7 Distribución de masas de piso del modelo PADV-ide

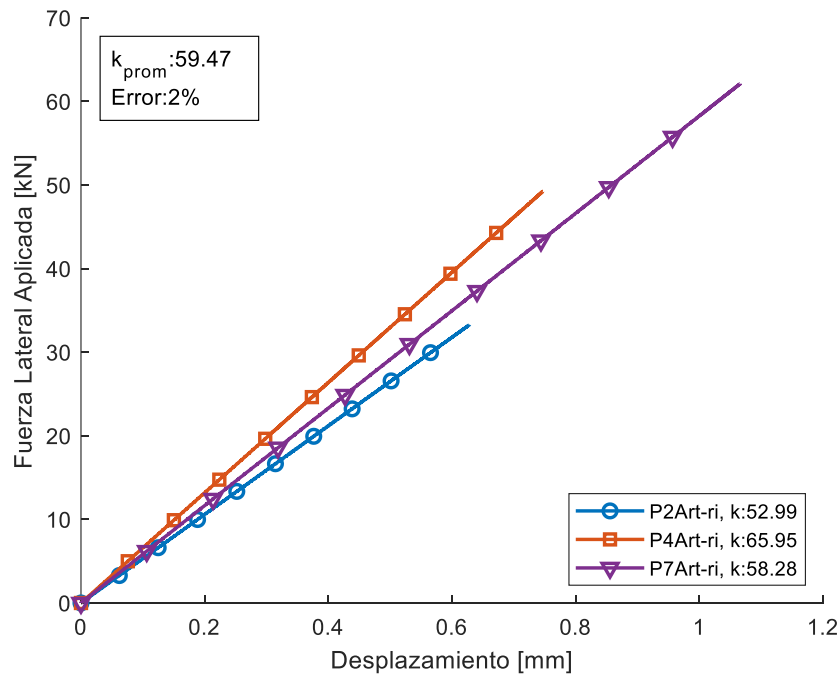


A5 Relaciones Fuerza-Desplazamiento de las paredes resistentes

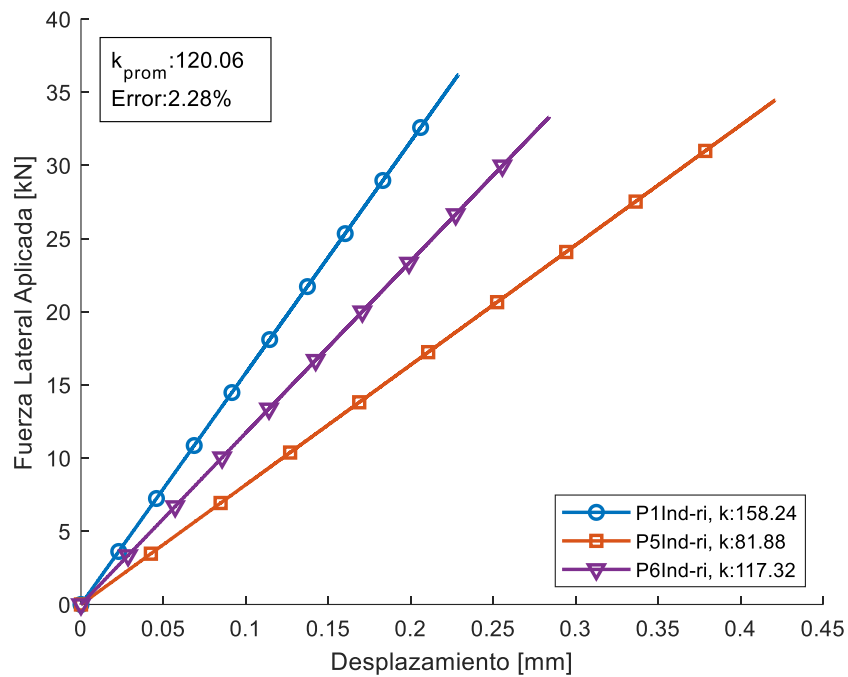
A5.1 Paredes Exteriores de ladrillo Artesanal y Geq 7.5Mpa



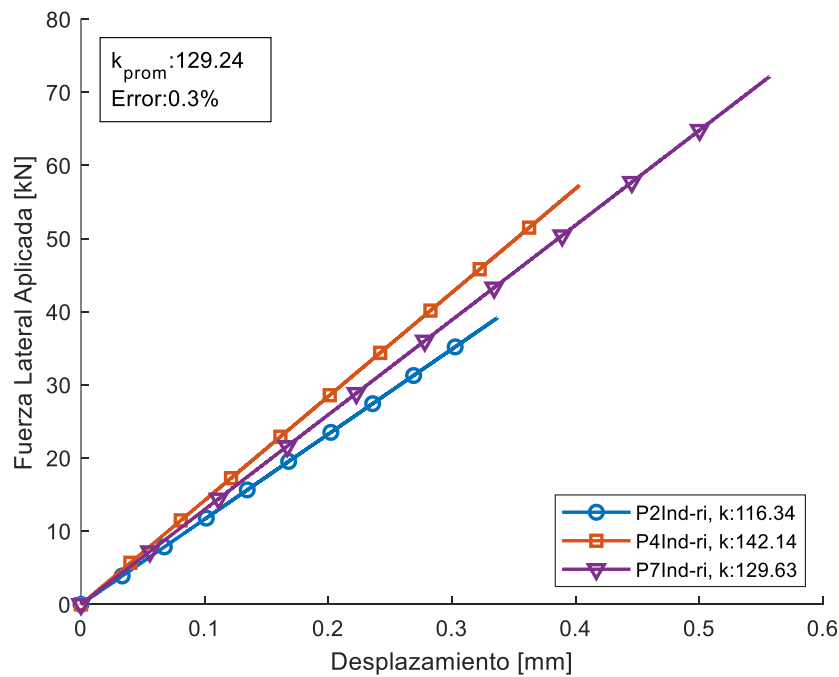
A5.2 Paredes Interiores de ladrillo Artesanal y Geq 7.5Mpa



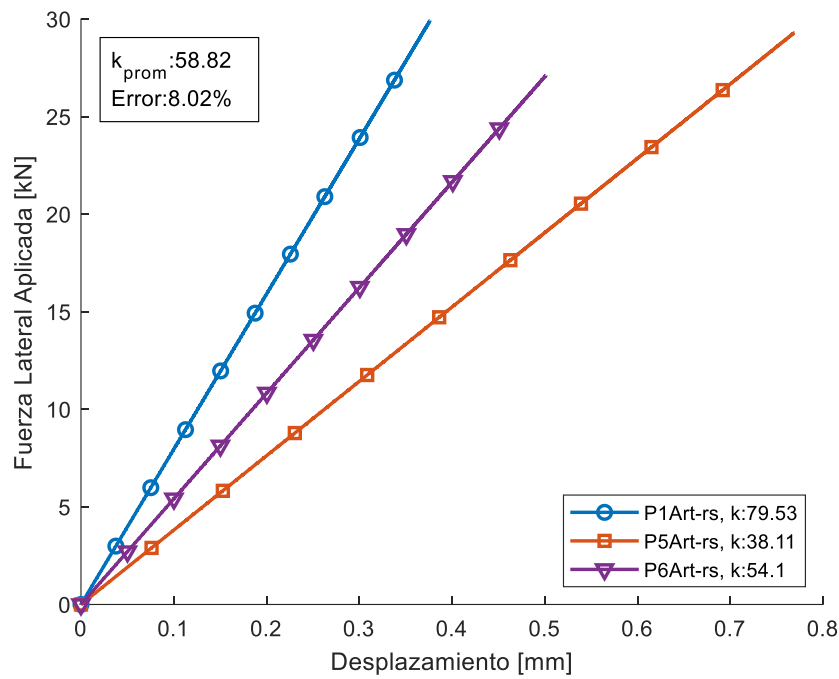
A5.3 Paredes Exteriores de ladrillo Industrial y Geq 7.5Mpa



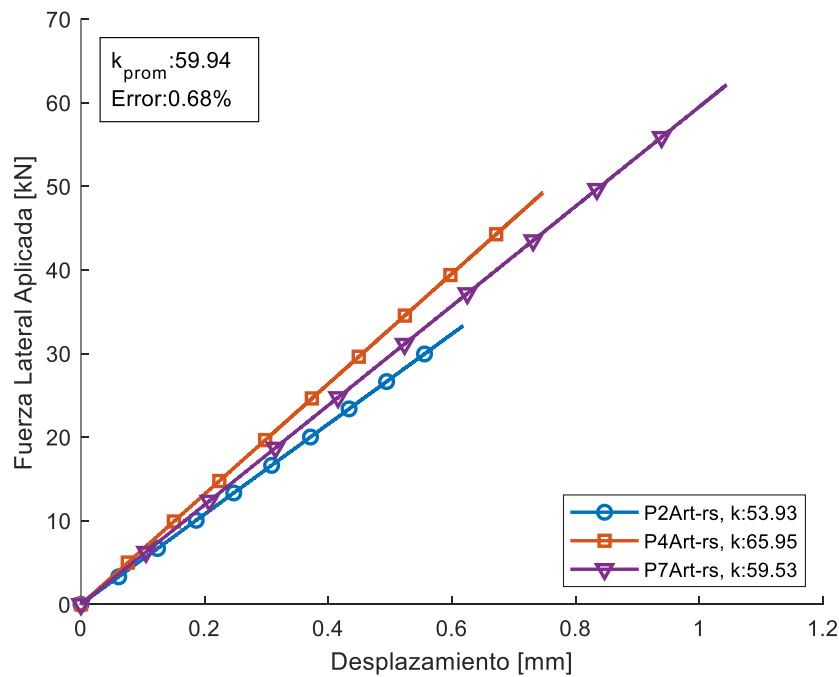
A5.4 Paredes Interiores de ladrillo Industrial y Geq 7.5Mpa



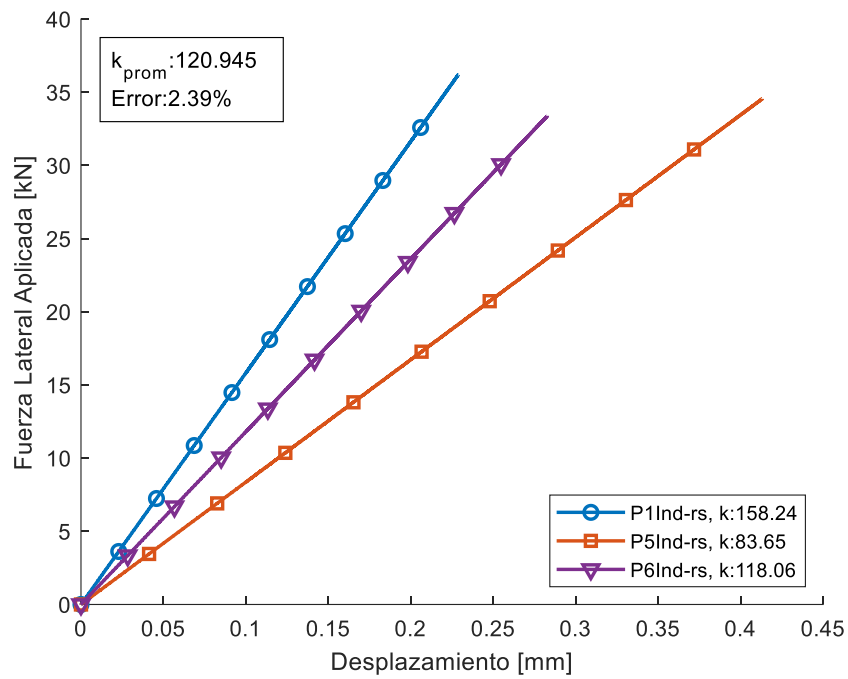
A5.5 Paredes Exteriores de ladrillo Artesanal y Geq 20Mpa



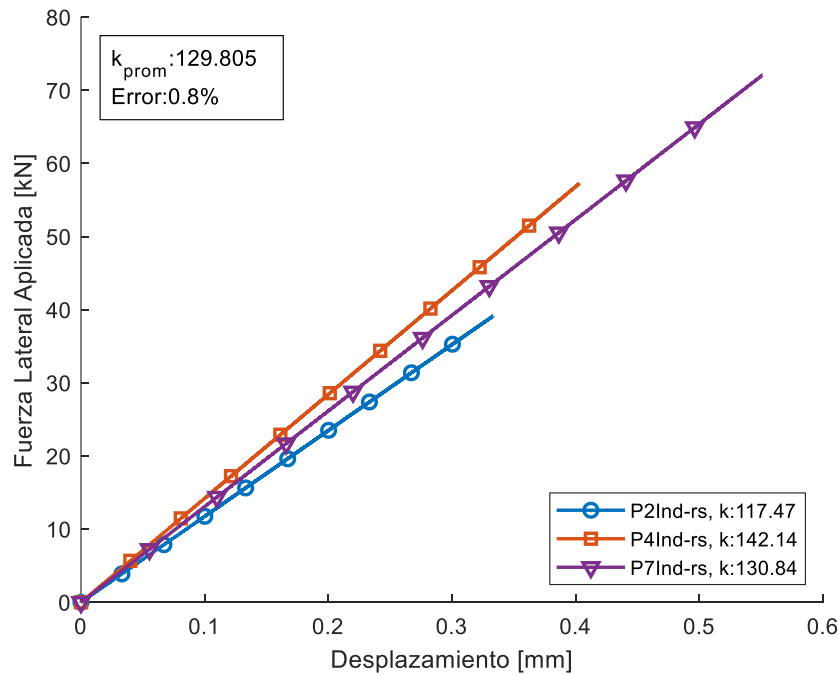
A5.6 Paredes Interiores de ladrillo Artesanal y Geq 20Mpa



A5.7 Paredes Exteriores de ladrillo Industrial y Geq 20Mpa



A5.8 Paredes Interiores de ladrillo Industrial y Geq 20Mpa



**A6 Fichero de texto requeridos por Ruaumoko 2D**

Pared 5 Artesanal

2	0	1	0	0	-1	0	0	0	0	0	0	0
70	75	30	50	0	0	9.81	0	0	0.001	10	1	
1	5	10	0	1	25	0.05	0.02	3	2			
5	0	0.02	0	0	0	0.018						

NODES

1	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	5.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0.925	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
4	0.925	0.284	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.925	0.537	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0.925	1.4235	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0.925	1.6765	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0.925	2.563	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0.925	2.816	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0.925	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0.925	3.294	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0.925	3.5352	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0.925	4.3794	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0.925	4.6206	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0.925	5.4648	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0.925	5.706	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0.925	5.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	5.725	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
19	5.725	0.249	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	5.725	1.171	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	5.725	1.42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	5.725	2.292	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	5.725	2.541	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	5.725	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	5.725	3.2396	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	5.725	4.1142	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	5.725	4.3538	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	5.725	5.2284	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	5.725	5.468	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	5.725	5.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	6.2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
32	9.05	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
33	9.05	0.253	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



34	9.05	1.1884	0	0	0	0	0	0	0
35	9.05	1.4414	0	0	0	0	0	0	0
36	9.05	2.3228	0	0	0	0	0	0	0
37	9.05	2.5758	0	0	0	0	0	0	0
38	9.05	3	0	0	0	0	0	0	0
39	9.05	3.2416	0	0	0	0	0	0	0
40	9.05	4.1371	0	0	0	0	0	0	0
41	9.05	4.3787	0	0	0	0	0	0	0
42	9.05	5.2242	0	0	0	0	0	0	0
43	9.05	5.4658	0	0	0	0	0	0	0
44	9.05	5.8	0	0	0	0	0	0	0
45	9.5	3	0	0	0	0	0	0	0
46	9.5	5.8	0	0	0	0	0	0	0
47	1.85	3.05	0	0	0	0	0	0	0
48	2.1	3.05	0	0	0	0	0	0	0
49	2.975	3.05	0	0	0	0	0	0	0
50	3.225	3.05	0	0	0	0	0	0	0
51	4.1	3.05	0	0	0	0	0	0	0
52	4.35	3.05	0	0	0	0	0	0	0
53	7.1	2.6	0	0	0	0	0	0	0
54	7.25	2.6	0	0	0	0	0	0	0
55	7.775	2.6	0	0	0	0	0	0	0
56	7.925	2.6	0	0	0	0	0	0	0
57	8.45	2.6	0	0	0	0	0	0	0
58	8.6	2.6	0	0	0	0	0	0	0
59	1.85	5.45	0	0	0	0	0	0	0
60	2.1	5.45	0	0	0	0	0	0	0
61	2.975	5.45	0	0	0	0	0	0	0
62	3.225	5.45	0	0	0	0	0	0	0
63	4.1	5.45	0	0	0	0	0	0	0
64	4.35	5.45	0	0	0	0	0	0	0
65	7.1	5.45	0	0	0	0	0	0	0
66	7.25	5.45	0	0	0	0	0	0	0
67	7.775	5.45	0	0	0	0	0	0	0
68	7.925	5.45	0	0	0	0	0	0	0
69	8.45	5.45	0	0	0	0	0	0	0
70	8.6	5.45	0	0	0	0	0	0	0

DRIFT

3 10 17

ELEMENTS



1	30	3	4	3	4	0
2	1	4	5	4	5	0
3	30	5	6	5	6	0
4	2	6	7	6	7	0
5	30	7	8	7	8	0
6	1	8	9	8	9	0
7	30	9	10	9	10	0
8	30	10	11	10	11	0
9	7	11	12	11	12	0
10	30	12	13	12	13	0
11	8	13	14	13	14	0
12	30	14	15	14	15	0
13	7	15	16	15	16	0
14	30	16	17	16	17	0
15	3	18	19	18	19	0
16	30	19	20	19	20	0
17	4	20	21	20	21	0
18	30	21	22	21	22	0
19	3	22	23	22	23	0
20	30	23	24	23	24	0
21	9	24	25	24	25	0
22	30	25	26	25	26	0
23	10	26	27	26	27	0
24	30	27	28	27	28	0
25	9	28	29	28	29	0
26	30	29	30	29	30	0
27	5	32	33	32	33	0
28	30	33	34	33	34	0
29	6	34	35	34	35	0
30	30	35	36	35	36	0
31	5	36	37	36	37	0
32	30	37	38	37	38	0
33	11	38	39	38	39	0
34	30	39	40	39	40	0
35	12	40	41	40	41	0
36	30	41	42	41	42	0
37	11	42	43	42	43	0
38	30	43	44	43	44	0
39	30	10	47	10	47	0
40	13	47	48	47	48	0
41	30	48	49	48	49	0
42	14	49	50	49	50	0



43	30	50	51	50	51	0
44	13	51	52	51	52	0
45	30	52	24	52	24	0
46	30	24	53	24	53	0
47	15	53	54	53	54	0
48	30	54	55	54	55	0
49	16	55	56	55	56	0
50	30	56	57	56	57	0
51	15	57	58	57	58	0
52	30	58	38	58	38	0
53	30	17	59	17	59	0
54	17	59	60	59	60	0
55	30	60	61	60	61	0
56	18	61	62	61	62	0
57	30	62	63	62	63	0
58	17	63	64	63	64	0
59	30	64	30	64	30	0
60	30	30	65	30	65	0
61	19	65	66	65	66	0
62	30	66	67	66	67	0
63	20	67	68	67	68	0
64	30	68	69	68	69	0
65	19	69	70	69	70	0
66	30	70	44	70	44	0
67	21	1	10	1	10	0
68	22	10	24	10	24	0
69	23	24	31	24	31	0
70	24	31	38	31	38	0
71	25	38	45	38	45	0
72	26	2	17	2	17	0
73	27	17	30	17	30	0
74	28	30	44	30	44	0
75	29	44	46	44	46	0

PROPS

1	SPRING	!	19						
1	0	0	0	527224.728	585805.253	400983.696	0	0	0.0002
2	SPRING	!	19						
1	0	0	0	527224.728	58580.5253	4009836.96	0	0.0002	0
3	SPRING	!	20						



1	0	0	0	796953.27	885503.633	1339324.25	0	0	0.0002
4	SPRING	!	20						
1	0	0	0	796953.27	88550.3633	13393242.5	0	0.0002	0
5	SPRING	!	21						
1	0	0	0	257195.21	285772.456	46295.1379	0	0	0.0002
6	SPRING	!	21						
1	0	0	0	257195.21	28577.2456	462951.379	0	0.0002	0
7	SPRING	!	22						
1	0	0	0	553432.536	614925.04	420916.19	0	0	0.0002
8	SPRING	!	22						
1	0	0	0	553432.536	61492.504	4209161.9	0	0.0002	0
9	SPRING	!	23						
1	0	0	0	839448.34	932720.378	1410739.57	0	0	0.0002
10	SPRING	!	23						
1	0	0	0	839448.34	93272.0378	14107395.7	0	0.0002	0
11	SPRING	!	24						
1	0	0	0	268898.002	298775.558	48401.6404	0	0	0.0002
12	SPRING	!	24						
1	0	0	0	268898.002	29877.5558	484016.404	0	0.0002	0
13	SPRING	!	9						
1	0	0	0	490804.11	34370.0357	315205.306	0	0	0.0002
14	SPRING	!	9						
1	0	0	0	490804.11	34370.0357	315205.306	0	0.0002	0
15	SPRING	!	10						
1	0	0	0	384944.4	34370.0357	54747.648	0	0	0.0002
16	SPRING	!	10						
1	0	0	0	384944.4	34370.0357	54747.648	0	0.0002	0
17	SPRING	!	11						



1	0	0	0	202095.81	34370.0357	22005.9882	0	0	0.0002
18	SPRING	!	11						
1	0	0	0	202095.81	34370.0357	22005.9882	0	0.0002	0
19	SPRING	!	12						
1	0	0	0	336826.35	34370.0357	36676.647	0	0	0.0002
20	SPRING	!	12						
1	0	0	0	336826.35	34370.0357	36676.647	0	0.0002	0
21	SPRING	!	38						
1	0	0	0	10000000	2620.96774	10			
22	SPRING	!	39						
1	0	0	0	10000000	2620.96774	10			
23	SPRING	!	40						
1	0	0	0	10000000	2620.96774	10			
24	SPRING	!	41						
1	0	0	0	10000000	3282.82828	10			
25	SPRING	!	42						
1	0	0	0	10000000	3282.82828	10			
26	SPRING	!	43						
1	0	0	0	10000000	4871.79487	10			
27	SPRING	!	44						
1	0	0	0	10000000	4871.79487	10			
28	SPRING	!	45						
1	0	0	0	10000000	4871.79487	10			
29	SPRING	!	46						
1	0	0	0	10000000	4871.79487	10			
30	SPRING								
1	0	0	0	10000000	10000000	10000000			

WEIGHTS



10	24.8908401
17	17.7155539
24	35.5254295
30	27.7793974
38	10.2915196
44	12.876791
70	0

LOADS

10	0	0
17	0	0
24	0	0
30	0	0
38	0	0
44	0	0
70	0	0

SHAPE

1	9.98107478
2	19.3561212
70	0

EQUAKE

1 1 1.0 1.0

START ! Linear Ramp Function 'Caltech' Format

1	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

SPECTRA

1 1 1.0 1.0

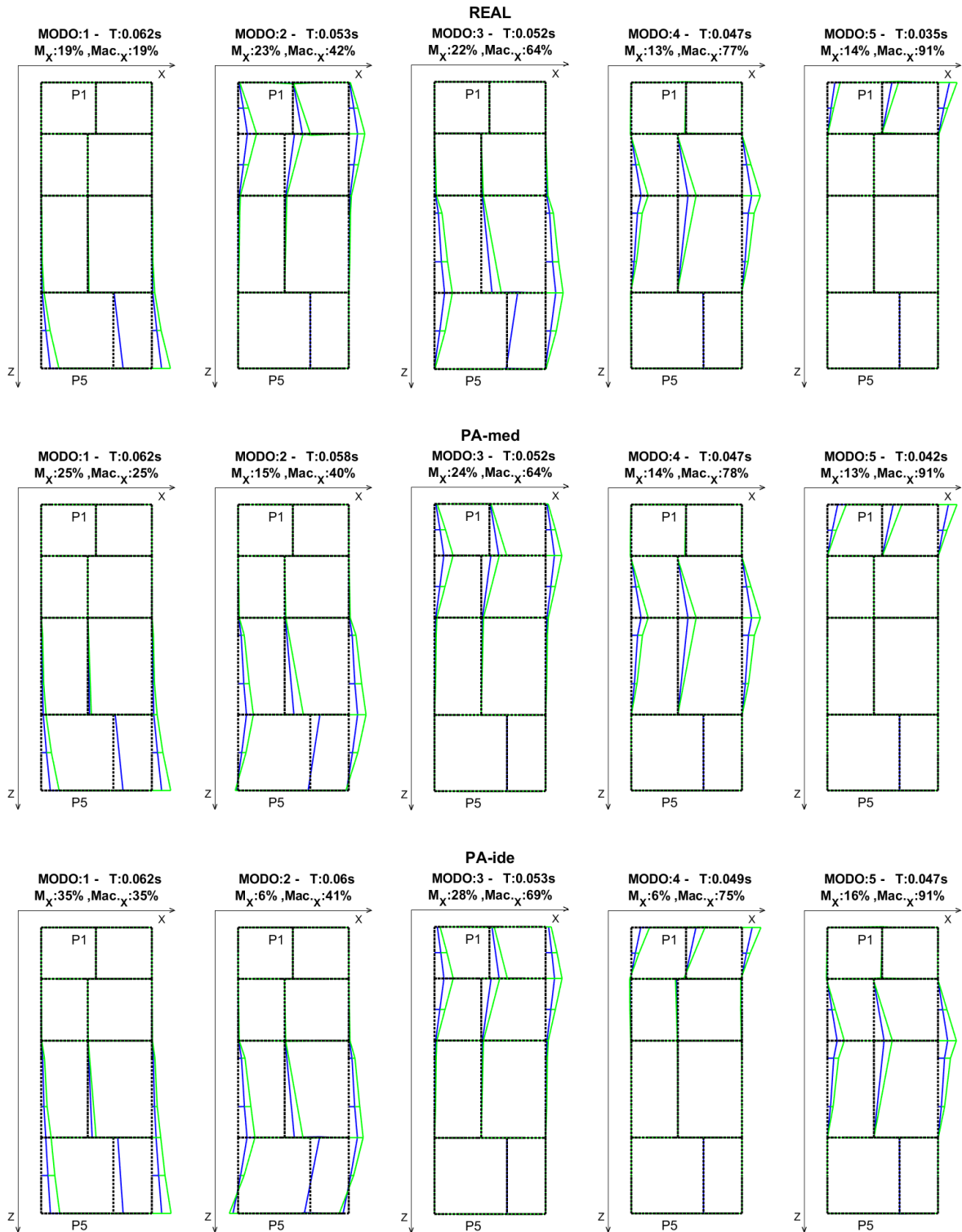
5	1	0	0	1
---	---	---	---	---

START

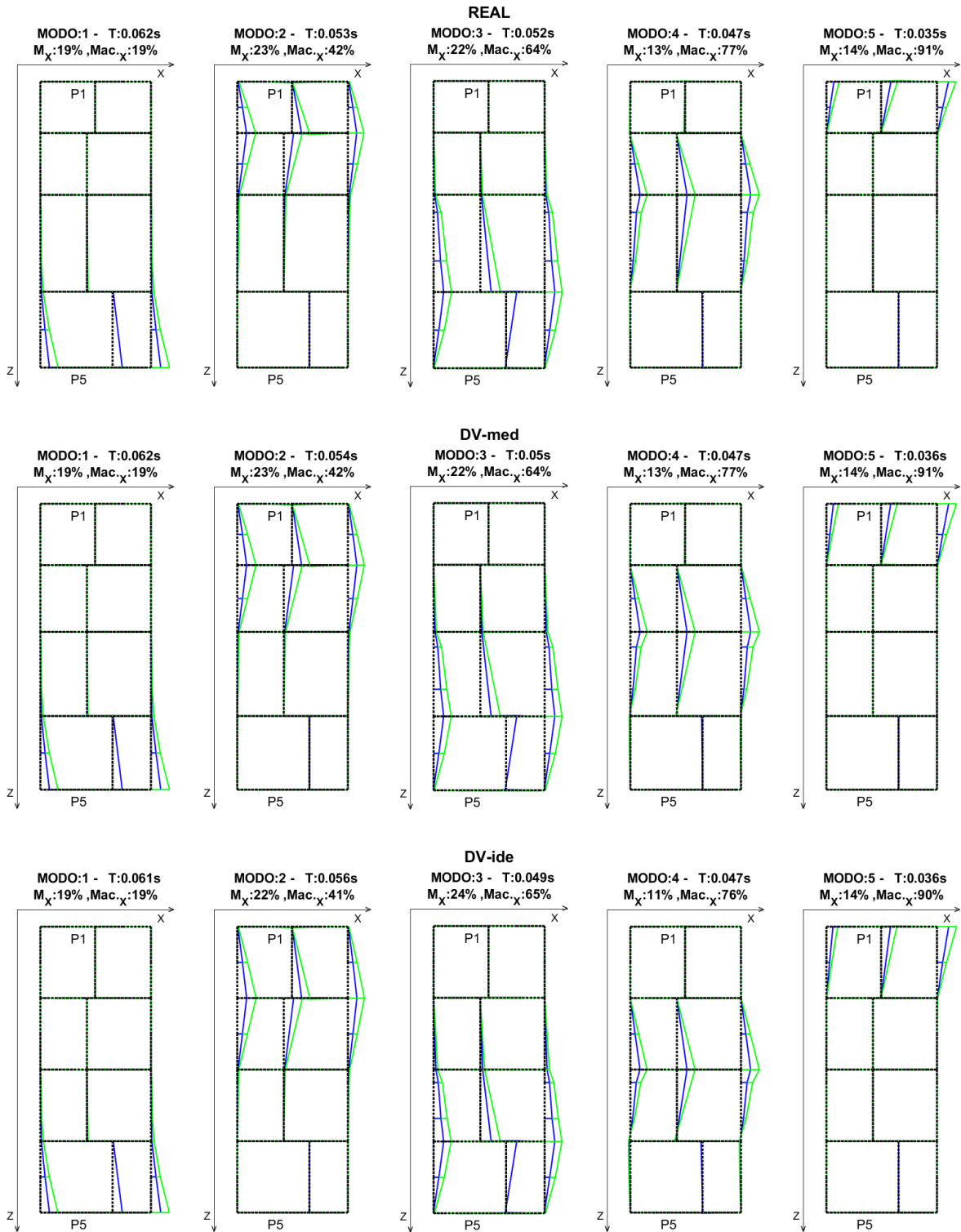
0.4	1
-----	---

A7 Variación de las Formas Modales de cada Modelo

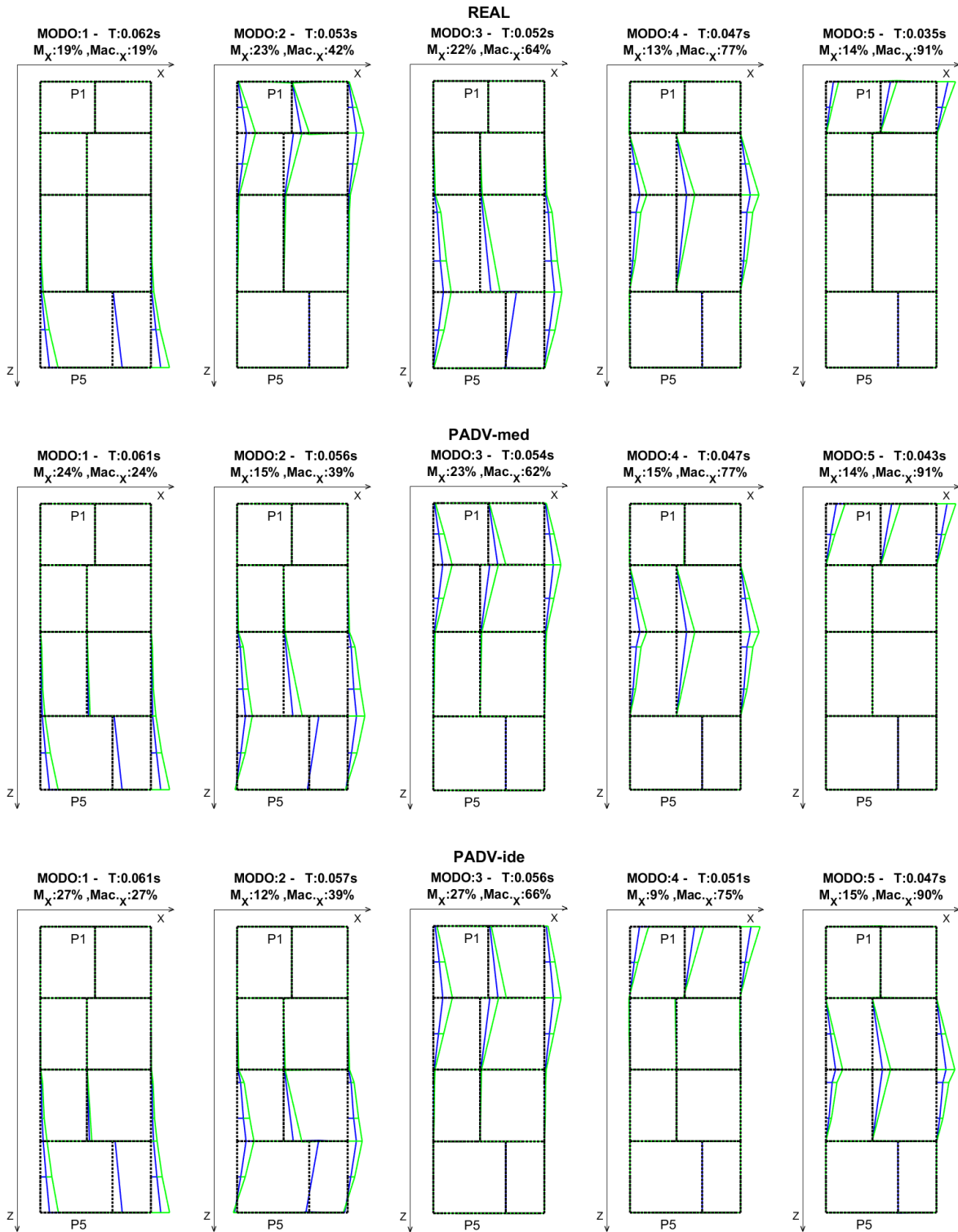
A7.1 Casos PA con ladrillo Industrial de 15cm de espesor



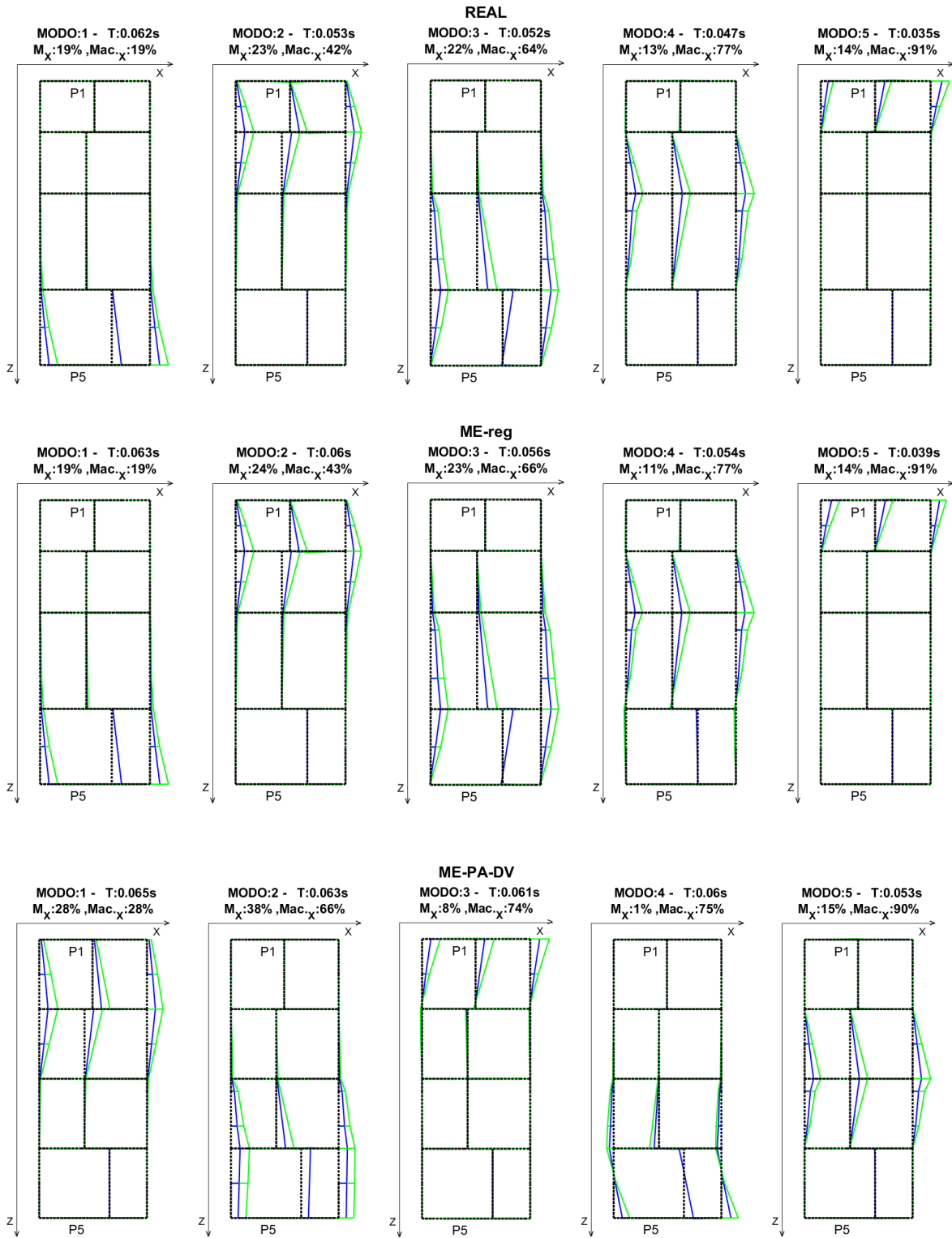
A7.2 Casos DV con ladrillo Industrial de 15cm de espesor



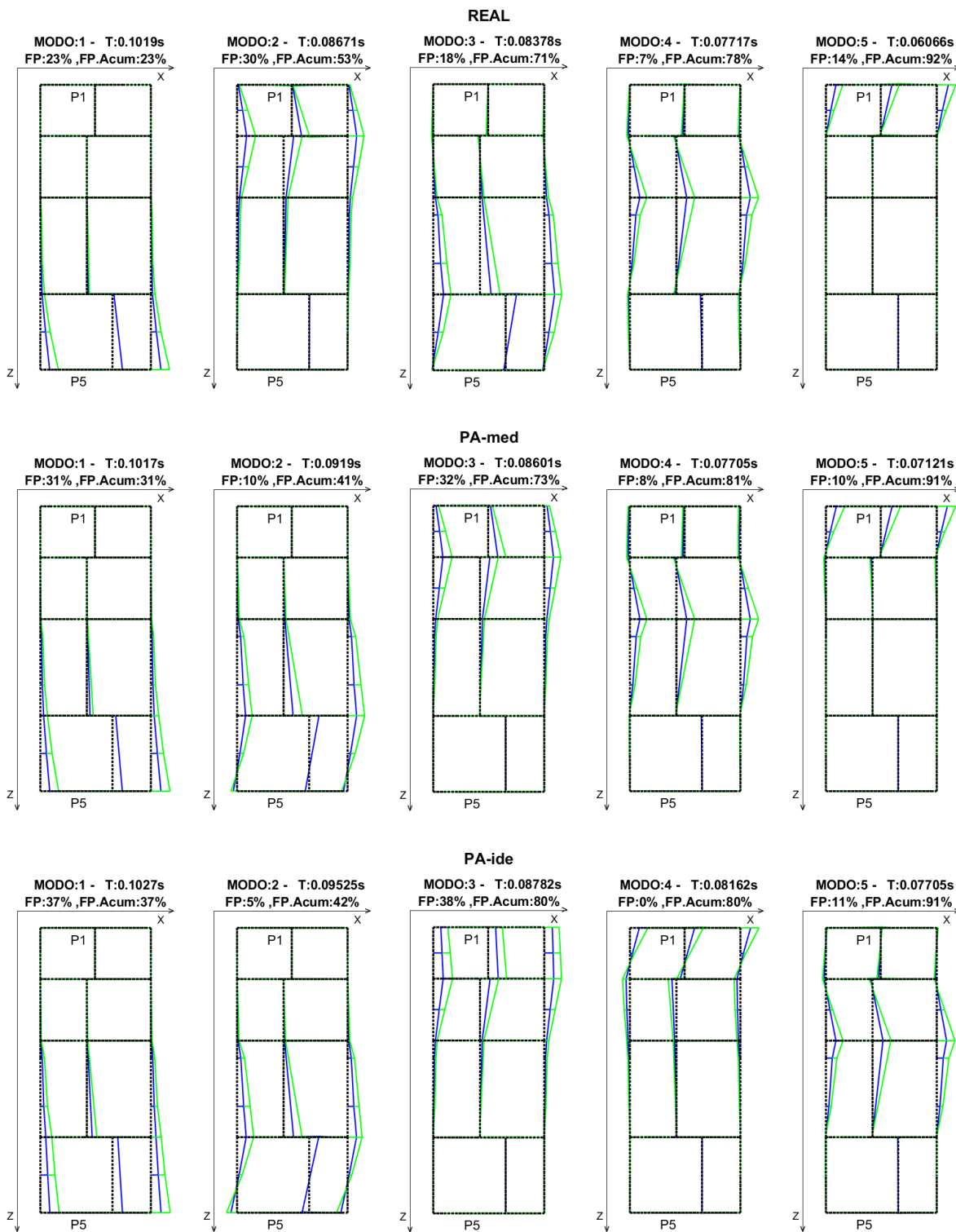
A7.3 Casos PADV con ladrillo Industrial de 15cm de espesor



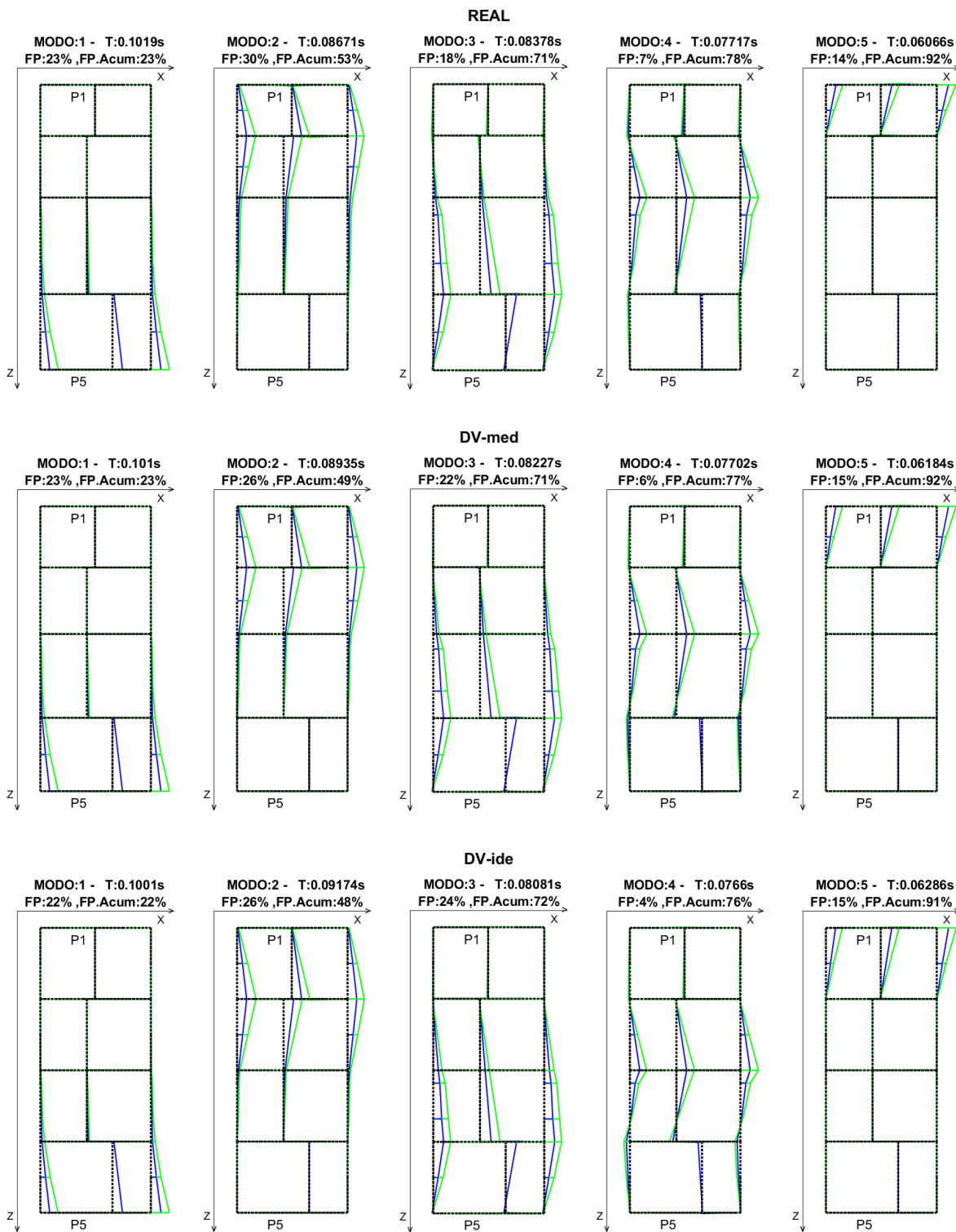
A7.4 Casos ME con ladrillo Industrial de 15cm de espesor



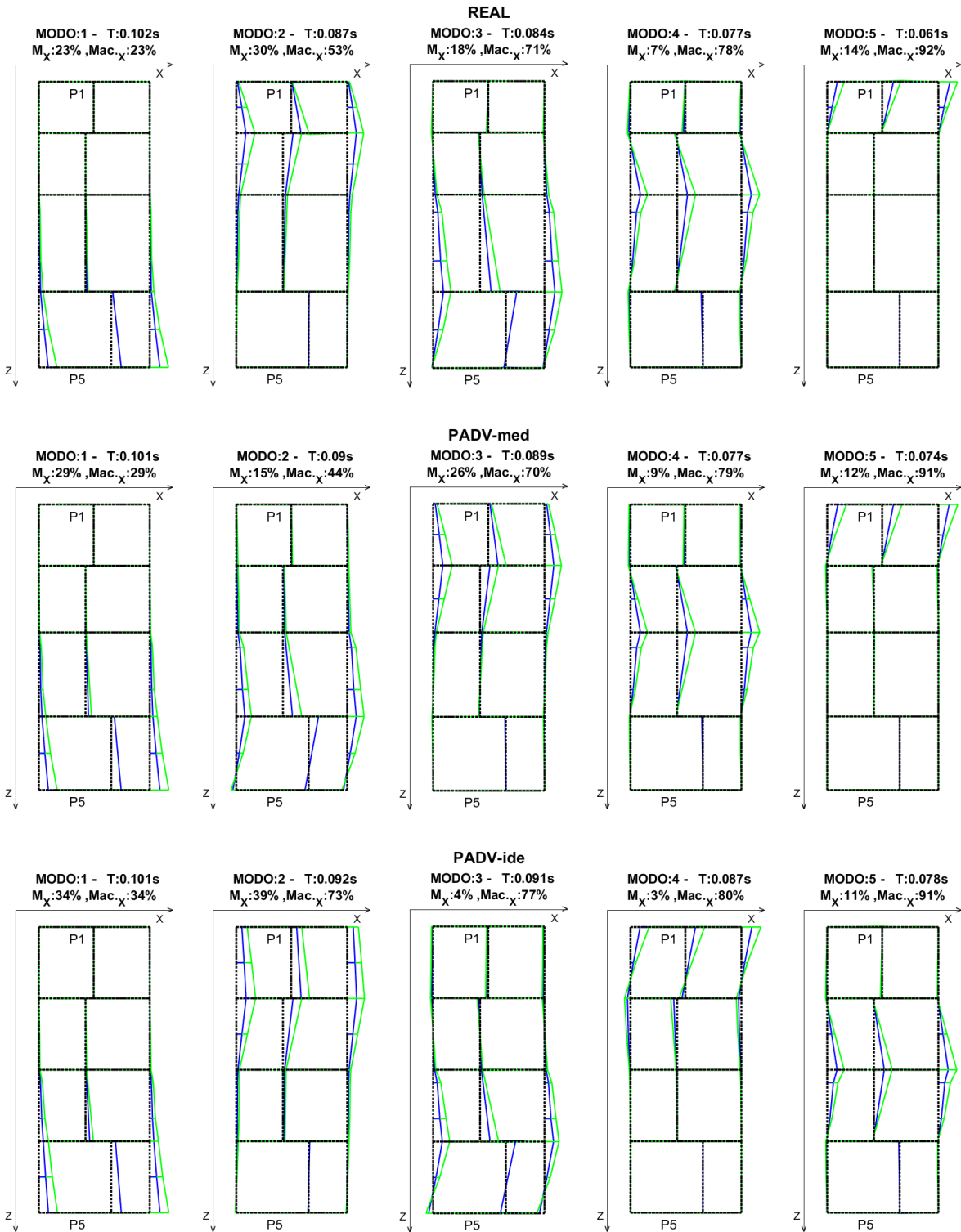
A7.5 Casos PA con ladrillo Artesanal de 15cm de espesor



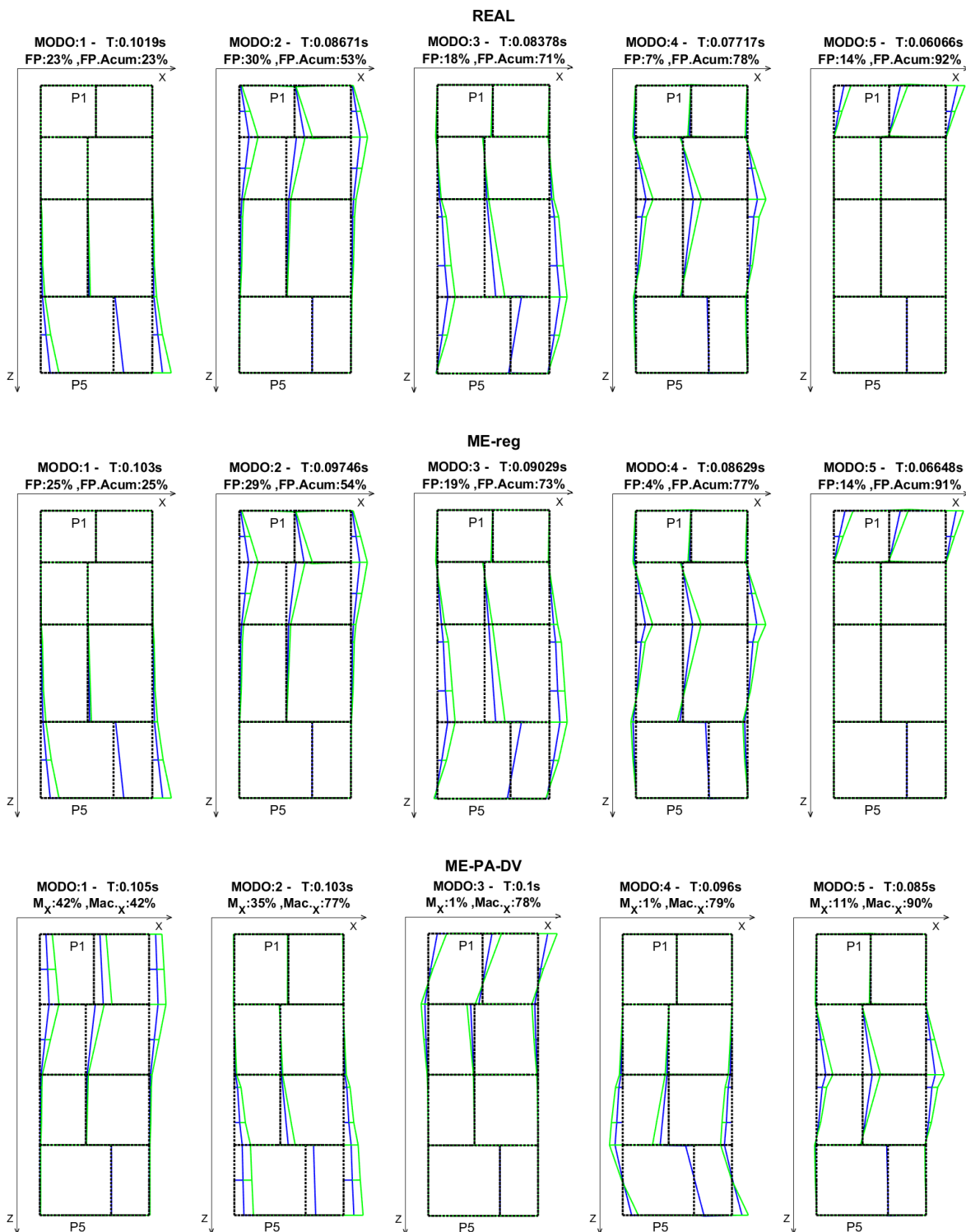
A7.6 Casos DV con ladrillo Artesanal de 15cm de espesor



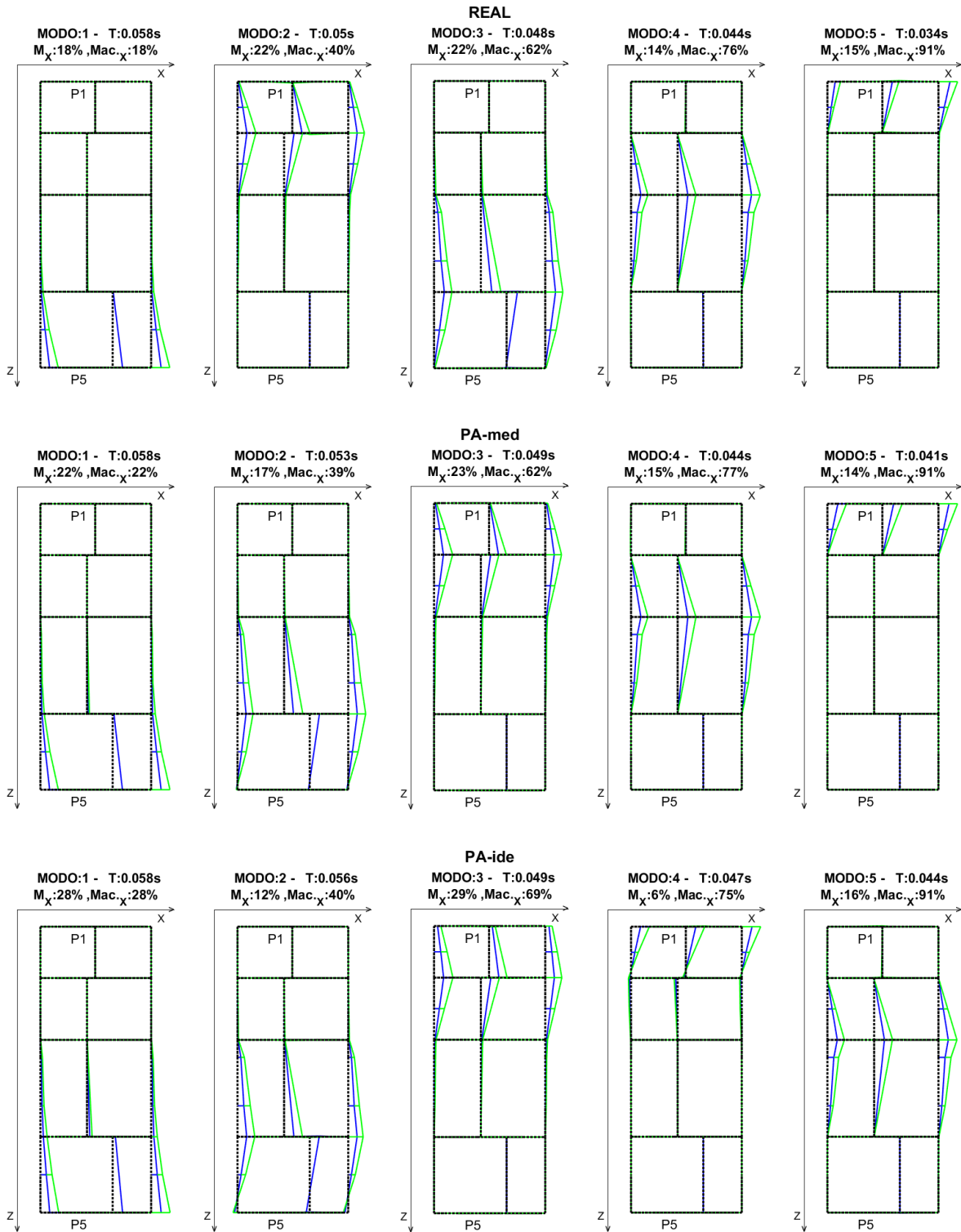
A7.7 Casos PADV con ladrillo Artesanal de 15cm de espesor



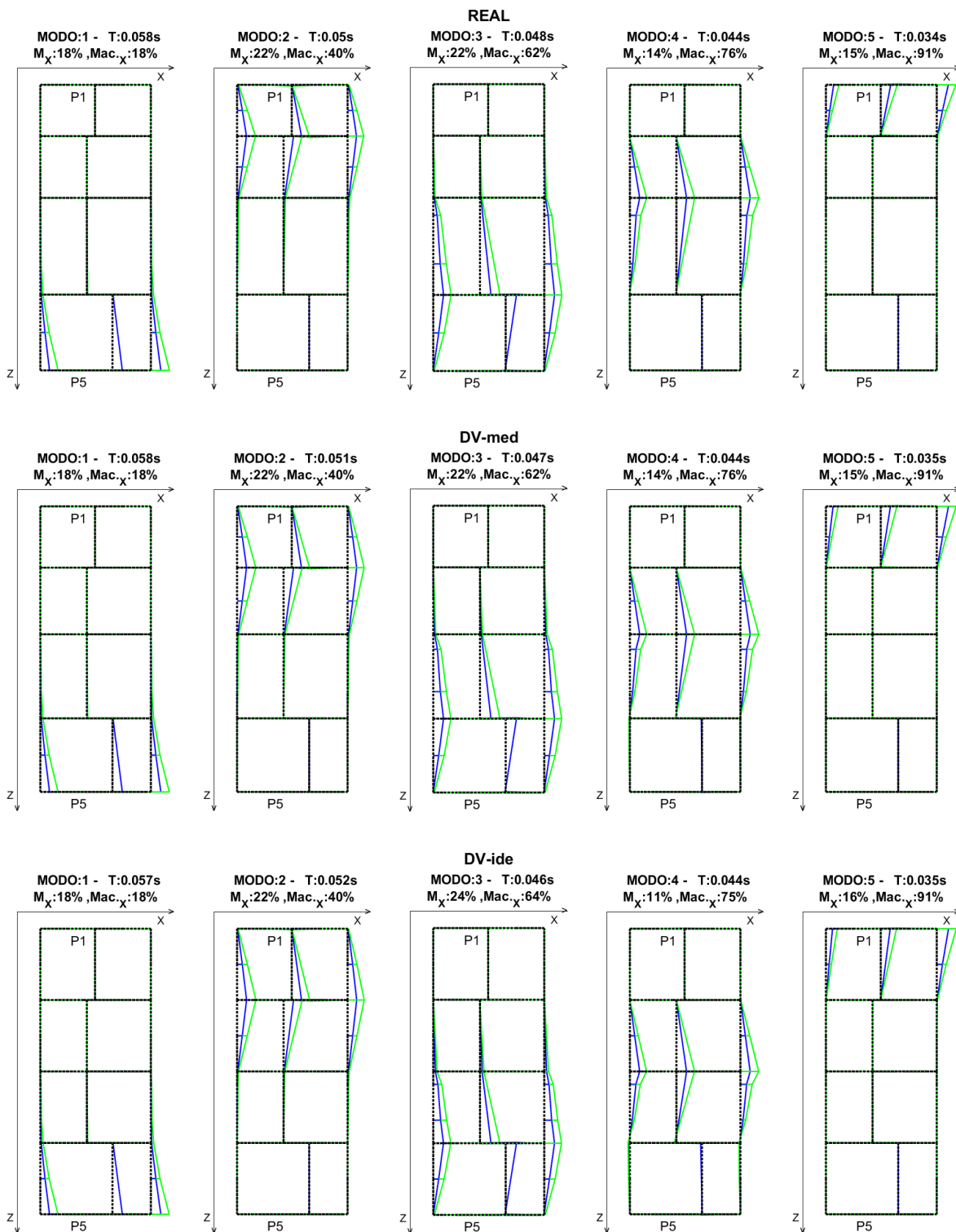
A7.8 Casos ME con ladrillo Artesanal de 15cm de espesor



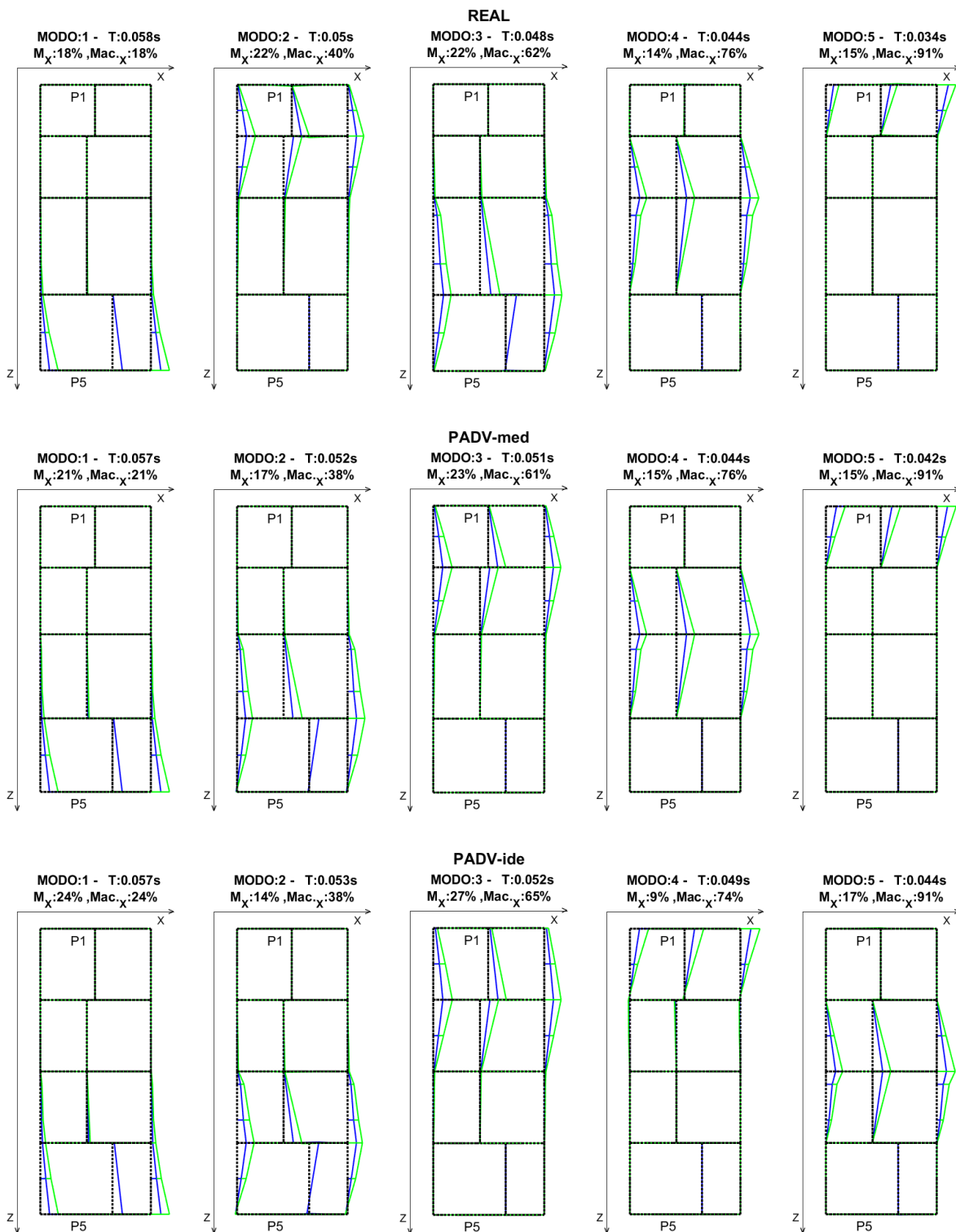
A7.9 Casos PA con ladrillo Industrial de 20cm de espesor



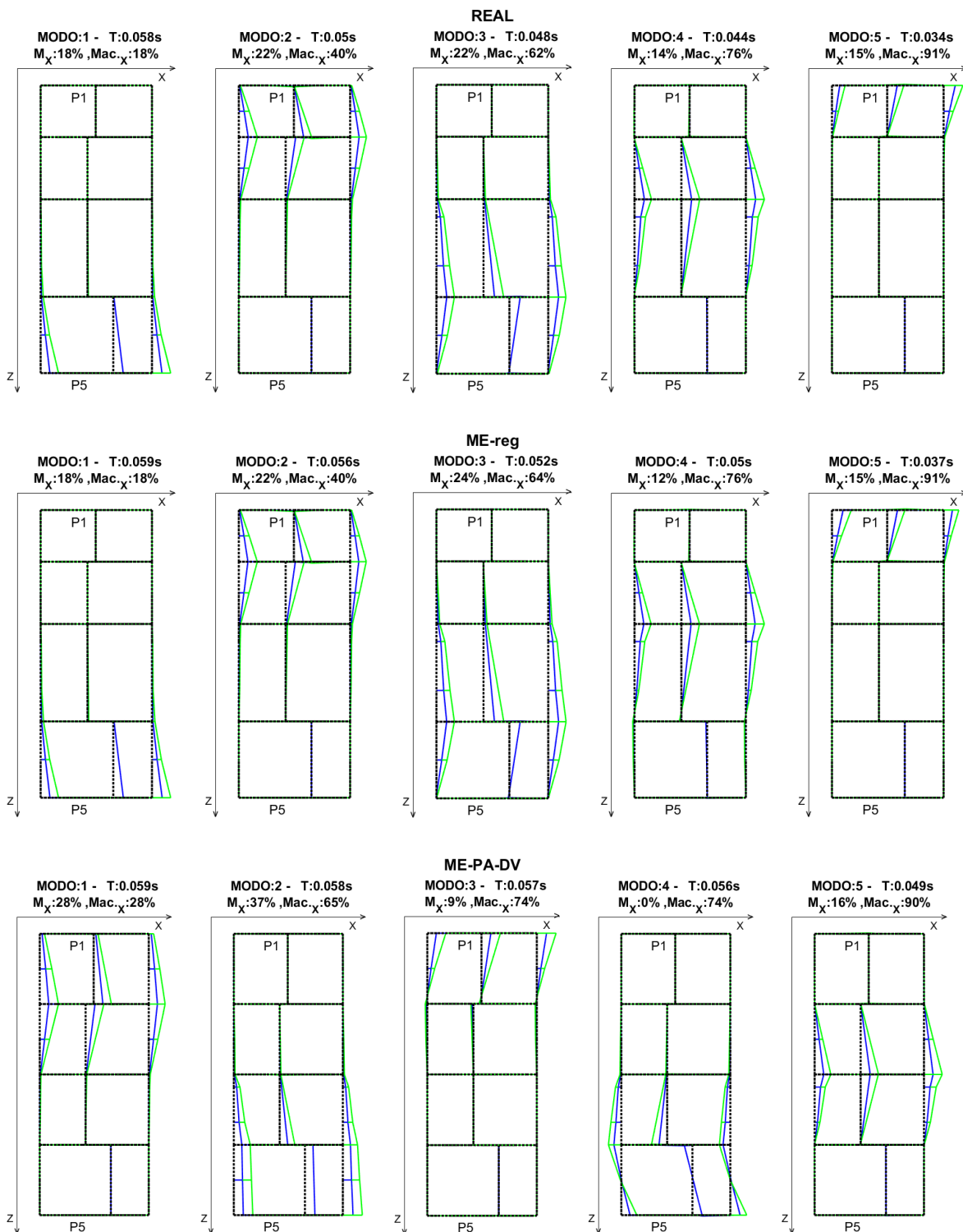
A7.10 Casos DV con ladrillo Industrial de 20cm de espesor



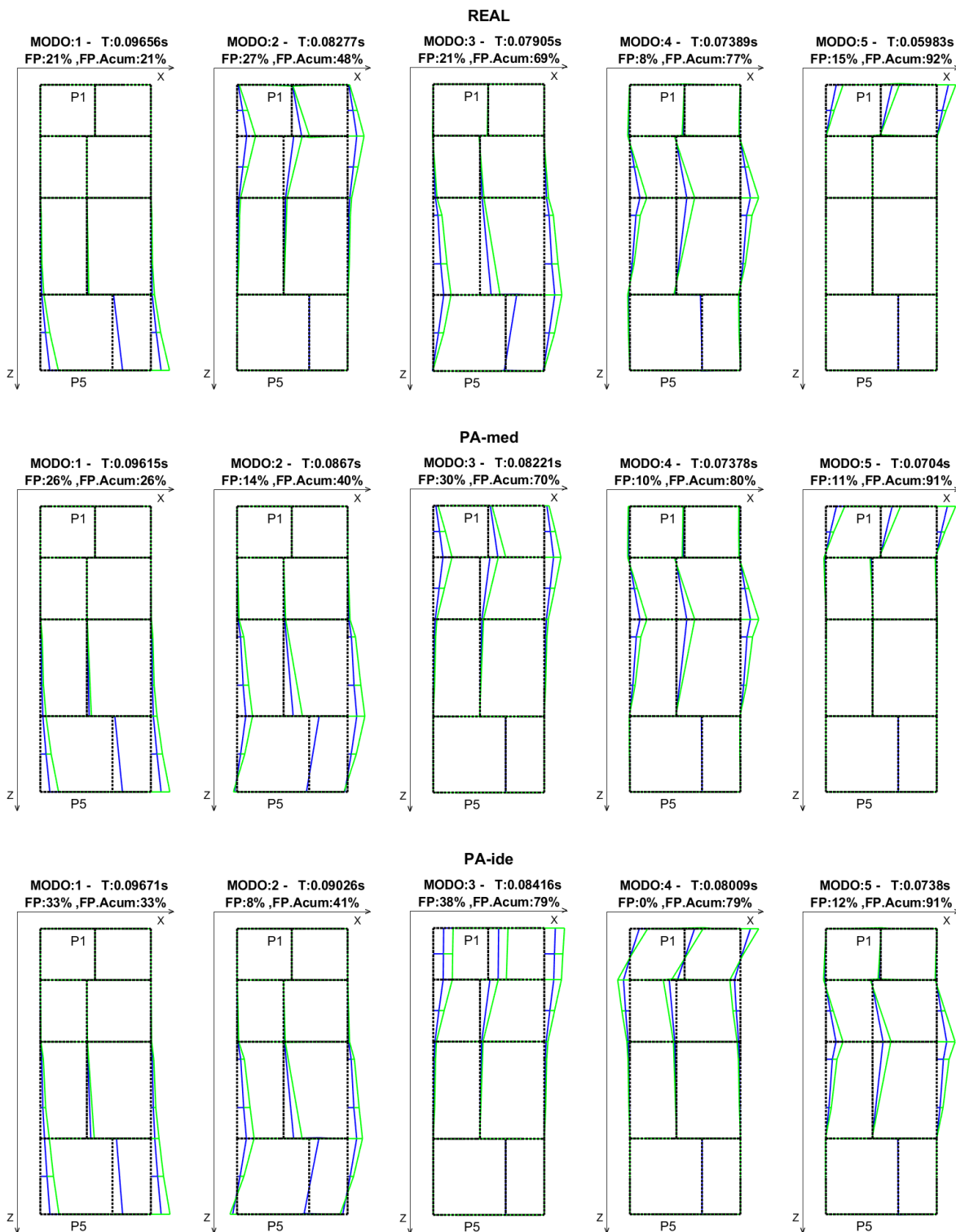
A7.11 Casos PADV con ladrillo Industrial de 20cm de espesor



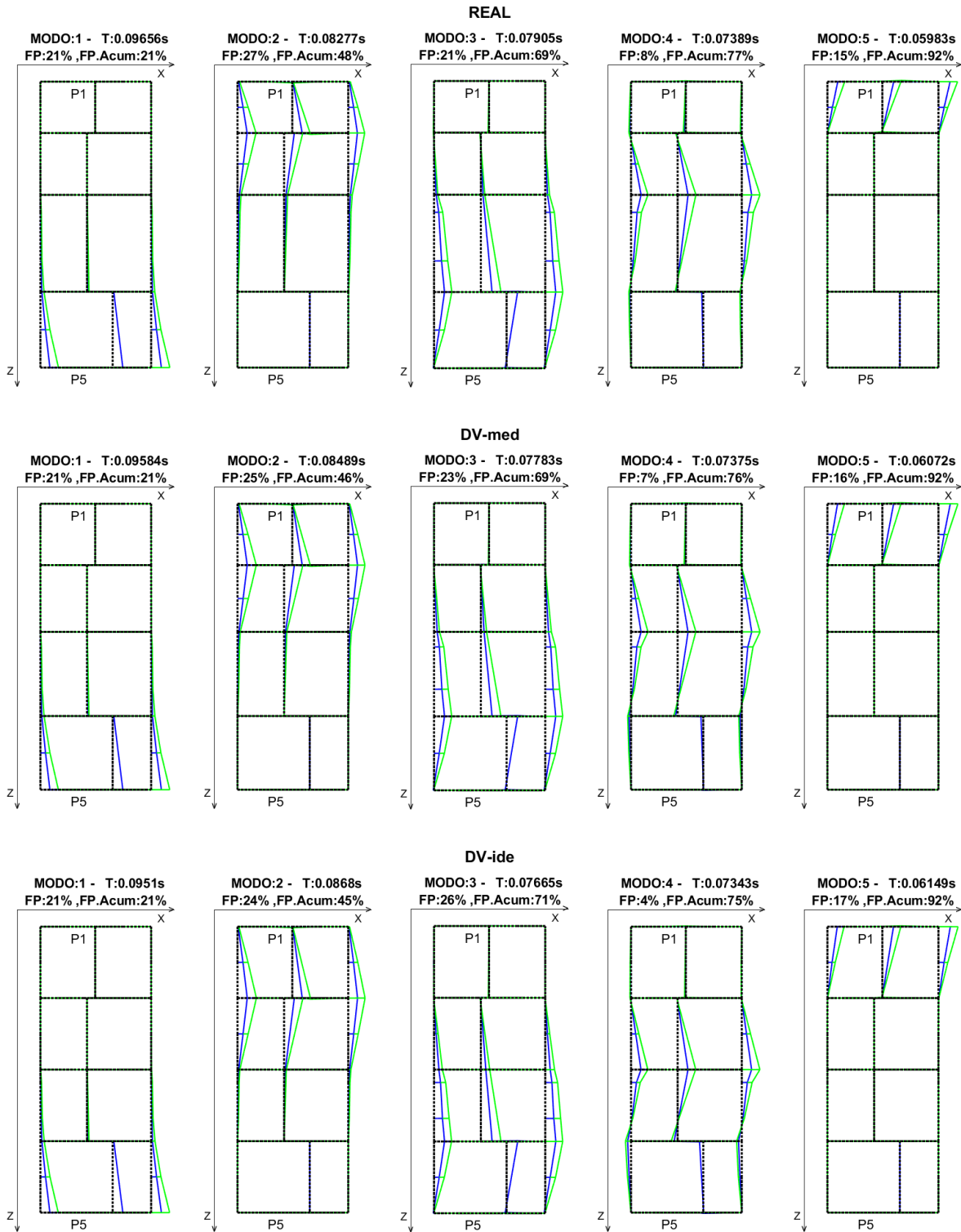
A7.12 Casos ME con ladrillo Industrial de 20cm de espesor



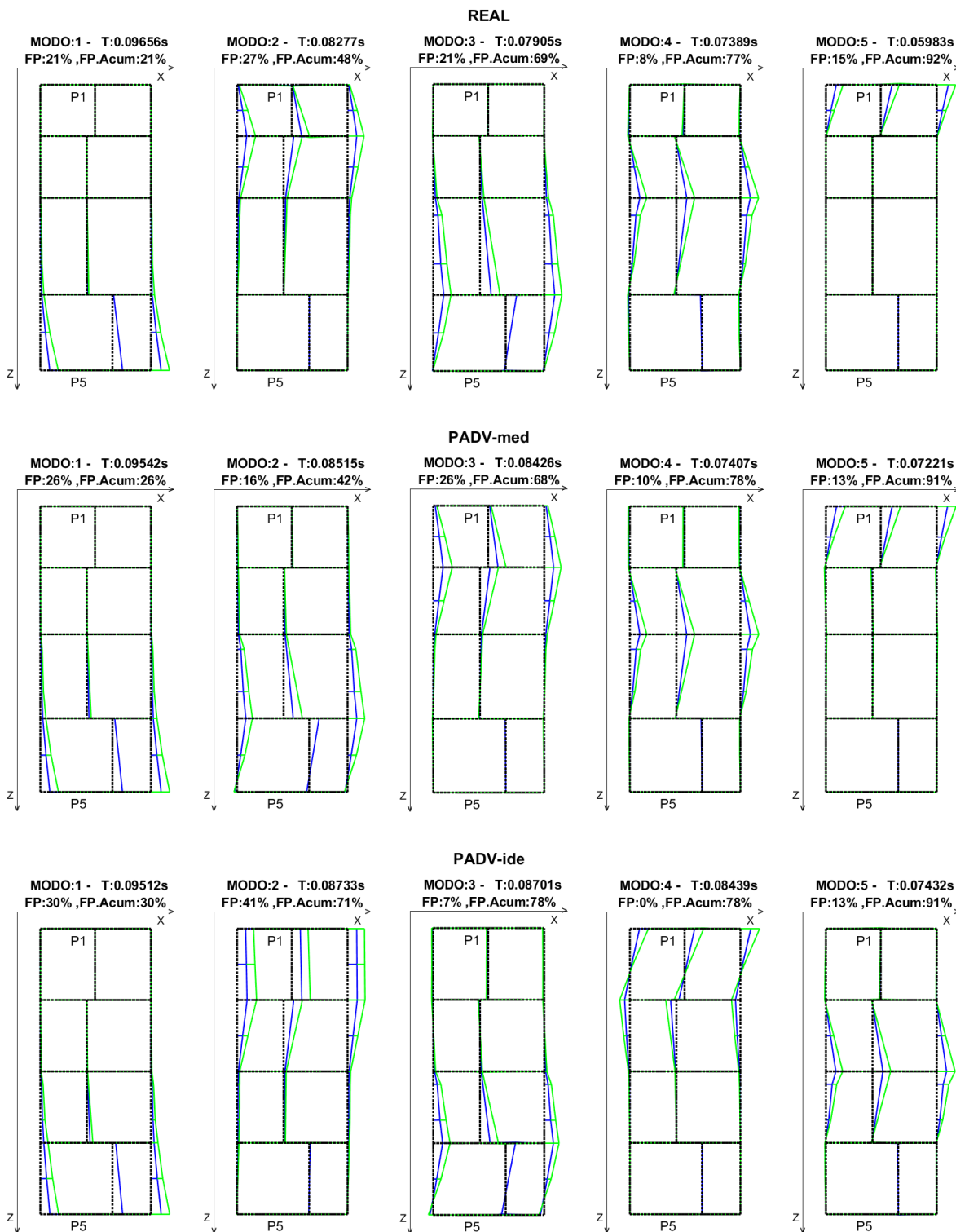
A7.13 Casos PA con ladrillo Artesanal de 20cm de espesor



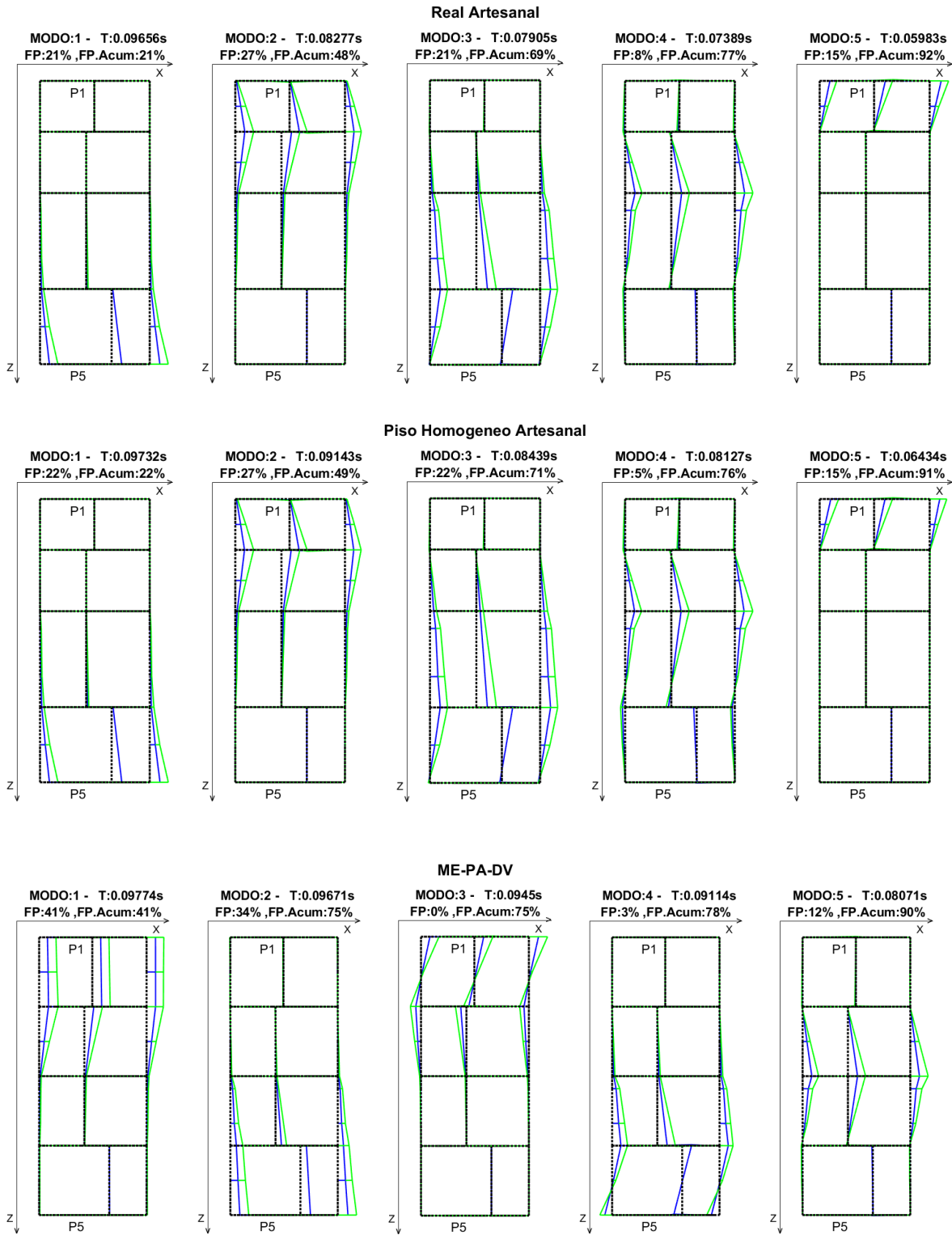
A7.14 Casos DV con ladrillo Artesanal de 20cm de espesor



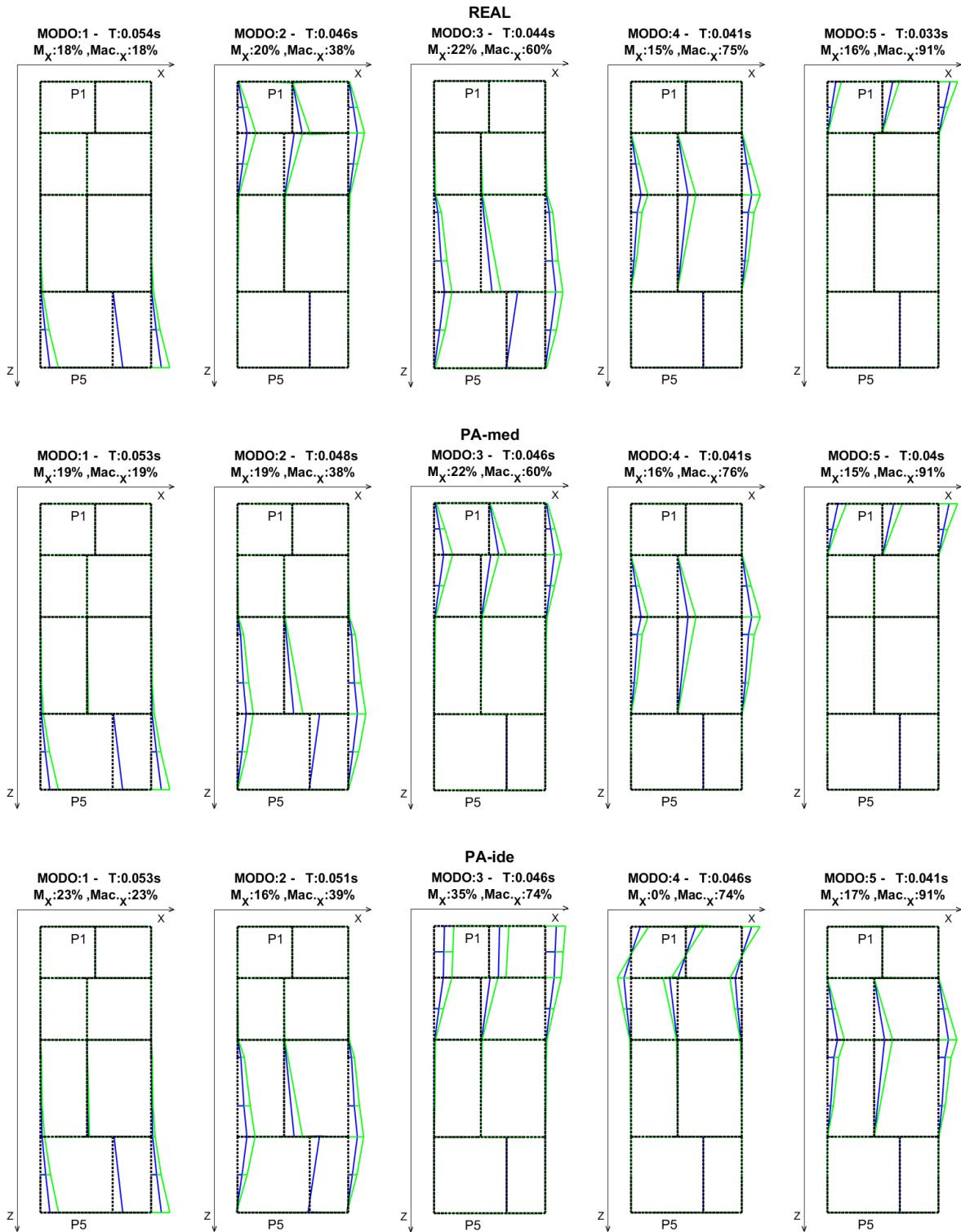
A7.15 Casos PADV con ladrillo Artesanal de 20cm de espesor



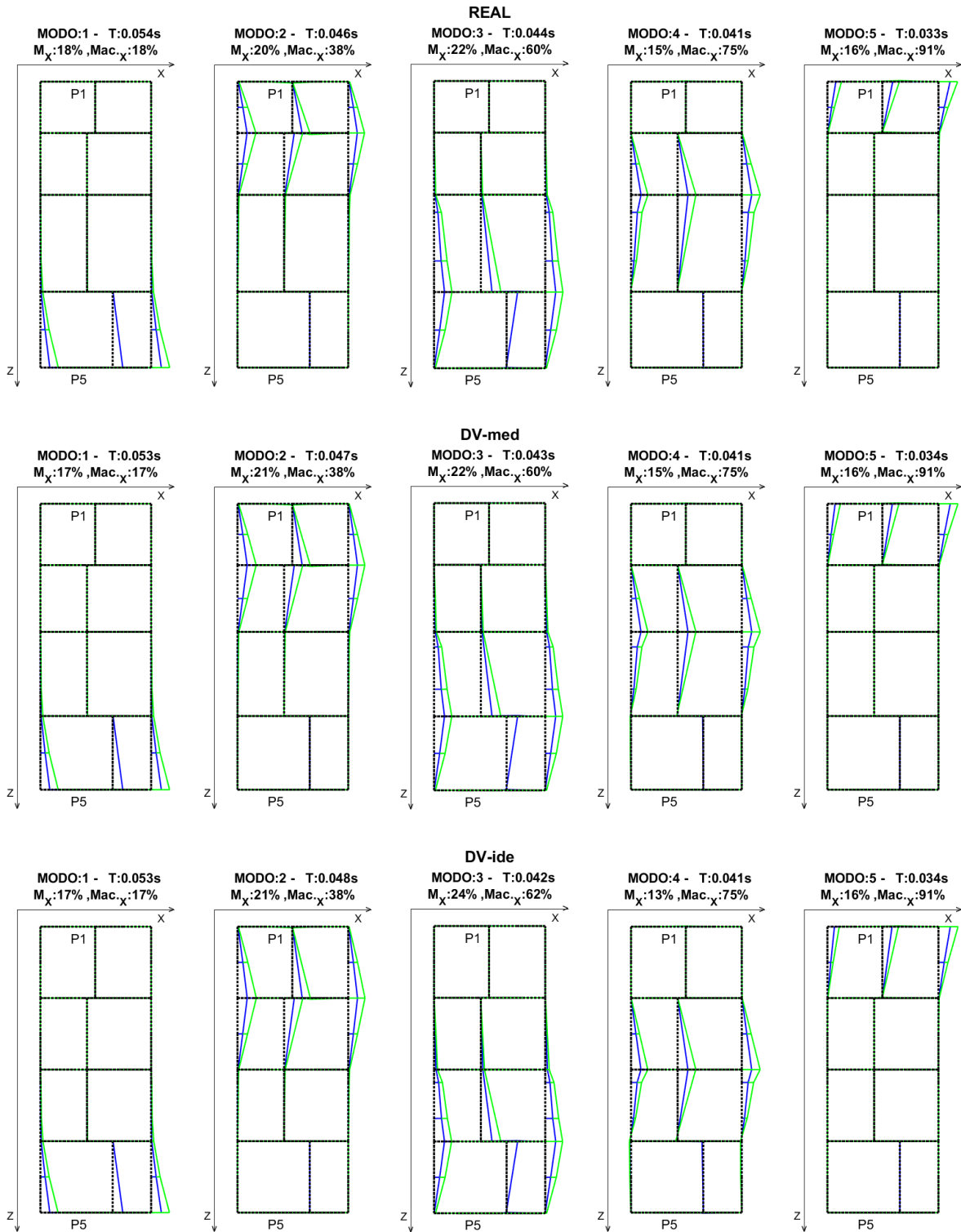
A7.16 Casos ME con ladrillo Artesanal de 20cm de espesor



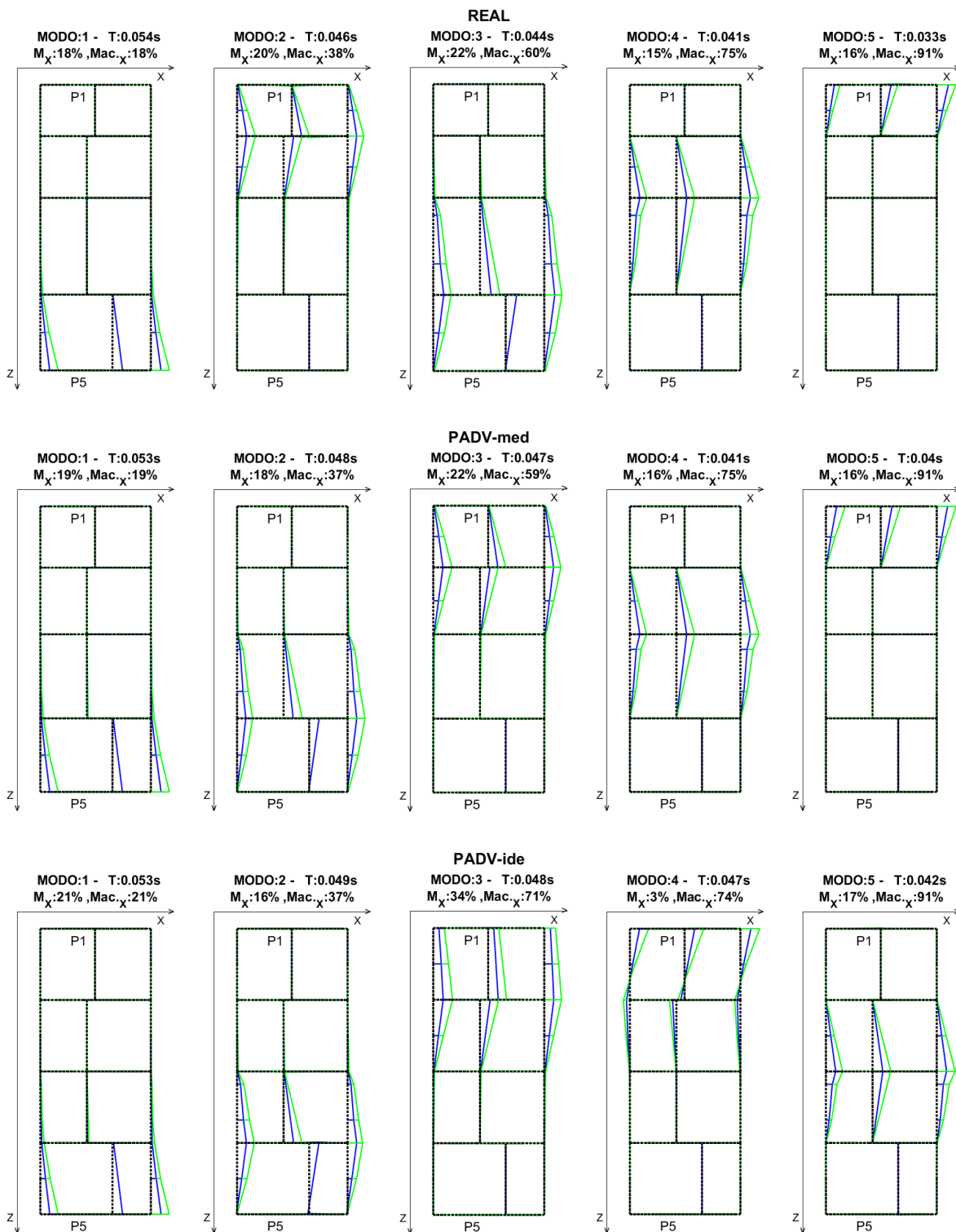
A7.17 Casos PA con ladrillo Industrial de 30cm de espesor



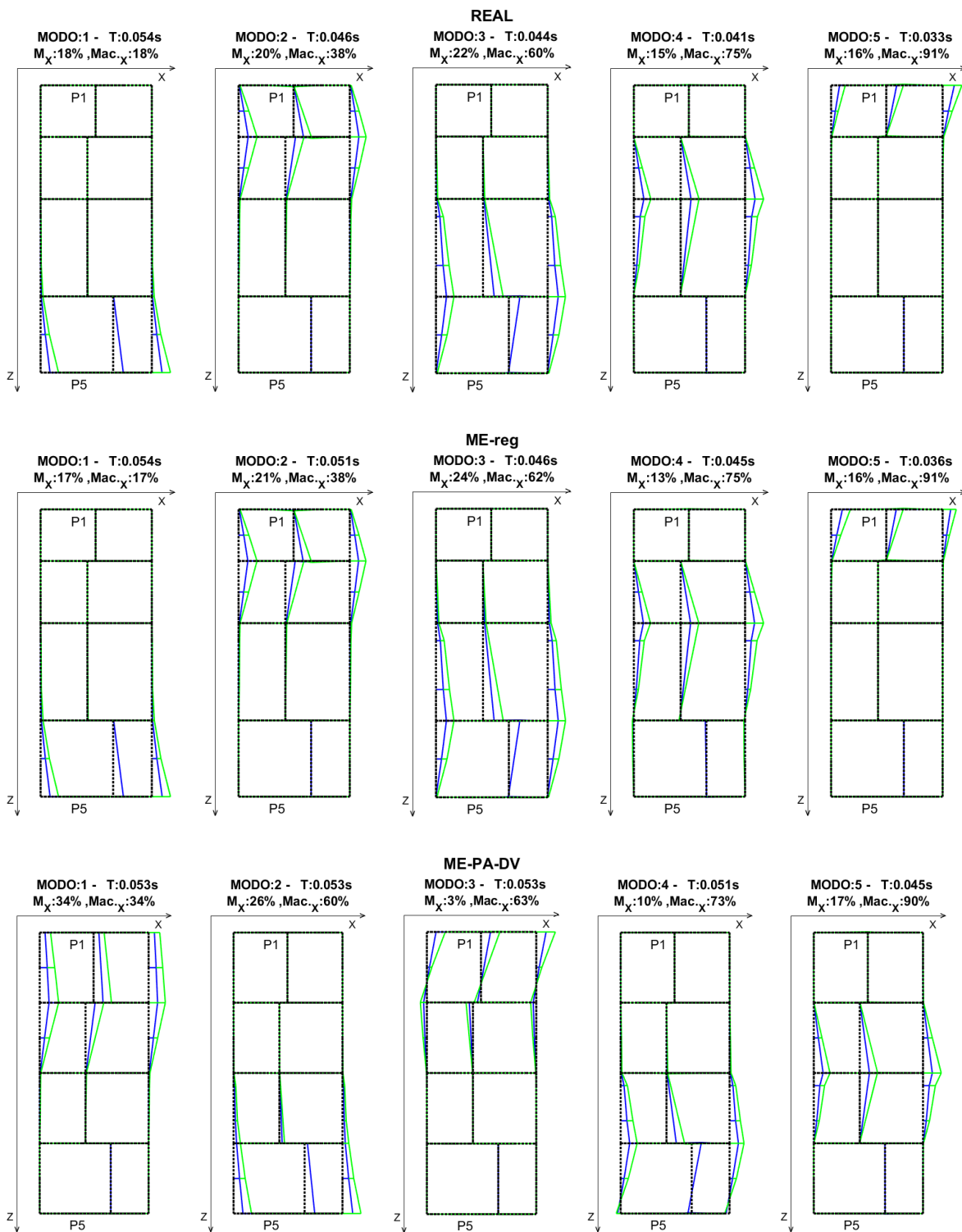
A7.18 Casos DV con ladrillo Industrial de 30cm de espesor



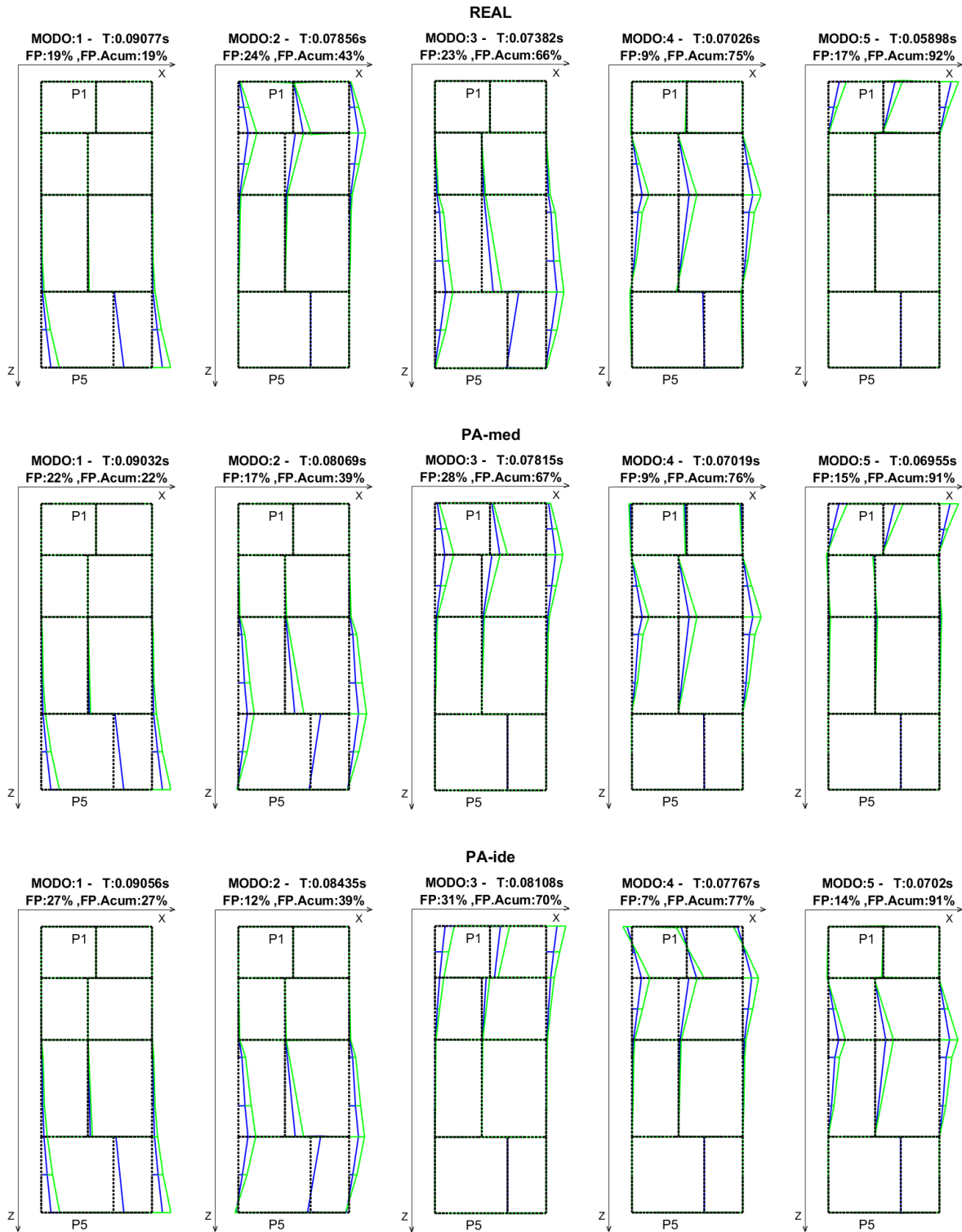
A7.19 Casos PADV con ladrillo Industrial de 30cm de espesor



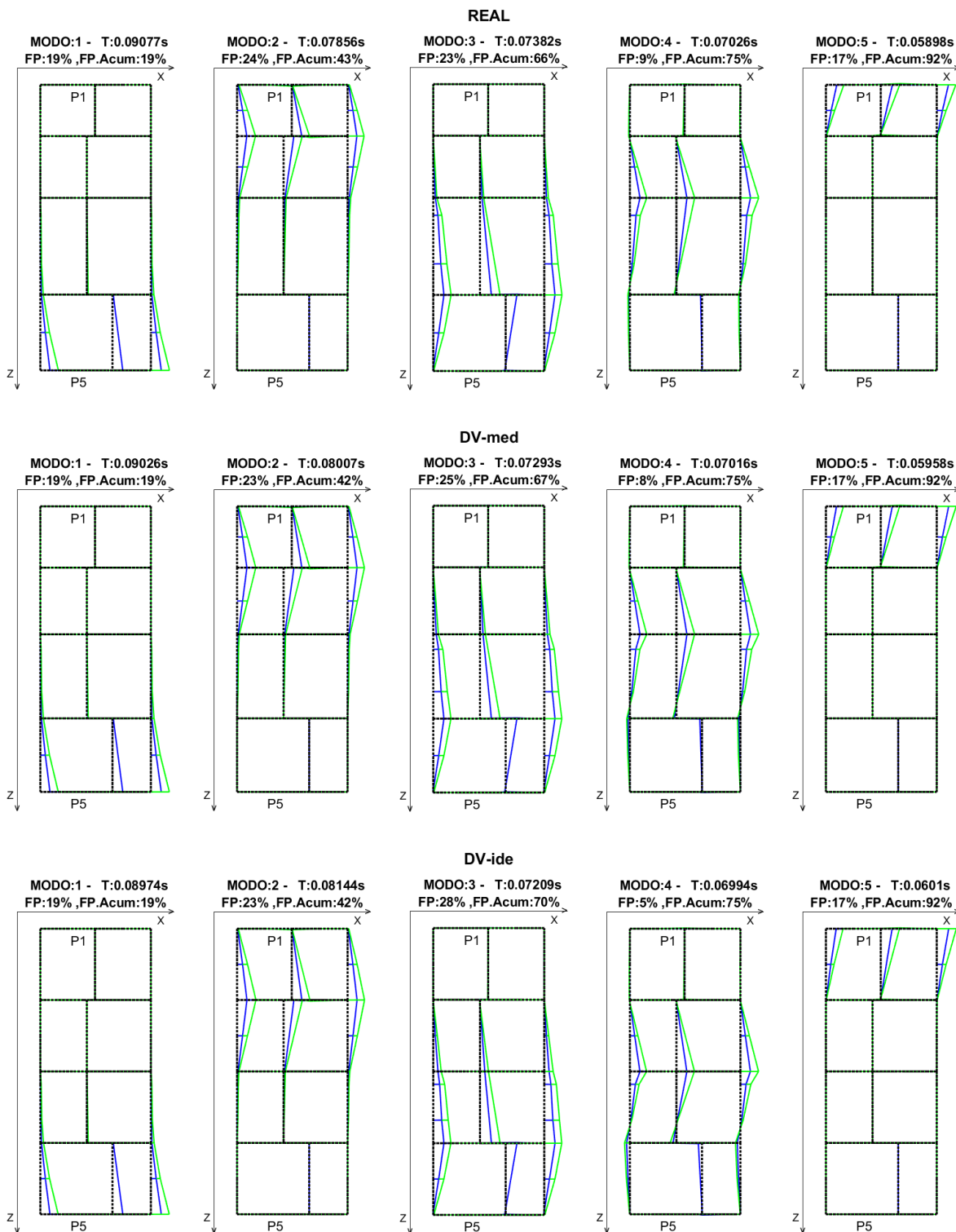
A7.20 Casos ME con ladrillo Industrial de 30cm de espesor



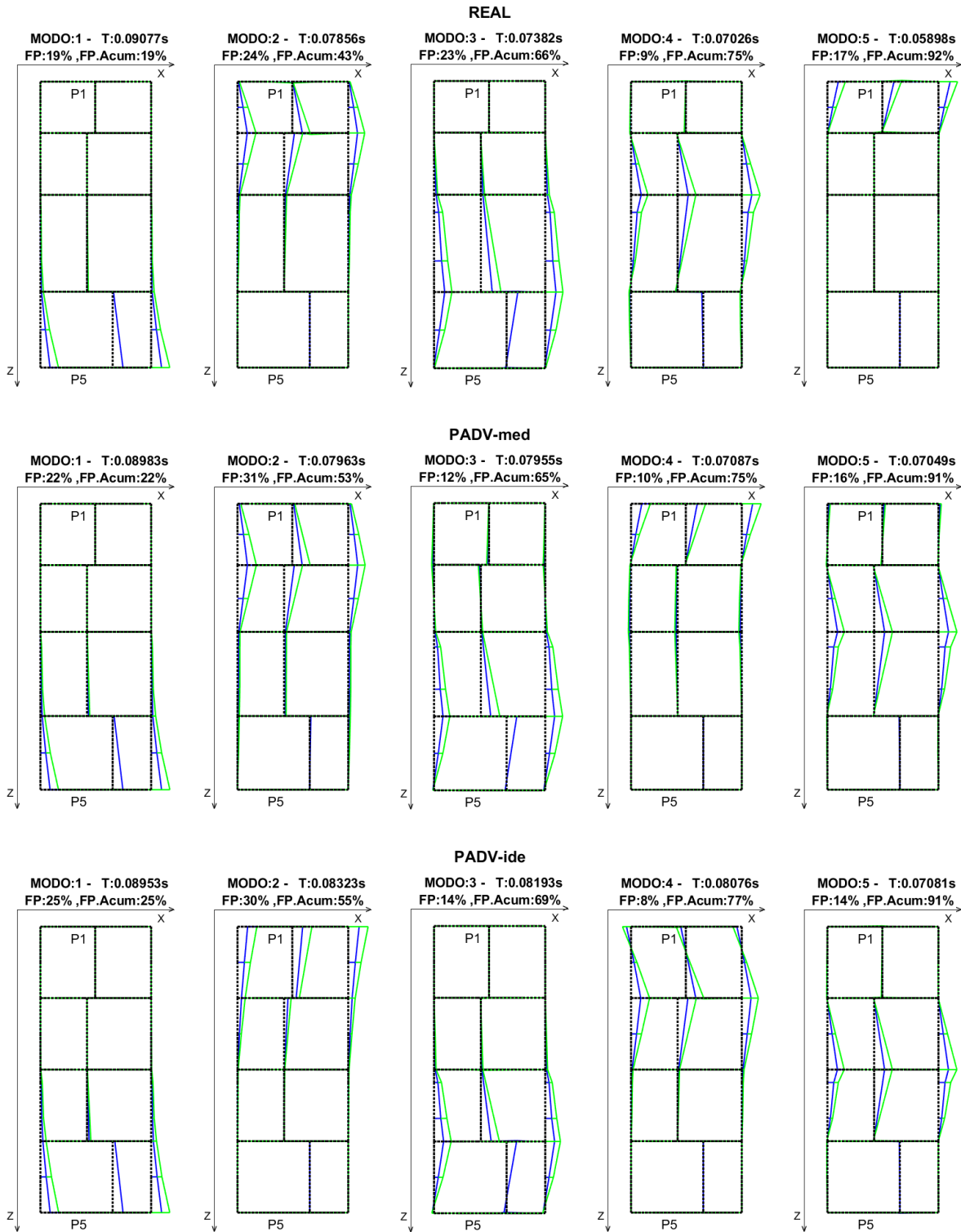
A7.21 Casos PA con ladrillo Artesanal de 30cm de espesor



A7.22 Casos DV con ladrillo Artesanal de 30cm de espesor



A7.23 Casos PADV con ladrillo Artesanal de 30cm de espesor



A7.24 Casos ME con ladrillo Artesanal de 30cm de espesor

