

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE LA MAMPOSTERÍA Y SU
ADECUACIÓN ESTRUCTURAL**

**MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR
JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ
YUUKI OSAKA**

SEPTIEMBRE 2021

DESCARGO DE RESPONSABILIDAD

Las opiniones expresadas en este documento son de los autores y no necesariamente reflejan el punto de vista del Banco Interamericano de Desarrollo.

TABLA DE CONTENIDO

1.	Metodología de Evaluación.....	5
1.1.	Introducción.....	5
1.2.	Conceptos claves.....	7
1.3.	Metodología para la evaluación analítica de la vulnerabilidad estructural	9
1.3.1.	Arquetipos índices	11
1.3.2.	Componentes a utilizar en el análisis	12
1.3.3.	Selección del tipo de modelo.....	14
1.3.4.	Estados de daños.	16
1.3.5.	Selección del parámetro indicador de daño.....	20
1.3.6.	Tipos de análisis.....	21
1.3.7.	Curvas de fragilidad y vulnerabilidad.....	22
2.	Viviendas índices	27
2.1.	Introducción.....	27
2.2.	Selección de viviendas a utilizar.....	27
2.2.1.	Modelos de mampostería de bloque de concreto con refuerzo interno (MRI)	27
2.2.2.	Modelos de mampostería de ladrillo de arcilla confinada (MC).....	31
2.3.	Campañas experimentales para la obtención de datos	34
2.3.1.	Mampostería con refuerzo interno (MRI)	34
2.3.2.	Mampostería confinada (MC).....	36
2.3.3.	Campaña actual (2021).....	38
2.4.	Propiedades mecánicas base	40
2.4.1.	Propiedades mecánicas de la MRI	40
2.4.2.	Propiedades mecánicas de la MC	41
3.	Demanda sísmica y selección de los registros acelerográficos.....	43
3.1.	Introducción.....	43
3.2.	Registros acelerográficos de El Salvador.....	43
3.3.	Procesamiento de registros acelerográficos	46
3.4.	Selección de registros acelerográficos	50
4.	Modelos matemáticos de análisis.....	54
4.1.	Introducción	54
4.1.1.	Descripción de la herramienta de análisis	54
4.1.2.	Modelo del marco equivalente.....	54
4.1.3.	Formulación del modelo 3D	55
4.1.4.	Comportamiento de los elementos de mampostería.....	56
4.1.5.	Parámetros de entrada para la modelación	57

4.1.6.	Análisis sísmico	59
4.2.	Modelación de viviendas de mampostería	59
4.2.1.	Definición de parámetros de inicio.....	59
4.2.2.	Definición de la geometría del modelo	60
4.2.3.	Definición de materiales	61
4.2.4.	Definición de huecos de ventanas y puertas	66
4.2.5.	Definición de techo.....	67
4.2.6.	Modelación de las cargas gravitacionales	68
4.3.	Resumen de las propiedades de los materiales empleados	68
5.	Cálculo de la fragilidad y la vulnerabilidad.....	69
5.1.	Introducción	69
5.2.	Definición del parámetro indicador de daño	69
5.3.	Definición del parámetro indicador de daño	70
5.3.1.	Umbrales de daño para la MRI	71
5.3.2.	Umbrales de daño para la MC	72
5.4.	Nube de puntos de desempeño obtenidos a partir del análisis estático no lineal incremental	72
5.5.	Curvas de fragilidad.....	75
5.6.	Curvas de vulnerabilidad.....	81
6.	Vulnerabilidad de la mampostería	84
6.1.	Introducción	84
6.2.	Mampostería confinada con ladrillo de arcilla y ladrillo de suelo cemento, propiedades mecánicas y resistencia máxima.....	84
6.3.	Mampostería con refuerzo interno de 10 cm y 15 cm (MRI_10cm y MRI_15cm)	85
6.3.1.	Curvas de Fragilidad.....	86
6.3.2.	Curvas de Vulnerabilidad	86
6.4.	Mampostería Confinada	86
6.4.1.	Curvas de Fragilidad.....	86
6.4.2.	Curvas de Vulnerabilidad	87
7.	Conclusiones y recomendaciones	88
7.1.	Introducción	88
7.2.	Conclusiones	88
7.2.1.	Curvas de fragilidad	88
7.2.2.	Curvas de vulnerabilidad	89
7.3.	Recomendaciones	89
8.	Referencias.....	91
Anexo 1.1	95

1. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN.

1.1. INTRODUCCIÓN

La mampostería es una de las tipologías mayormente utilizadas en El Salvador, no obstante, es una de las tipologías que presenta mayores grados de vulnerabilidad debido a que carecen de una supervisión constante, y en la mayoría de los casos, los diseños estructurales de esta tipología no son los más adecuados a causa de la gran variedad de propiedades que muestran la combinación de los materiales que componen la mampostería. Adicionalmente, los procesos constructivos tampoco son los más rígidos o formales, lo cual aumenta el riesgo que presentan estas construcciones ante un evento sísmico, la obtención de materia prima no cuenta con un control de calidad refinado y normalizado; sin embargo, a pesar de estas circunstancias desfavorables, el 71% de las construcciones de tipo vivienda en el país están construidas a base de mampostería o concreto reforzado (VMVDU, 2007) y una cantidad considerable de centros escolares de uno y dos niveles también comparten esta tipología de construcción, así sea mampostería reforzada de bloque de concreto o mampostería confinada de ladrillo de barro.

El campo de la fiabilidad estructural proporciona un marco ideal para evaluar la importancia que, sobre su seguridad, funcionamiento y durabilidad, tienen las incertidumbres en la amenaza sísmica, las cargas estructurales, la rigidez y resistencia de la estructura.

En este contexto de diseño, se requiere de una combinación adecuada entre los estados límites estructurales y su probabilidad de ocurrencia. Una de las formas más adecuadas para representar el comportamiento y funcionamiento de una estructura, son las conocidas curvas de fragilidad y vulnerabilidad.

Con base a los aspectos mencionados, se pretende ahondar y resolver la problemática planteada a través del desarrollo de las curvas de fragilidad y vulnerabilidad para edificaciones de mampostería reforzada de un nivel, debido a que ampliará la red de evaluaciones de vulnerabilidad sísmica de El Salvador.

Según información del Ministerio de Educación (MINED), al menos el 60% de las edificaciones escolares del sector público caen en la tipología estructural “mampostería reforzada”, mientras que el porcentaje en el sector vivienda es incluso mayor. Hasta el momento han existido investigaciones que evalúan la vulnerabilidad y fragilidad de estructuras de mampostería de manera aislada, sin que haya una metodología clara ni definida para evaluarlas a una escala nacional o regional.

Las curvas de vulnerabilidad y fragilidad cuentan con mucha importancia para los ingenieros civiles dedicados al diseño, así como también lo son para otros profesionales, como lo son, investigadores, expertos en fiabilidad, compañías de seguros y administradores, entre otros. Ya que permiten realizar múltiples tipos de estudio, siendo los más relevantes los que se mencionan a continuación:

- Evaluación, análisis y mejora del funcionamiento sísmico de sistemas estructurales y sistemas no estructurales.
- Identificación de técnicas de rehabilitación de estructuras existentes, en este caso particular, edificaciones de mampostería reforzada de un solo nivel, y la identificación de diseños estructurales óptimos.
- Determinación de las probabilidades con respecto a los márgenes de seguridad de las estructuras para diferentes movimientos del terreno, con lo cual, puede ser de utilidad para tomar decisiones y elaborar normativas utilizadas por entidades calificadas y responsables, que provean seguridad de los sistemas estructurales, resguardando vidas humanas y evitando pérdidas sociales y económicas.

Se intentará aportar información sobre la vía de la fiabilidad estructural, produciendo herramientas valiosas para la evaluación del riesgo sísmico en el país y explorará la posibilidad de poder utilizar estas herramientas para cuantificar las variaciones en algunos criterios de diseño y los efectos de estas variaciones en la competencia sísmica de las edificaciones de mampostería reforzada. Además, esta herramienta permitirá obtener un patrón de daños y pérdidas debido a un evento sísmico extremo, al ser la vulnerabilidad de la estructura la única variable que puede ser evaluada en la función de riesgo sísmico.

Las curvas de fragilidad y vulnerabilidad indican de forma gráfica las pérdidas que se producirían cuando la estructura alcanza un nivel de daño en particular en virtud de una medida de intensidad sísmica proveniente del movimiento del terreno soportante. Cuando se menciona la palabra “pérdidas” hace referencia a pérdidas en carácter económico y social traducidas a costo económico, en acciones de reparación, reconstrucción, entre otros. La diferencia entre ambas tipos de curva es la siguiente, las curvas de fragilidad son obtenidas a partir de funciones de probabilidad, dichas funciones de probabilidad presentan una distribución log – normal de sus parámetros y estos parámetros permiten definir las funciones de probabilidad, las cuales posteriormente, permiten la obtención de curvas de fragilidad, estas últimas, muestran de manera gráfica el valor numérico de la probabilidad de alcanzar cierto nivel de daño según una medida de intensidad sísmica, finalmente, la convolución de dichas curvas de fragilidad permiten la obtención de curvas de vulnerabilidad al asociar dichas probabilidades con costos índices (D’Ayala et al. 2015).

1.2. CONCEPTOS CLAVES

Este apartado indica algunos de los términos clave que serán utilizados con frecuencia en el desarrollo de este trabajo. Es indispensable comprenderlos para contar con una comprensión más eficiente.

Curva/Función de fragilidad de edificio o planta: Es una función de probabilidad de la medida de intensidad que representa la probabilidad de superar un estado límite o daño determinado del edificio o el piso, dado el valor de la medida de intensidad sísmica (IM) a la que ha sido sometido. Esencialmente, es la función de distribución acumulativa (CDF) del valor de capacidad IM para el estado límite y, por lo tanto, a menudo es caracterizado por una distribución log – normal, junto con el valor central asociado y dispersión de la capacidad IM (D´Ayala et al. 2015).

Valor central de una variable: Es el valor medio utilizado para caracterizar la "tendencia central" de la variable. Este no es necesariamente el valor más frecuente que puede tomar, que se denomina "moda". La media, mediana y moda, coinciden para una distribución normal, pero no necesariamente para otros tipos de distribuciones de probabilidad, por ejemplo, en una distribución log – normal (D´Ayala et al. 2015).

Función/Curva de fragilidad de componentes: Es una función de valor de probabilidad de un parámetro de demanda de ingeniería (EDP), que representa la probabilidad de exceder un estado límite o estado de daño dado del componente, dado el valor de EDP al que ha sido sometido. Esencialmente, es la función de distribución acumulativa (CDF) del valor de capacidad EDP para el estado límite y, por lo tanto, a menudo se caracteriza ya sea por una distribución normal o con una distribución log – normal, siendo esta última, la que se presenta con mayor frecuencia, junto con el valor central asociado y la dispersión de capacidad EDP (D´Ayala et al. 2015).

Costo de remplazo: El costo de reemplazar un componente, grupo de componentes o un edificio completo. Dado que esto a menudo se compara con las pérdidas, se pueden agregar costos de demolición o remoción para representar completamente el costo real de construir una nueva estructura en lugar de la existente, que presenta un estado de daño en particular, incluida la condición de colapso (D´Ayala et al. 2015).

Dispersión de una variable: Una medida de la dispersión en la variable aleatoria, medida alrededor de su valor central. Una cantidad típica utilizada es la desviación estándar de la

variable X , especialmente para una distribución normal, representada por σ_x . Para una distribución log – normal, a menudo se usa la desviación estándar del logaritmo de la variable en su lugar. Este último a menudo se simboliza como β_x o $\sigma_{\ln x}$ (D'Áyala et al. 2015).

Parámetro de demanda de ingeniería (EDP): Una medida de la respuesta estructural que se puede registrar o estimar a partir de los resultados de un análisis estructural. Las opciones típicas son la aceleración máxima del terreno (PGA) y la relación de deriva entre niveles (IDR) (D'Áyala et al. 2015).

Medida de intensidad (IM): Particularmente para uso dentro de este documento, IM se referirá a una cantidad escalar que caracteriza un acelerograma de movimiento del terreno y escala linealmente con cualquier factor de escala aplicado al registro. La medida de intensidad (IM) puede ser la aceleración espectral del primer modo de vibración de la estructura (S_a) o la aceleración pico del terreno (PGA), siendo la primera opción, la que definirá a los valores de medida de intensidad (IM) en el desarrollo de la investigación. Si bien las IM no lineales y las IM vectoriales se han propuesto en la literatura y a menudo tienen importantes ventajas, se excluirán de las presentes directrices debido a las dificultades para calcular el peligro asociado (D'Áyala et al. 2015).

Distribución conjunta de un grupo de Variables: Se refiere a la caracterización probabilística de un grupo de variables aleatorias o inciertas que pueden o no depender entre sí. Si son independientes, su distribución conjunta se caracteriza completamente por el producto de sus funciones individuales de densidad de probabilidad (PDF), o PDF marginales, como se les suele llamar. Sin embargo, si hay dependencias, como mínimo, se debe considerar adicionalmente la correlación entre ellas, es decir, si una aumenta o disminuye a medida que otra disminuye, y con qué intensidad (D'Áyala et al. 2015).

Pérdida: Las consecuencias cuantificables del daño sísmico. Estos pueden ser (a) el costo monetario real de reparar un componente, un grupo de componentes o un edificio completo, o (b) las víctimas, es decir, el número de víctimas mortales u ocupantes heridos (D'Áyala et al. 2015).

Índice de pérdida: Para pérdidas monetarias, este es el índice de pérdida para el reemplazo de costos nuevo para un componente, grupo de componentes o edificio. Para las víctimas, es la proporción de muertes o heridos sobre el número total de ocupantes (D'Áyala et al. 2015).

Población (de arquetipos): El conjunto de todos los edificios que realmente constituyen la clase examinada. Por ejemplo, el conjunto de todos los marcos de acero resistentes a los momentos de la Costa Oeste de EE. UU (D'Ayala et al. 2015).

Muestra de arquetipos índice: Una muestra de arquetipos (edificaciones de mampostería reforzada de un nivel) representativos, cada uno llamado arquetipo índice o edificio índice, que puede ser real o ficticio, pero se han elegido para representar a la población general al capturar la distribución probabilística conjunta de su característica más importante (D'Ayala et al. 2015).

Función/Curva de vulnerabilidad: Una función valorada de la relación de pérdida o pérdida de la medida de intensidad (IM), que representa la distribución de la pérdida o relación de pérdida sísmica dado el valor de IM al que se ha sometido un determinado edificio o clase de edificios. Dado que en cada valor de IM realmente obtenemos una distribución completa de pérdidas, nunca hay una sola curva de vulnerabilidad. Por lo tanto, es más apropiado especificar directamente qué cantidad probabilística de la distribución representa cada curva de vulnerabilidad, lo que resulta, por ejemplo, en las curvas de 16%, 50% u 84%, la curva de vulnerabilidad media o la curva de dispersión (D'Ayala et al. 2015).

Incertidumbre: Un término general que se usa dentro de estas pautas para describir la variabilidad en la determinación de cualquier valor de EDP, costo o pérdida. Las fuentes típicas consideradas son la variabilidad del movimiento del terreno, la capacidad del estado del daño y la variabilidad del costo asociado, y los errores debidos a supuestos de modelado o métodos de análisis imperfecto (D'Ayala et al. 2015).

1.3. METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN ANALÍTICA DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

Para el desarrollo del presente trabajo, una de las bases bibliográficas fundamentales es la escrita por D'Ayala et.al. (2015) el cual se hará referencia posteriormente como: "GEM".

Los pasos principales para la evaluación analítica de la vulnerabilidad estructural se muestran, de forma esquemática, en la Figura 1.1. Por cada paso, varias opciones están disponibles a ser utilizadas.

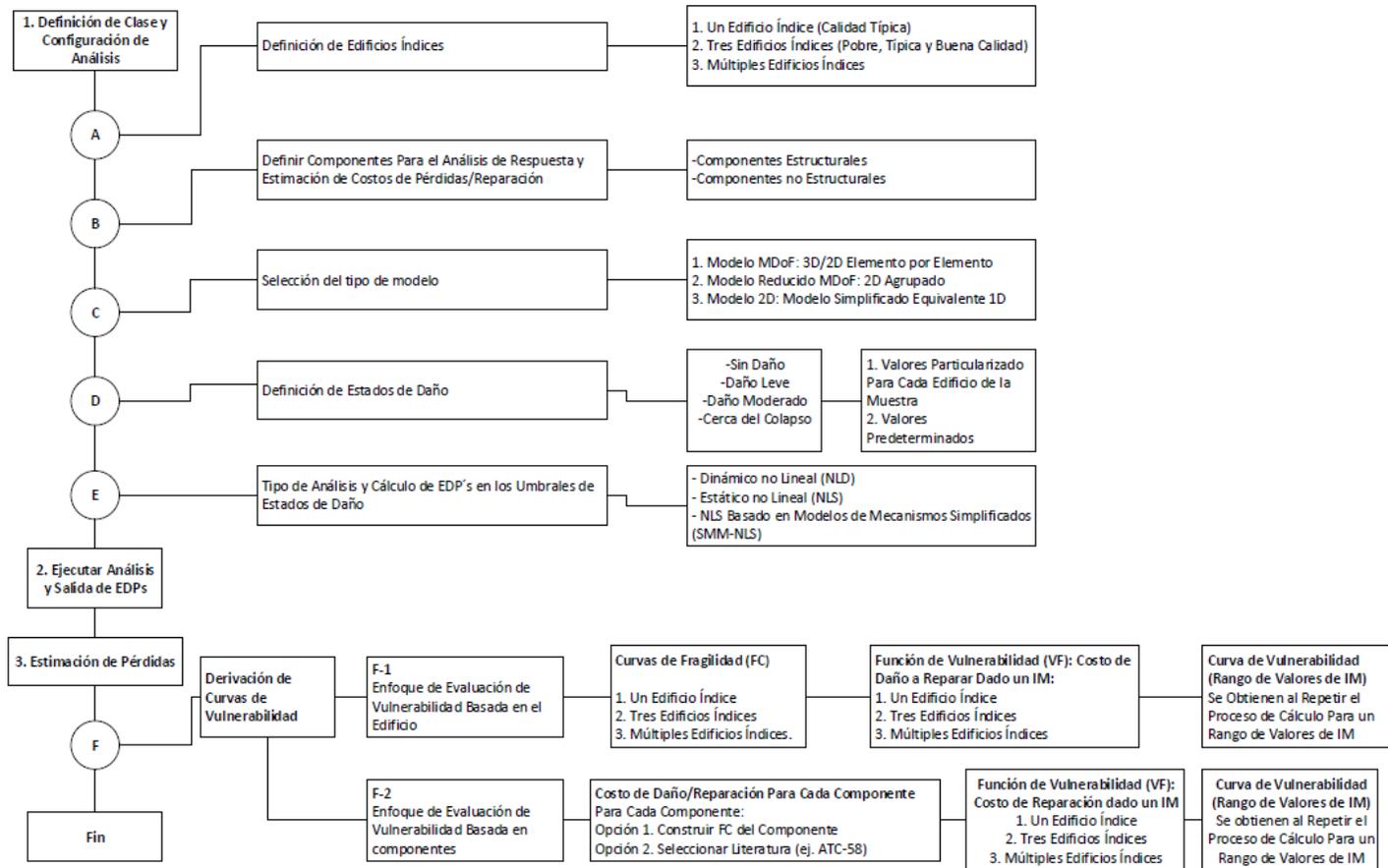


Figura 1.1 Esquema para el cálculo de funciones de fragilidad y vulnerabilidad (GEM). (Galán & Samayoa, 2020)

*EDP's: Engineering Demand Parameters [Parámetros de Demanda Ingenieril].

*IM: Intensity Measure [Medida de Intensidad].

1.3.1. Arquetipos índices

El primer paso consiste en definir lo que se conoce como “Edificaciones índices”, a los cuales llamaremos “arquetipos de análisis” durante el desarrollo de la presente investigación. La técnica apropiada para realizar la investigación depende de distintos criterios, depende de los objetivos propios del estudio y de los niveles aceptables de cálculo que presentará la investigación, con respecto a la precisión e incerteza de los resultados. Con base a estos criterios, el GEM nos indica tres técnicas o métodos para llevar a cabo la investigación.

- **Un Arquetipo Índice:** En este tipo de análisis, el investigador selecciona un arquetipo único de estudio, este arquetipo representará la respuesta sísmica y el comportamiento mecánico de toda una población (de arquetipos) que presente el mismo sistema estructural resistente a cargas laterales y del mismo material del arquetipo índice. Como es de esperar, este método presentará resultados que probablemente estarán alejados de la realidad, ya que todos los resultados dependerán de un único espécimen de estudio, esta metodología se recomienda utilizar en aquellas ocasiones donde el investigador dispone de poco tiempo para llevar a cabo la investigación o la población de arquetipos índices es muy pobre (D’Ayala et al. 2015).
- **Tres Arquetipos Índices:** Para este método, el analista debe identificar los parámetros más importantes a través de su varianza y desviación estándar, con el objetivo de crear tres sub clases de arquetipos índices. Los parámetros más importantes son aquellos que, en términos generales, influyen de gran manera en términos de capacidad y respuesta sísmica de los modelos estructurales, siendo estos asociados con la tipología estructural del sistema estructural resistente a cargas laterales y el tipo de material constituyente, específicamente podemos mencionar, características mecánicas, características de dimensiones, configuración geométrica y características de detallado estructural. Este procedimiento consiste en seleccionar tres arquetipos con cualidades y características propias, el arquetipo central es aquel que cuenta con un comportamiento y características típicas, mientras que los dos arquetipos restantes cuentan con características extremas, ya sean favorables y desfavorables, uno de estos será un arquetipo de calidad pobre y el otro será de calidad alta, según lo definido en la taxonomía nominal del GEM (D’Ayala et al. 2015).
- **Múltiples Arquetipos Índice:** Este procedimiento es el que provee la mayor cobertura al registrar la variabilidad de una muestra, al usar esta técnica, el investigador puede cuantificar de forma explícita la variabilidad entre cada uno de los especímenes en estudio, usando metodologías como son: “La simulación de Monte Carlo” o “El muestreo latino de hipercubos”. Aunque estos métodos de muestreo están fuera del alcance de la investigación, es importante mencionarlos. En este procedimiento,

dependiendo del número de propiedades que el investigador decida considerar, las permutaciones completas requerirán un mayor número de análisis, por lo anterior, es aconsejable que los arquetipos a modelar sean sencillos, requiriendo un menor conjunto de parámetros a considerar y tiempos de cómputo menores. Es importante mencionar, que este método requiere de un profesional muy versátil tanto en el área de la ingeniería estructural o sísmica, y a la vez, que cuente con suficiente información estadística, tiempo para desarrollar la investigación y habilidades pulidas en el área de simulación estadística (D'Ayala et al. 2015).

1.3.2. Componentes a utilizar en el análisis

La evaluación de la fragilidad y vulnerabilidad de cualquier tipología estructural dependerá en gran manera de los componentes que se decidan incluir en el modelo matemático al momento de evaluar la respuesta del arquetipo, en términos de comportamiento y respuesta sísmica propiamente. Para esto, dos grandes grupos de elementos deben ser considerados al momento de evaluar las condiciones de vulnerabilidad y fragilidad, siendo estos: elementos estructurales y elementos no estructurales, los cuales se explican a continuación.

Elementos estructurales: Estos componentes son aquellos que definitivamente influyen en la respuesta sísmica y el comportamiento estructural de los arquetipos en estudio. Estos componentes siempre deben ser considerados en el modelo matemático, debido a que excluirlos del análisis conduciría a resultados no significativos. Adicionalmente, estos elementos también contribuyen en la evaluación de costos por pérdidas o reparación. Alguno de los elementos estructurales que forman parte de las edificaciones de mampostería reforzada de un nivel y que podemos mencionar son:

1. Losas de entrepiso, en caso de una vivienda de dos niveles o en el caso de contar con techos rígidos.
2. Vigas.
3. Columnas.
4. Muros portantes de mampostería. Ya sea mampostería reforzada o mampostería confinada.
5. Cimentaciones.

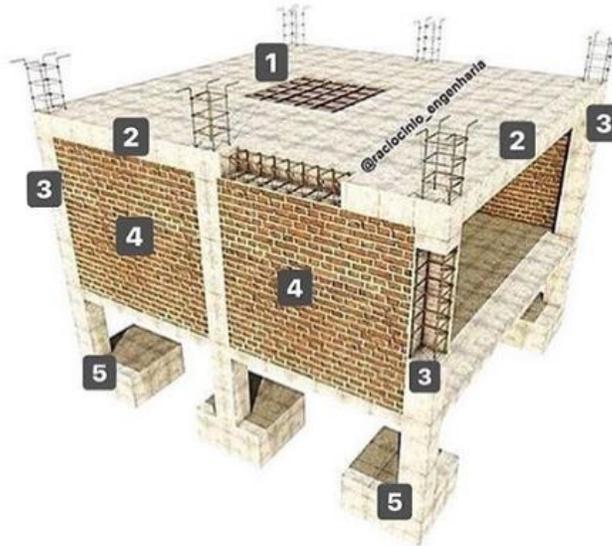


Figura 1.2. Elementos estructurales de una vivienda de dos niveles de mampostería confinada. (Galán&Samayoa, 2020)

Elementos no estructurales: Los elementos no estructurales pueden dividirse en dos grandes grupos, los cuales se muestran y se explican a continuación:

- **Elementos no estructurales de categoría A:** Son aquellos elementos que al incluirlos en el modelo matemático pueden influir de cierta manera en la evaluación de la respuesta estructural, y a su vez, estos siempre influyen en la estimación de pérdidas o costos de reparación/reconstrucción. Por ejemplo, en una edificación de concreto reforzado, las paredes de relleno a base de mampostería se ligan al sistema de marcos espaciales y a pesar de no incluirse en el modelo matemático, ya que no se consideran paredes portantes, rigidizan de cierta manera la estructura de forma global, influyendo así en su respuesta. En el caso de una edificación de mampostería reforzada de un nivel, el sistema de cubierta de techo se puede considerar como un elemento no estructural tipo A.
- **Elementos no estructurales de categoría B:** Son aquellos elementos que únicamente influyen en términos de costos de reparación o reconstrucción, por lo cual, estos no se incluyen en el modelo matemático ya que no influyen en la evaluación de la respuesta global de la estructura en términos de comportamiento o respuesta sísmica. Alguno de estos tipos de elementos no estructurales de categoría B que podemos mencionar son:
 1. Repellos en las paredes.
 2. Cielo falso.
 3. Instalaciones eléctricas y sanitarias.
 4. Sistemas de iluminación.
 5. Otros.

1.3.3. Selección del tipo de modelo.

Existen tres modelos posibles en virtud del nivel de detallado estructural, estos se explican a continuación en orden decreciente de complejidad.

Modelo de múltiples grados de libertad (MDoF) en 3D, elemento por elemento

Este modelo es el de mayor complejidad, el analista debe identificar todos los elementos que forman parte del sistema estructural resistente a carga lateral de la edificación en general, como se puede mencionar: vigas, columnas, paredes de mampostería no reforzada, paredes portantes, paredes de relleno, cimentaciones, entre otros. En este tipo de modelo se debe contar con las propiedades histeréticas de cada uno de los elementos, estas deben estar respaldadas por investigaciones de carácter científico y obtenidas a través de pruebas de laboratorios. El analista deberá modelar las propiedades histeréticas de forma explícita para cada componente, así como su resistencia y degradación de la rigidez. Además de esto, se tendrá que definir los componentes primarios y secundarios de la estructura, identificar los componentes estructurales y no estructurales, así como la categoría a la que pertenezcan los elementos no estructurales, establecer la flexibilidad de la fundación, definir el comportamiento y el tipo de diafragma y establecer las cargas gravitacionales.

En algunas ocasiones, el analista podría preferir usar un modelo simplificado planar (2 dimensiones) con el fin de reducir los esfuerzos de cálculo. Lo anterior resulta válido cuando existe regularidad geométrica en los edificios, donde la respuesta en cada dirección ortogonal no depende una de otra de otra y los efectos de torsión son despreciables.

En el modelo de múltiples grados de libertad se pueden utilizar dos enfoques para evaluar la plasticidad de los materiales, estos son: El método de rótulas plásticas (plastificación concentrada) y el método de fibras (plastificación distribuida).

Modelo de múltiples grados de libertad reducido a dos dimensiones MDoF 2D

Como se mencionó anteriormente el investigador o calculista puede inclinarse por tomar la decisión de evaluar la vulnerabilidad a través de un modelo simplificado a dos dimensiones. Este modelo consiste en la estimación de la vulnerabilidad a nivel de entrepiso, a diferencia del modelo anterior donde era evaluada elemento por elemento, dicha rigidez es proporcionada por los elementos estructurales que conforman cada entrepiso. Es importante notar, que este método considera aproximaciones muy sustanciales en lo relativo a la resistencia, rigidez y masa del entrepiso; además, supone que todos los componentes individuales son homogéneos, lo cual puede afectar considerablemente los modos predominantes de falla de la estructura. Sin embargo, este método es aplicable en algunos casos y produce resultados conservadores, se

recomienda cuando los recursos de la investigación son limitados, no exista información precisa y sustentable de los datos propios de la investigación.

Otras recomendaciones para utilizar este método son las siguientes:

1. Si las estructuras cuentan con diafragmas rígidos.
2. La estructura debe poseer simetría geométrica y estructural tanto en planta como en elevación, para evitar efectos producidos por torsión o presencia del fenómeno de piso débil, respectivamente.
3. Deben existir características uniformes de rigidez, resistencia y características uniformes en los claros de cada entrepiso.
4. La relación de la altura a ancho total del edificio sea menor que tres.

Esta idealización puede ser representada a través de dos enfoques: modelos tipos “stick” y modelos de marcos bidimensionales de un solo claro.

Modelo de un simple grado de libertad SDoF

Es un sistema reducido a un simple grado de libertad. Es una idealización aún más simplificada del modelo Stick en donde se contaban con 3 grados de libertad por cada nudo. Es un elemento no lineal representado en una dimensión para el cual, la rigidez, la masa, el amortiguamiento y la ductilidad de la estructura son definidos como un único conjunto. En esta representación, por lo general, se hacen simplificaciones muy considerables, volviéndolo un modelo simplista y asume, que la respuesta estructural del sistema es proporcionada únicamente por el modo de vibración más predominante, es decir, asume que la participación de las respuestas de los otros modos de vibración no es relevante. Se recomienda este modelo cuando existen recursos económicos limitados o los conocimientos de las características estructurales son muy pobres y por lo tanto no vale la pena el esfuerzo de realizar un modelo detallado.

El modelo se desarrolla adoptando modelos mecánicos basados en la experiencia y que tienen la capacidad de representar las características de respuesta dominante de tipos estructurales específicos. Por lo tanto, cada modelo debe usar expresiones analíticas o cálculos simples para proporcionar al menos:

1. Curva de capacidad de la estructura
2. Primer modo y masa asociada
3. Rigidez equivalente del sistema

1.3.4. Estados de daños.

Estados de daño según The Global Quake Model (GEM).

Se sugieren cinco estados de daño estructural como se muestra en la Figura 1.3: Sin daño, Daño leve, Daño moderado, Daño extenso y Daño completo (colapso). Por lo tanto, se necesitan cuatro valores de Parámetros de Demanda Ingenieril (EDP) para diferenciar los umbrales entre los diferentes estados de daño. Estas son cantidades inherentemente aleatorias que generalmente se supone que están distribuidas de forma logarítmica normal y necesitan una mediana y un valor de dispersión para estar completamente definidos.

Los cuatro valores de Parámetros de Demanda Ingenieril (EDP) para diferenciar los umbrales de los estados de daños correspondientes se definen de la siguiente manera:

1. ds_1 : Representa cuando se alcanza el umbral de daño leve (SD); generalmente corresponde al límite de comportamiento elástico de los componentes.
2. ds_2 : Representa cuando se alcanza el umbral de daño moderado (MD), generalmente corresponde a la capacidad de carga lateral máxima más allá de la cual la estructura pierde parte de su resistencia o la deformación ocurre a una velocidad de carga constante.
3. ds_3 : Representa cuando se alcanza el umbral de daño extenso (DE), generalmente corresponde al nivel de deformación máxima controlada para el cual se establece un determinado valor de ductilidad. Hasta este punto, la estructura puede mantener su capacidad de carga por gravedad sin colapsarse.
4. ds_4 : Representa cuando se alcanza el umbral de daño completo o condición de colapso global. (CD).

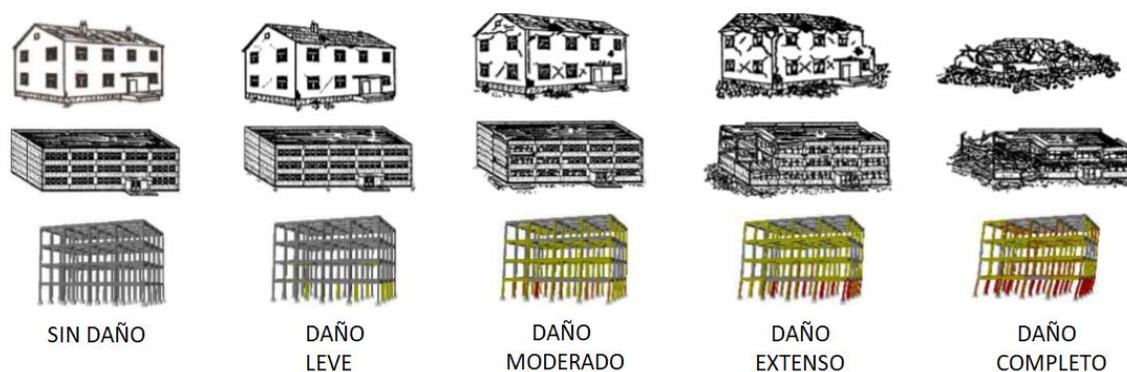


Figura 1.3. Definición de estados de daño (Adaptado de D'Ayala et al., 2015; Galán&Samayoa, 2020).

Existen dos opciones/niveles distintos para la evaluación de estos EDPs:

- **Definición de estados de daño particularizados para cada edificación:** Esta opción para la evaluación de diferentes estados de daño se recomienda para analistas con un alto grado de experiencia y conocimiento del comportamiento estructural. Se aconseja que se consulte las definiciones implementadas en ATC-58-2 (2003) y Eurocode-8 (2004), que cubre los estados: sin daños, daños leves, moderados y extensos. El modelado no lineal de elementos estructurales o pisos (dependiendo del tipo de modelo utilizado) incorpora esencialmente la información de capacidad de daño en cada elemento. Tiene sentido utilizar la definición del modelo para definir también el umbral de cada estado de daño. Esto esencialmente introduce la correlación capacidad-demanda que puede tener una influencia importante en los resultados del análisis de fragilidad.
- **Definición de estados de daño por valores predefinidos:** En esta opción se puede usar una sola definición de capacidades de estado de daño (o nivel de desempeño) para todos los edificios índice, independientemente de sus propiedades inherentes, tales como, calidad de construcción, ductilidad, entre otras. Esta es una opción menos precisa pero que puede ser preferible debido a la simplicidad y a la reducción de esfuerzos de cálculo. Con base a la literatura, existen valores pre definidos que permiten alcanzar cada uno de los distintos umbrales correspondientes a cada estado de daño en particular. Esta información puede haber sido obtenida con base a pruebas de laboratorio certificados, así como pruebas in – situ reportadas por la literatura, realizadas tanto para viviendas, edificaciones y paredes individuales, identificando cada posible modo de falla.

Estados de daño según el comité VISION 2000.

El FEMA 273 (1997) y el Comité VISION 2000 (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995) establecen estados de daño con descripciones en las que se involucran los daños a los elementos estructurales y no estructurales, aspectos relacionados a la funcionalidad de la estructura, los costos de reparación y el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes.

El Comité VISION 2000 plantea la utilización de cinco estados de daño definidos como: daño despreciable, daño leve, daño moderado, daño severo y daño completo. En la Tabla 1.1 se describe cada uno de ellos.

Tabla 1.1. Control de daños y desempeño del edificio (Adaptado de VISION 2000, 1995)

Estado de daño	Nivel de desempeño del edificio	Descripción
Despreciable	Completamente funcional	Las instalaciones continúan operando con un buen funcionamiento luego del sismo. Daños despreciables en los elementos estructurales y no estructurales
Leve	Operacional	La mayoría de los sistemas operacionales pueden ser reestablecidos inmediatamente. Reparaciones son requeridas para reestablecer algunas funciones no esenciales. La estructura es segura para ser utilizada inmediatamente luego del sismo.
Moderado	Protección de la vida humana	Algunos sistemas, funciones y bienes materiales del edificio no han sufrido daño. La seguridad de la vida humana está asegurada. La estructura presenta daños, pero se mantiene estable. No existe peligro de objetos que puedan caer sobre los ocupantes.
Severo	Próximo al colapso	El daño estructural del edificio es severo, pero el colapso está impedido. Existe el peligro de que elementos no estructurales puedan caer sobre los ocupantes.
Completo	Colapso	Colapso estructural completo. Las participaciones y los elementos estructurales primarios han colapsado.

Estados de daño según FEMA 273 (1997).

En la Tabla 1.2 se resume la descripción para cada uno de los niveles de daño que presenta FEMA 273 (1997) para la caracterización del desempeño de los edificios ante los eventos sísmicos definidos como: daño severo, daño moderado, daño leve y daño muy leve.

Tabla 1.2. Control de daños y desempeño del edificio (Adaptado de FEMA 273, 1997).

	Niveles de desempeño del edificio			
	Nivel de prevención del colapso	Nivel de seguridad para la vida humana	Nivel de ocupación inmediata	Nivel operacional
Daño observado en la estructura	Severo	Moderado	Leve	Muy Leve
Comportamiento general de la estructura	Hay poca resistencia y rigidez residual pero las columnas y muros siguen operacionales. Derivas excesivas y permanentes. Algunas salidas están bloqueadas. Paredes y parapetos han fallado o están a punto de hacerlo. El edificio está a punto de colapsar.	Hay resistencia y rigidez residual en todos los pisos. Los sistemas estructurales resistentes a cargas gravitacionales están funcionales. Las paredes no exhiben fallas fuera del plano. Se presentan derivas permanentes. Hay daño en sistemas de particiones. El edificio se puede encontrar más allá de una reparación económica.	No hay derivas permanentes. La estructura mantiene sustancialmente su resistencia y rigidez original. Agrietamientos menores en fachadas, particiones y elementos estructurales. Los ascensores pueden ser utilizados y los sistemas contra incendios son operacionales.	No hay derivas permanentes. La estructura mantiene sustancialmente su resistencia y rigidez original. Agrietamientos menores en fachadas, particiones y elementos importantes para que la estructura opere normalmente son funcionales.
Comportamiento de los elementos no estructurales	Daño extensivo	Muchos sistemas arquitectónicos, mecánicos y eléctricos se encuentran dañados.	Todo el equipamiento y los bienes materiales están generalmente seguros, pero podrían no funcionar debido a fallas mecánicas o falta de utilidades.	Ocurren daños despreciables. Las instalaciones eléctricas y otras utilidades siguen disponibles.

1.3.5. Selección del parámetro indicador de daño.

Resulta necesario definir la forma en que los estados de daño serán establecidos y que puedan describir el comportamiento de la estructural a medida que progresan los daños causados por el incremento de la demanda sísmica. Por lo anterior, se requiere fijar los parámetros cuantificadores del daño en términos del comportamiento mecánico global de la estructura y que permitan diferenciar claramente cada uno de estos estados por medio de umbrales, recordando que tales cantidades son intrínsecamente aleatorias y que generalmente se supone se pueden representar usando una distribución log-normal, la cual necesita de un valor medio y un valor de dispersión para ser totalmente definidas.

Por ejemplo, Park (1988) establece cuatro umbrales para los estados daño (leve, moderado, extensivo y completo) definidos a través del desplazamiento del nivel superior del modelo SDoF. Estos valores cuantifican la primera fluencia (daño leve), fluencia del sistema elastoplástico equivalente con igual absorción de energía (daño moderado), carga máxima (daño extenso) y colapso (daño completo). La Figura 1.4 ilustra estos cuatro umbrales.

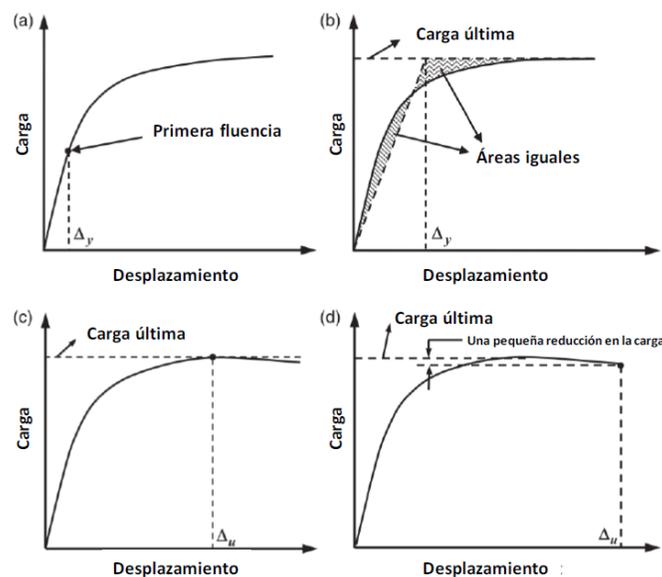


Figura 1.4. Estados límite de daño según Park (1998): a) daño leve, b) daño moderado, c) daño extenso, d) daño completo (Adaptado de Thomas M. Frankie, et al., 2013)

Por otra parte, el Comité VISION 2000 propone, para cada uno de los estados límites, una correlación entre el porcentaje de la deriva de entrepiso (ID) de la estructura y los umbrales de estos estados de daño. Los porcentajes de deriva de entrepiso se diferencia entre deriva instantánea (deriva máxima que experimenta la estructura durante el tiempo en que está sometida al evento sísmico) y deriva permanente. La Tabla 1.3 resume tales resultados.

Tabla 1.3. Deriva de piso asociada a los umbrales de daño (Adaptado de VISIÓN 2000, 1995)

Parámetro	Estados límite de daño global en el edificio				
	Despreciable	Leve	Moderado	Severo	Completo
Deriva instantánea	$ID < 0.2\%$	$0.2\% < ID < 0.5\%$	$0.5\% < ID < 1.5\%$	$1.5\% < ID < 2.5\%$	$ID > 2.5\%$
Deriva permanente	Despreciable	Despreciable	$ID < 0.5\%$	$0.5\% < ID < 2.5\%$	$ID > 2.5\%$

1.3.6. Tipos de análisis.

Análisis estático no lineal (Pushover).

El análisis estático no lineal de una estructura se ejecuta bajo cargas verticales permanentes y que aumenta gradualmente las cargas laterales (cargas incrementales) hasta alcanzar la falla. Las cargas laterales estáticas equivalentes representan aproximadamente las fuerzas inerciales inducidas por terremotos. Usualmente, mediante este análisis se obtiene una gráfica del cortante basal contra el desplazamiento del nivel superior en una estructura y que permite la determinación de la carga de colapso y la capacidad de ductilidad, Figura 1.5.

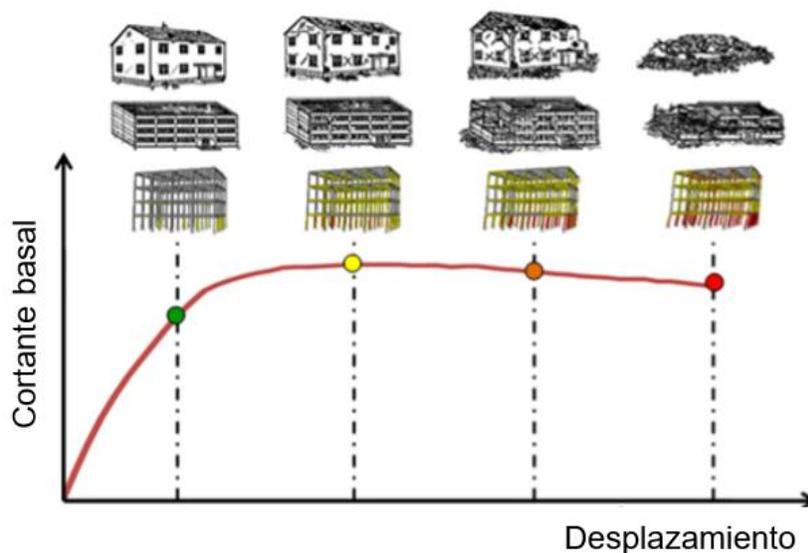


Figura 1.5. Curva cortante basal-desplazamiento y evaluación de los diferentes estados de daño (Galán&Samayoa, 2020).

Existen diversas metodologías de cálculo para encontrar los puntos de desempeño relacionados a los varios umbrales, tales como ATC40, FEMA 356, FEMA440 y el N2 Method.

Análisis dinámico no lineal.

El Análisis Dinámico Incremental (IDA) es el equivalente dinámico al análisis pushover y se ha recomendado en el ATC-63 [FEMA P-695, 2009] y ATC-58 [FEMA P-58, 2012]. Este

procedimiento se puede implementar en cualquier tipología de edificio para estimar las diferentes capacidades medias. El analista debe tener en cuenta que la implementación del IDA requiere definir un comportamiento histerético completo de los materiales y repetir el análisis para un gran número de historias de aceleración. Dependiendo del nivel de complejidad y el tipo de material del edificio, el tiempo requerido para realizar un proceso de cálculo puede ser significativo. Con respecto al tipo de modelo que se empleará, el analista debe asegurarse de que sea coherente con el tipo de análisis, es decir, que se mantenga la suficiente complejidad del modelo. Para este fin, es necesario definir curvas histeréticas para elementos estructurales y no estructurales, utilizar valores medios para parámetros relacionados con características estructurales, para simular todos los modos posibles de daño y falla de componentes (o explicarlos a posteriori), D' Ayala et al. (2015).

1.3.7. Curvas de fragilidad y vulnerabilidad

Curvas de fragilidad

La generación de curvas de fragilidad es un análisis estadístico realizado sobre los resultados obtenidos en la evaluación de la respuesta estructural de la tipología en análisis. Los datos generados representan la variación en la capacidad de la tipología estructural bajo numerosos movimientos de suelo (registros sísmicos). Este procedimiento es el componente final del marco propuesto para el análisis de fragilidad. Los resultados producen la relación entre la Medida de Intensidad (IM) a la que pudiera estar sometida la estructura y la probabilidad de daño asociada a dicha Medida de Intensidad (IM).

Curvas de Fragilidad basadas en edificios como un todo

Las curvas de fragilidad expresan de manera gráfica la probabilidad de alcanzar un umbral correspondiente a cualquier estado de daño discreto (ds_i), experimentado por la tipología estructural en análisis. Estos umbrales se cuantifican a través de la Medida de Intensidad (IM) sísmica proveniente del movimiento característico del terreno a la cual es sometida dicha tipología estructural. Estas curvas toman la forma de funciones de distribución acumulativa de probabilidad log – normal, teniendo un valor central y una desviación estándar logarítmica, el modelo probabilístico que rige este modelo se muestra a continuación:

$$P(DS \geq ds_k | IM) = \Phi \left[\frac{\ln(IM) - \alpha_{DS|IM}}{\beta} \right] \quad (1.1)$$

Donde:

- Φ : Es la función estándar de distribución acumulativa normal.
- $\alpha_{DS|IM}$: es la media log-normal de la respuesta estructural genérica condicionada a la intensidad de movimiento del suelo.
- β : Es la desviación estándar log – normal de $DS|IM$.

Curvas de Fragilidad basadas en componentes

Las curvas de fragilidad a nivel de componentes pueden obtenerse adoptando cualquiera de las siguientes alternativas:

- Alternativa 1: Estableciendo los criterios de desempeño para cada componente estructural y no estructural y luego ejecutando los análisis para la obtención de las curvas de capacidad de cada componente. Puede encontrarse más información con respecto a la definición de los criterios de desempeño de diferentes componentes en documentos como ATC-58 (FEMA P-58, 2012) y Eurocódigo-8 (CEN, 2004).
- Alternativa 2: Pueden ser utilizadas las curvas de fragilidad existentes a nivel de componente en diferentes normativas, se sugiere ATC-58 (FEMA P-58, 2012), donde se proporcionan más de 700 curvas de fragilidad para diferentes tipos y categorías de componentes. Debe tenerse en cuenta que las curvas de fragilidad propuestas en estas normativas fueron obtenidas para edificaciones de los Estados Unidos de América (D´Ayala et al. 2015).

Funciones de fragilidad

Las funciones de fragilidad permiten construir las curvas de fragilidad; estas expresiones matemáticas dependen de dos parámetros estadísticos, la mediana (θ_k) y la desviación estándar (β_k) de cada uno de los estados discretos de daño en estudio; por lo tanto, “k” corresponde a un contador (1, 2, 3 ... n) que define a cada uno de los estados discretos de daño de la tipología estructural en estudio.

Para determinar la mediana, se utiliza la siguiente expresión matemática:

$$\ln(\theta_k) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(IM_i) \quad (1.2)$$

Donde:

θ_k : Mediana del estado de daño k.

IM_i : Medida de intensidad sísmica para $i = 1, 2, 3 \dots n$. Ésta puede ser la Aceleración Pico Máximo o la Aceleración espectral del primer modo de vibración.

n : Número de datos en análisis.

Para determinar la desviación estándar, se utiliza la siguiente expresión matemática:

$$\beta_k = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{IM_i}{\theta_k} \right) \right]^2} \quad (1.3)$$

Donde:

- β_k : Desviación estándar del estado de daño k.
- θ_k : Mediana del estado de daño k.
- IM_i : Medida de intensidad sísmica para $i = 1, 2, 3 \dots n$. Ésta puede ser la Aceleración Pico Máximo o la Aceleración espectral del primer modo de vibración.
- n : Número de datos en análisis.

Una vez conocidos los parámetros estadísticos que definen a las funciones de fragilidad, se procede a graficar cada una de las curvas de fragilidad de cada estado discreto de daño, a través del uso de la siguiente expresión algebraica:

$$P[d \geq d_k] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_k} \ln \left(\frac{IM}{IM_k} \right) \right] \quad (1.4)$$

Donde:

$\Phi[\cdot]$ representa una función de distribución normal estándar acumulada, con parámetros mediana (θ_k) y desviación estándar (β_k), para cada estado de daño k.

d : Es el nivel de daño esperado.

IM : Es la variable que define la medida de intensidad sísmica.

IM_k : El valor medio de las medidas de intensidad sísmica para el estado de daño k.

β_k : El valor de la medida de dispersión (desviación estándar) de las medidas de intensidad sísmica para el estado de daño k.

$P[d \geq d_k]$: La probabilidad de que el estado de daño d en la estructura supere un estado límite de daño discreto d_k , correspondiente al k -ésimo estado de daño definido para el análisis.

De esta manera, quedan definidas las funciones de fragilidad que corresponden a cada uno de los estados discretos de daño, de la tipología estructural en estudio.

En la Figura 1.6a, se puede observar el cálculo de las probabilidades de daño a partir de las curvas de fragilidad para un nivel específico de medida de intensidad (IM). En dicha figura, el eje de las abscisas representa las posibles IM (S_a) a las que puede ocurrir el evento sísmico, mientras que en el eje de las ordenadas, se encuentra la probabilidad (comprendida entre cero y uno) de sobrepasar cualquiera de los estados de daño en virtud de la IM (S_a) seleccionada.

En la Figura 1.6b, cada elemento (o barra) asociada a un estado de daño en particular se define como la diferencia entre las probabilidades correspondientes a dos curvas de fragilidad sucesivas para una IM específica. Por ejemplo, para una IM dada, representada por una línea vertical en color gris en la Figura 1.6a, las respectivas probabilidades de pertenecer a una categoría de daños por parte del universo de los edificios en estudio están mostradas en la

Figura 1.6b. Así se tiene que la probabilidad de que un grupo de edificios de una tipología en particular no presente daño alguno, representado por altura de la barra celeste (sin daño), se determina como la diferencia entre la unidad y la probabilidad correspondiente al estado de daño leve; su baja altura indica, que solo un pequeño porcentaje de edificios no tendrá daño. Por otra parte, la altura de la barra verde (leve), se determina como la diferencia entre la probabilidad correspondiente al estado de daño leve y el estado de daño moderado; su gran altura, la mayor entre todas las barras, indica que bajo ese valor de IM un gran porcentaje de edificios pertenecientes a esa tipología presentarán daño leve. De manera similar, se calculan las alturas de las restantes barras.

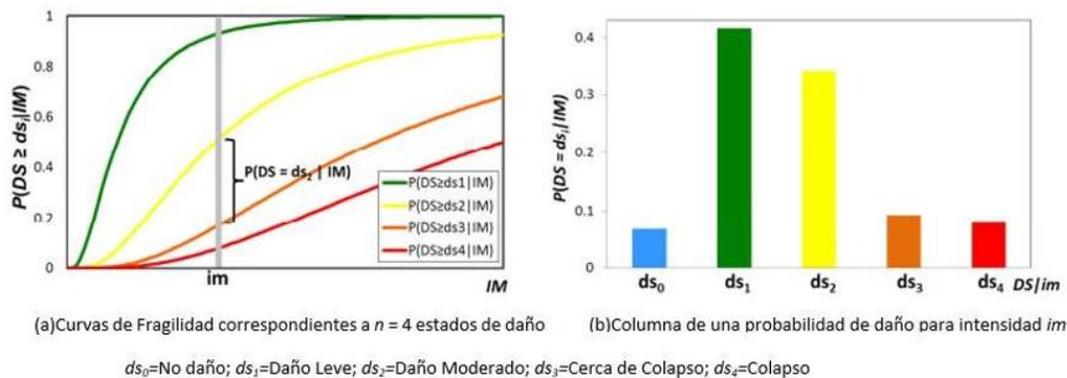


Figura 1.6. Curvas de fragilidad (Adaptado de D'Ayala et al., 2015; Galán&Samayoa, 2020).

Curvas de vulnerabilidad

Las curvas de vulnerabilidad permiten transformar, a través de una representación gráfica, el daño físico de la estructura hacia la estimación de pérdidas materiales y sociales, en virtud de una medida de intensidad sísmica (IM). El investigador cuenta con tres opciones para generar dichas curvas, estas son:

1. Obtención de curvas de vulnerabilidad en virtud de los parámetros de daño de un arquetipo índice.
2. Obtención de curvas de vulnerabilidad en virtud de los parámetros de daño de tres arquetipos índice.
3. Obtención de curvas de vulnerabilidad en virtud de los parámetros de daño de múltiples arquetipos índice.

Para generar estas curvas de vulnerabilidad, se puede lograr a través de dos enfoques, los cuales pueden ser usados en virtud de la disponibilidad de la información, requisitos propios de la investigación y las habilidades y destrezas por parte del analista. Estos enfoques son:

Enfoque de evaluación de la vulnerabilidad basada en edificios como un todo.

Este enfoque es ampliamente utilizado en las normativas e investigaciones sobre la vulnerabilidad sísmica. Las funciones de vulnerabilidad son obtenidas mediante la convolución de todas las curvas de fragilidad a nivel de edificación, asociadas con el costo acumulado de un estado de daño en particular. De manera general, la implementación de este enfoque es lo más razonable, en términos de esfuerzo de cálculo y disponibilidad de información detallada, al realizar estudios de una gran población de edificios. La transformación de las curvas de fragilidad a curva de vulnerabilidad puede ser lograda a través de la siguiente relación de probabilidad:

$$E(C > c|IM_i) = \sum_{k=1}^n E(C > c|ds_k) \cdot P(ds_k|IM_i) \quad (1.5)$$

Donde:

$E(C > c|IM_i)$: Es la función de distribución acumulativa complementaria del costo (o pérdida) dado un nivel de intensidad sísmica IM_i .

$E(C > c|ds_k)$: Es la función de distribución acumulativa complementaria del costo (o pérdida) dado un estado límite discreto de daño ds_k .

$P(ds_k|IM_i)$: Es la probabilidad de que una estructura se encuentre en el estado límite discreto de daño ds_k , dada una medida de intensidad sísmica IM_i .

n : Número de datos en análisis.

De esta manera, queda definida por completo la función de la curva de vulnerabilidad, como producto de la convolución de todas las curvas de fragilidad.

Enfoque de evaluación de la vulnerabilidad basada en componentes.

Este enfoque es presentado de forma exhaustiva en ATC – 58 (FEMA P – 58, 2012), las funciones de vulnerabilidad son obtenidas al correlacionar los daños de cada uno de los componentes que conforman la estructura directamente con su pérdida. De manera general, este enfoque es apropiado cuando se realiza un análisis de pérdidas para edificaciones individuales, o cuando la mayoría de las pérdidas económicas están relacionadas con el contenido y los componentes no estructurales. El analista tendrá que determinar que la información relevante sobre la pérdida de un componente específico esté disponible y que el tiempo y los recursos monetarios estén disponibles para realizar dicho análisis detallado. Es importante mencionar que, en este enfoque, las curvas de vulnerabilidad pueden ser generadas a nivel de entepiso, así como, a nivel global de la edificación.

2. VIVIENDAS ÍNDICES

2.1. INTRODUCCIÓN

Se han estudiado dos tipos de mampostería reforzada; el primer tipo, es mampostería de bloque de concreto con refuerzo interno (MRI), y el segundo tipo, es mampostería de ladrillo de arcilla confinada (MC). Cada una de ellas presenta características particulares que han sido retomadas en base a la literatura disponible, pero principalmente a pruebas ejecutadas en laboratorios de mecánica estructural equipados para tal fin.

Para los modelos de análisis, se han considerado 20 modelos de viviendas para mampostería de bloque de concreto con refuerzo interno (MRI) en 10 y 15 cm de espesor de pared, y 10 modelos para mampostería de ladrillo de arcilla confinada (MC) de 14cm de espesor, de configuraciones diferentes, para tomar en cuenta la variabilidad que existe en campo, tratando de reducir la incertidumbre epistémica.

2.2. SELECCIÓN DE VIVIENDAS A UTILIZAR

Los modelos empleados son de proyectos reales ejecutados en el país y se aclara que la información contenida en los planos ha sido utilizada dentro de los fines del presente estudio y no pretende definir la competencia estructural de cada una de las construcciones por separado.

2.2.1. Modelos de mampostería de bloque de concreto con refuerzo interno (MRI)

En este apartado, se presentan las vistas en planta que definen la geometría espacial de cada vivienda de MRI y se explica el código correspondiente a cada una, ver Figura 2.1, mientras que en el Anexo 1.1 se muestran los modelos 3D de análisis.



Figura 2.1. Plantas de viviendas con mampostería con refuerzo interno (MRI).

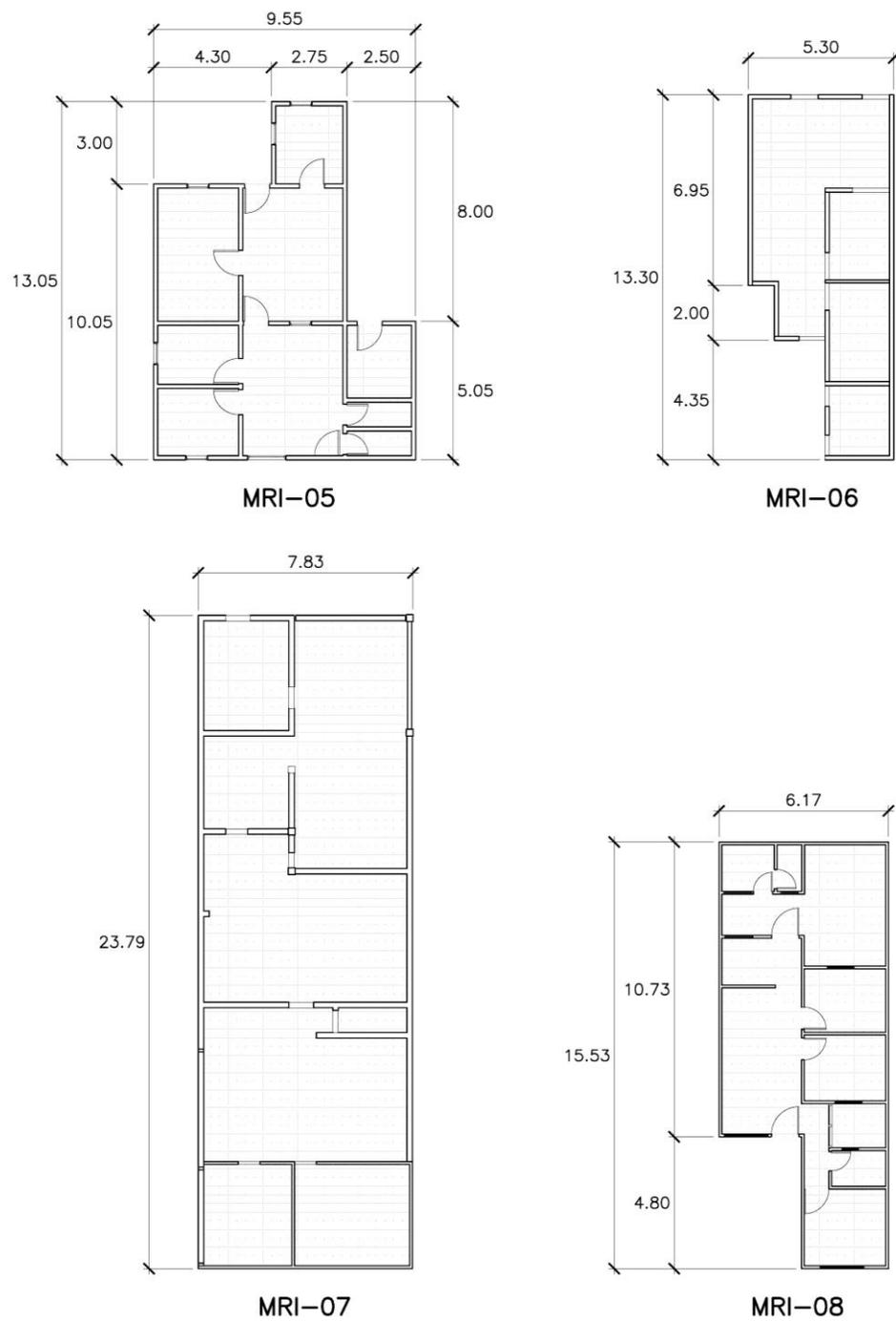


Figura 22.1. Plantas de viviendas con mampostería con refuerzo interno (MRI) (Continuación).

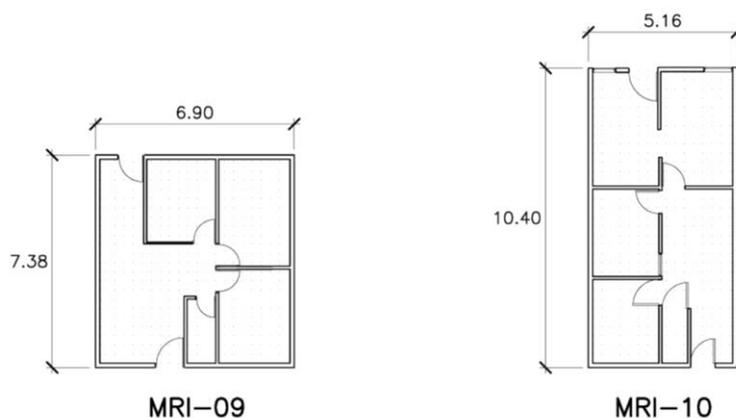


Figura 22.1. Plantas de viviendas con mampostería con refuerzo interno (MRI) (Continuación).

Identificación del código para modelos de MRI.

De manera general, para ambos tipos de mampostería, se requiere diferenciar a cada uno de los modelos en análisis, esto se logra a través de un código en el nombre de cada modelo, cuya función es definir la tipología estructural y algunas particulares propias, dicho código lleva la siguiente estructura:

Código	Forma en planta
MRI-01	Trapezoidal
MRI-02	Esquinas entrantes
MRI-03	Esquinas entrantes
MRI-04	Rectangular
MRI-05	Irregular
MRI-06	Esquinas entrantes
MRI-07	Rectangular
MRI-08	Esquinas entrantes
MRI-09	Rectangular
MRI-10	Rectangular

Las paredes son de mampostería de bloque de concreto de 10cm y 15cm de espesor, con acero de refuerzo vertical, y acero de refuerzo horizontal a manera de soleras intermedias y de coronamiento. Las cuales soportan la cubierta liviana de techo. Estas paredes resisten el 100% de las cargas gravitacionales y de sismo.

2.2.2. Modelos de mampostería de ladrillo de arcilla confinada (MC)

En este apartado, se presentan las vistas en planta y secciones que definen la geometría espacial de cada vivienda de MC y se explica el código correspondiente a cada una, ver Figura 2.2.

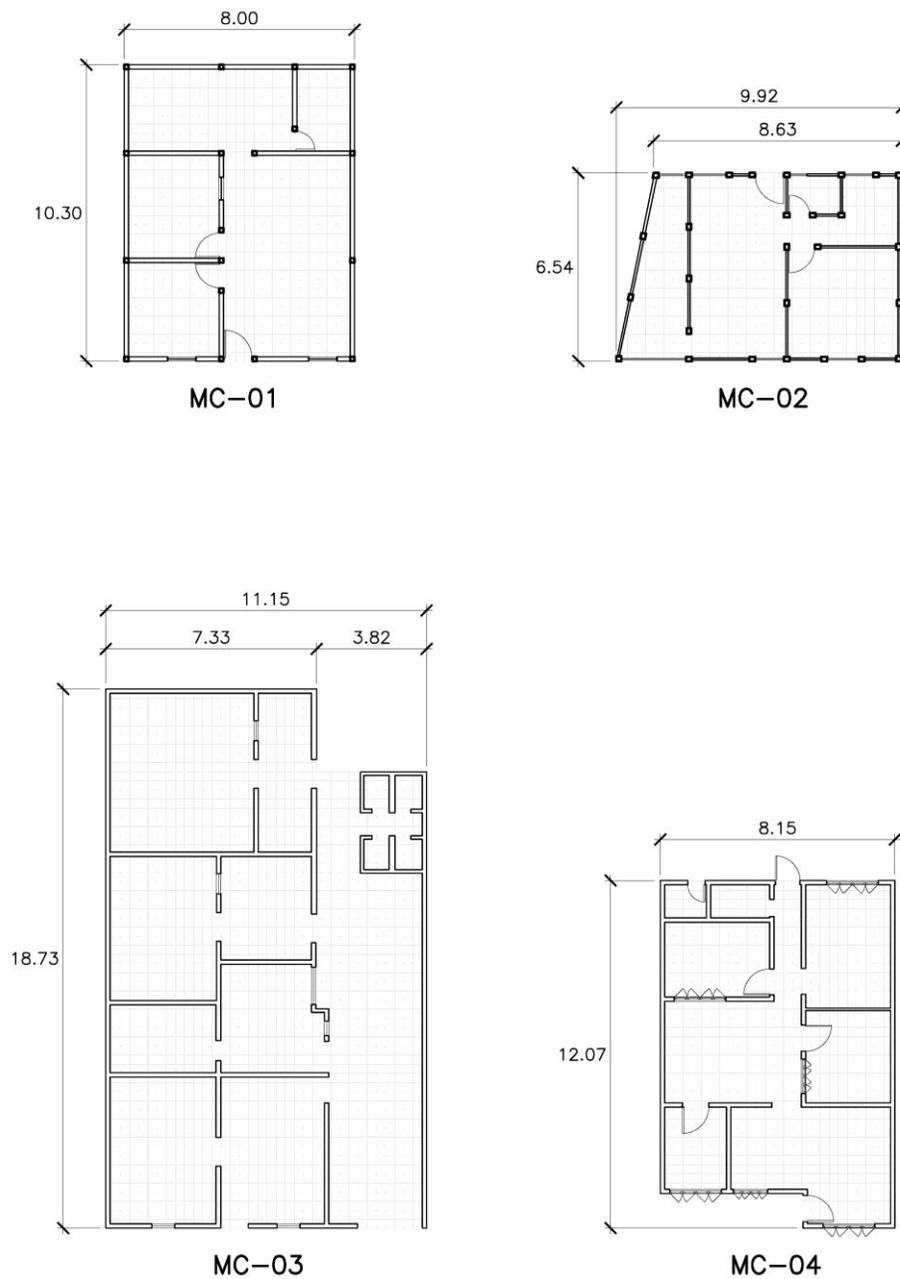


Figura 2.2. Plantas de viviendas con arcilla confinada (MC).

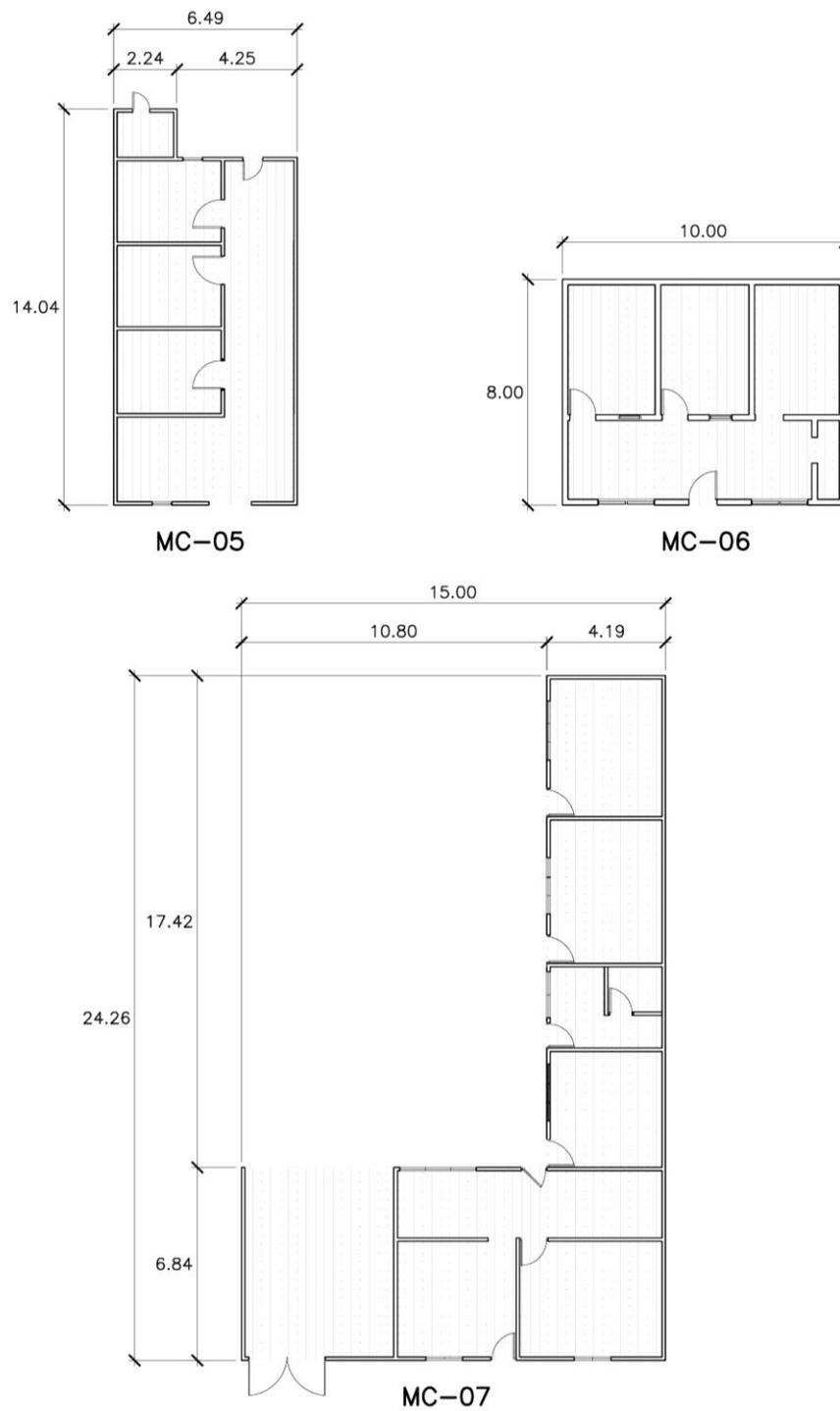


Figura 22.2. Plantas de viviendas con arcilla confinada (MC) (Continuación).

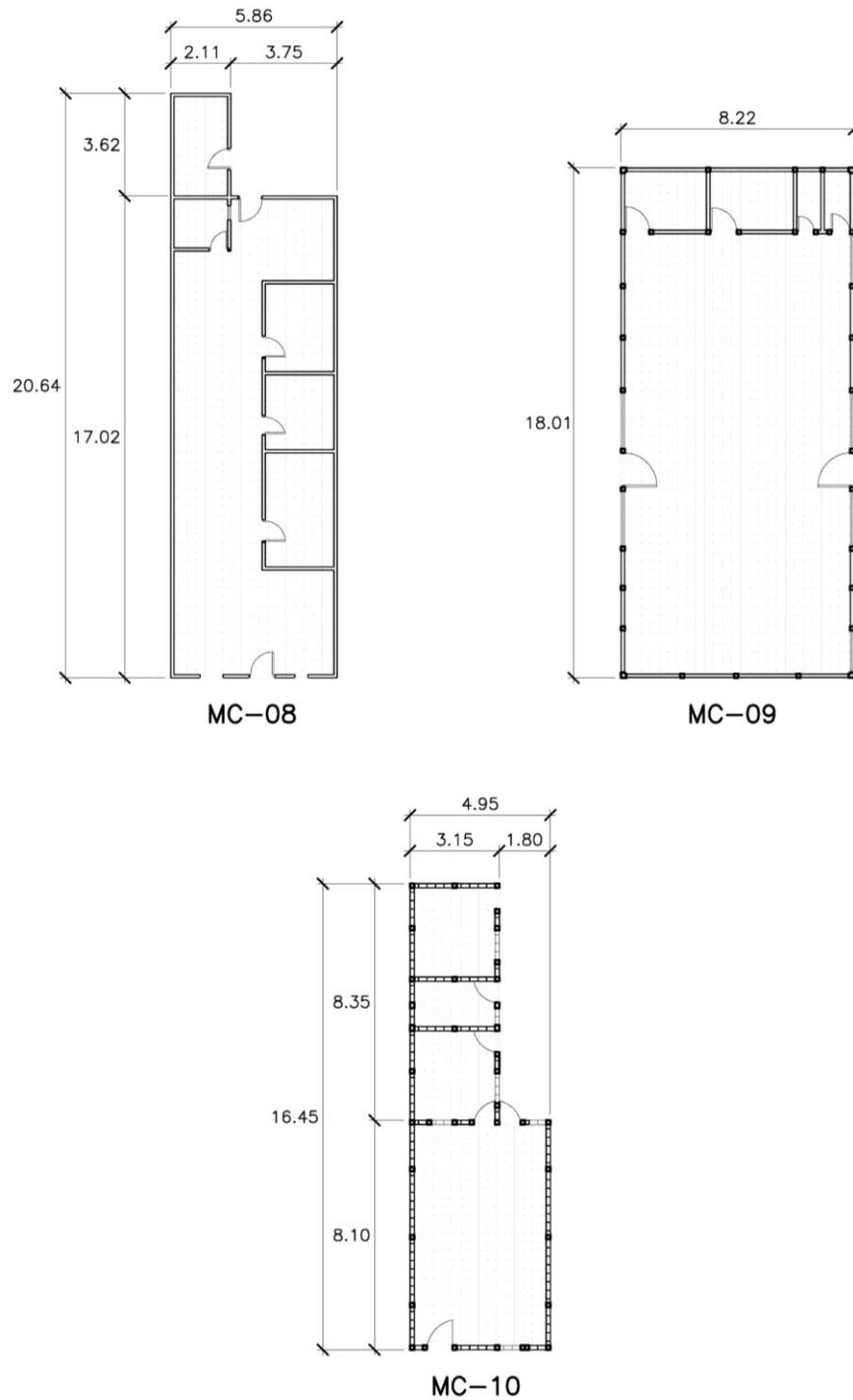


Figura 22.2. Plantas de viviendas con arcilla confinada (MC) (Continuación).

Identificación del código para modelos de MC.

De manera general, para ambos tipos de mampostería, se requiere diferenciar a cada uno de los modelos en análisis, esto se logra a través de un código en el nombre de cada modelo, cuya función es definir la tipología estructural y algunas particulares propias, tales como las propiedades mecánicas de cada modelo, dicho código lleva la siguiente estructura:

Código	Forma en planta
MC-01	Rectangular
MC-02	Trapezoidal
MC-03	Rectangular
MC-04	Rectangular
MC-05	Rectangular
MC-06	Rectangular
MC-07	L
MC-08	Esquinas entrantes
MC-09	Rectangular
MC-10	Esquinas entrantes

Las paredes son de ladrillo de arcilla cocido de 14cm de espesor, enmarcadas verticalmente (Nervios) y horizontalmente (Soleras) por elementos de concreto reforzado. Las cuales soportan la cubierta liviana de techo. Dependiendo de la configuración estructural, los elementos verticales (Nervios) pueden sostener la cubierta de techo, a manera de columnas. Estas paredes y sus elementos de concreto reforzado, resisten el 100% de las cargas gravitacionales y de sismo.

2.3. CAMPAÑAS EXPERIMENTALES PARA LA OBTENCIÓN DE DATOS**2.3.1. Mampostería con refuerzo interno (MRI)**

Como parte del proyecto de cooperación técnica “Mejoramiento de la tecnología para la construcción y difusión de la vivienda popular sismo-resistente” se ejecutaron dos programas experimentales para este tipo de mampostería. La descripción de la planificación de los procedimientos y los ensayos ejecutados del primero están contenidos en Merlos et al. (2008); en tanto que para el segundo se encuentran en Guevara et al. (2013).

La primera campaña de pruebas (Merlos et al., 2008) consistió en el ensayo experimental de seis especímenes de pared, de tres metros de ancho por tres metros de alto sin aberturas.

Todas las paredes fueron construidas con piezas de concreto y reforzados internamente con acero grado 40. Cinco de las paredes fueron cargadas sobre su eje longitudinal y una será cargada sobre un eje perpendicular a su plano, para determinar así su comportamiento sísmico. Los especímenes estudiados, fueron diseñados en base a la Norma de vivienda en vigencia desde 1997, y una propuesta de norma presentada en el 2004 y se pretendía comparar el comportamiento sísmico de la mampostería de bloque de concreto con refuerzo interno cuando son diseñados bajo los requerimientos de ambas Normas. Una descripción de los muros ensayados se puede ver en la siguiente tabla:

Tabla 2.1 Descripción de modelos de pared de MRI, según Merlos et al. (2008)

Identificación	Descripción de modelos
BC-MMA	Bloque de Concreto-Muro con carga Monótona y norma de vivienda Antigua (norma 1997)
BC-MMR	Bloque de Concreto-Muro con carga Monótona y norma de vivienda Reciente (NEDCV-2004)
BC-MCA	Bloque de Concreto-Muro con carga Cíclica y norma de vivienda Antigua (NEDCV-1997)
BC-MCR	Bloque de Concreto-Muro con carga Cíclica y norma de vivienda Reciente (NEDCV-2004)
BC-MCRBS	Bloque de Concreto-Muro con carga Cíclica y norma de vivienda Reciente (NEDCV-2004), además se usó Bloque Solera para colocar el refuerzo horizontal
BC-MPPA	Bloque de Concreto-Muro con carga cíclica Perpendicular y norma de vivienda Antigua (NEDCV-1997)

Para la segunda campaña de pruebas (Guevara et al., 2013) se construyeron tres paredes con dimensiones de 3.8 m de longitud y 3.0 m de altura a las que se les aplicó carga en su plano. Dos de ellas se construyeron con agujeros, una pared solo con agujero de puerta de 1.0 x 2.0 metros y la otra con agujeros de puerta y ventana de 1.0 x 1.0 metro. Lo anterior se realizó con el objetivo de cuantificar el efecto en la rigidez y capacidad cortante que genera la presencia de agujeros en este sistema. Por otra parte, se ensayó un modelo consistente de tres paredes en el cual la pared 2 fue sometida a carga fuera o perpendicular a su plano mayor, mientras que las otras dos, 1 y 3, fueron sometidas de forma indirecta a cargas laterales paralelas a sus planos mayores debido a la transferencia de carga. La pared 2 tenía una longitud de 4.2 m y una altura de 3.6 m y careció de abertura de puerta o ventana. En tanto que la pared 1 tenía una base de 3.2 m y una altura de 3.0 m e incluía una abertura de puerta de 1.0 m x 2.0 m y una abertura de ventana de 1.0 m x 1.0 m. Por otro lado, la pared 3, de similares dimensiones que la pared 1, constaba con una abertura de puerta de 1.0 m x 2.0m. Una descripción de los muros ensayados se puede ver en la siguiente tabla:

Tabla 2.2 Descripción de modelos de pared de MRI, según Guevara et al. (2013)

Descripción de modelos	Identificación
Modelo con carga cíclica paralela al plano, reforzamiento en pared según NEDCV-2004 (@60cm para refuerzo vertical y horizontal), sin aberturas, usando bloque solera de 15cm como solera de coronamiento.	MS1
Modelo con carga cíclica paralela al plano, reforzamiento en pared según NEDCV-2004 (@60cm para refuerzo vertical y horizontal), con abertura de puerta, usando bloque solera de 15cm como solera de coronamiento.	MA1
Modelo con carga cíclica paralela al plano, reforzamiento en pared según NEDCV-2004 (@60cm para refuerzo vertical y horizontal), con abertura de puerta y ventana, usando bloque solera de 15cm como solera de coronamiento.	MA2
Modelo con carga cíclica fuera del plano, fue formado por 3 paredes configuradas en forma de “U”, reforzamiento en paredes según NEDCV-2004 (@60cm para refuerzo vertical y horizontal), con abertura de puertas y ventana en paredes laterales. Se usará bloque solera de 15cm como solera de coronamiento para las paredes del modelo.	MA3

2.3.2. Mampostería confinada (MC)

Siempre, dentro del proyecto de cooperación técnica “Mejoramiento de la tecnología para la construcción y difusión de la vivienda popular sismo-resistente” se ejecutaron dos programas experimentales para este tipo de mampostería. Sin embargo, se hace la aclaración que los ladrillos utilizados fueron de suelo cemento y no de arcilla, como es lo habitual, a pesar de esto, la información producida siempre es valiosa considerarla. La descripción de la planificación de los procedimientos y los ensayos ejecutados del primero están contenidos en Méndez de Hasbun et al. (2008); en tanto que para el segundo se encuentran en Méndez de Hasbun et al. (2012).

En el primer programa de ensayos, descritos en Méndez de Hasbun et al. (2008), se construyeron tres modelos de paredes aisladas a las que se les aplicó carga paralela a su plano y una pared a la que se le aplicó carga fuera de su plano. Los modelos fueron construidos con ladrillos sólidos de suelo cemento, con un suelo compuesto de 50% de limo y 50% de arena, mezclado en una proporción de 1 volumen de cemento por 16 volúmenes de suelo.

Para los modelos con cargas paralelas a su plano, el confinamiento en todos éstos fue proporcionado a través de nervios y solera de coronamiento, solamente el tercer espécimen incluía además la solera intermedia. El primer espécimen fue sometido a carga monótona creciente, y el segundo y tercero a carga cíclica reversible. En tanto que, la pared ensayada con carga fuera de su plano no fue diseñada con solera intermedia. Para proporcionar el confinamiento a los ladrillos se utilizó los criterios de la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas (NEDCV) del año 2004.

Tabla 2.3 Descripción de modelos de pared de MC, según Méndez de Hasbun et al. (2008)

Identificación	Descripción de modelos
SPM	Pared sólida con carga paralela a su plano monótona, con solera de coronamiento.
SPC	Pared sólida con carga paralela a su plano cíclica, con solera de coronamiento.
SPCI	Pared sólida con carga paralela a su plano cíclica, con solera de coronamiento y solera intermedia.
SPP	Pared sólida con carga perpendicular a su plano cíclica, con solera de coronamiento.

En el segundo programa de ensayos, descritos en Méndez de Hasbun et al. (2012), los ladrillos fueron elaborados manualmente con una proporción limo:arena de 50:50, y una relación cemento:suelo de 1:10. Se desarrollaron seis modelos de paredes para ensayos, cuatro con carga paralela al plano y dos con carga fuera del plano, cuyas características se describen en la siguiente tabla:

Tabla 2.4 Descripción de modelos de pared de MC, según Méndez de Hasbun et al. (2012)

Descripción de modelos	Identificación	Dimensiones nominales (largo x altura)
Modelo sólido sin solera intermedia con carga cíclica paralela a su plano.	SPP	3m x 3m
Modelo sólido con solera intermedia con carga cíclica paralela a su plano.	SPP-SI	3m x 3m
Modelo con huecos de puerta y ventana sin solera intermedia con carga cíclica paralela a su plano.	HPP	5m x 3m
Modelo con huecos de puerta y ventana con solera intermedia con carga cíclica paralela a su plano.	HPP-SI	6m x 3m
Modelo con solera intermedia con carga cíclica fuera de su plano	FP-SI	4.2m x 3.6m
Modelo sin solera intermedia con carga cíclica fuera de su plano	FP-6m	6.2m x 3.9m

Las variables del estudio se definieron en función de los requisitos mínimos presentados en las NEDCV de 1997 y 2004 y el fin último era evaluar el efecto en el comportamiento sísmico que produce los cambios de ambas normas. Como puede observarse en la Tabla 2.5, se ensayaron 3 modelos con requisitos presentados en la norma de 1997 y 3 modelos con los requisitos propuestos por la 2004.

Tabla 2.5 Requisitos de estructuración y refuerzo de las NEDCV de 1997 y 2004, según Méndez de Hasbun et al. (2012)

Modelos	NEDCV	Nervios	Solera de corona	Solera intermedia	Elementos alrededor de puertas y ventanas	Repisas de ventanas
SPP	1997	15 cm x 15 cm	15 cm de peralte x 15cm de ancho	10 cm de peralte x 15cm de ancho		
SPP-SI		4 N°3 longitudinales	4 N°3 longitudinales	2 N°3 longitudinales		
HPP		Estribos N°2 @ 15 cm	estribos N°2 @ 15 cm	estribos N°2 @ 15 cm		
HPP-SI	2004	15 cm x 15 cm	15 cm de peralte x 15cm de ancho	N/A	Dimensiones y refuerzo iguales a los de nervios y soleras	10 cm de peralte x 15cm de ancho
FP-SI		4 N°3 longitudinales	4 N°3 longitudinales			2 N°3 longitudinales
FP-6m		Estribos N°2 @ 20 cm	estribos N°2 @ 20 cm			estribos N°2 @ 20 cm

2.3.3. Campaña actual (2021)

Para el desarrollo de la presente consultoría se desarrollaron siete ensayos, cinco con carga paralela al plano y dos con carga fuera del plano. Se diseñaron tres modelos de mampostería confinada, identificados con “MC” y cuatro modelos de mampostería con refuerzo interno, identificados con “MI.” Adicional a eso se varió la aplicación de carga, “FP” representa carga fuera del plano del modelo y “PP” representa la carga paralela al plano del modelo. En este apartado se explicará la geometría y estructuración de los modelos.

La determinación del tipo de ensayo surge a raíz de la evaluación del tipo de diafragma. Se trató de evaluar ambas condiciones de diafragma: rígido y flexible. La condición de rigidez o flexibilidad depende de la capacidad de transmitir fuerzas laterales directas y de torsión a elementos resistentes de diferente rigidez. La forma en que se transfieren las cargas a las paredes estructurales de una vivienda con diafragma flexible y rígido es muy distinta, por lo que se realizaron dos tipos de ensayos:

- Ensayos con carga paralela al plano del modelo. Para evaluar la capacidad y el comportamiento de paredes que soportan diafragmas rígidos, en donde es primordial conocer la resistencia a corte y flexión en dicho plano. Se utilizó la nomenclatura “PP” en el nombre de los modelos para referir al tipo de ensayo.

- Ensayos con carga fuera del plano del modelo. Para evaluar la capacidad y el comportamiento de paredes que soportan diafragmas flexibles, en donde es fundamental determinar las características de corte y flexión fuera del plano de las paredes. Se utilizó la nomenclatura “FP” en el nombre de los modelos para referir al tipo de ensayo.

La descripción de los modelos, identificación y dimensiones se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 2.6. Descripción de modelos de pared de MRI

Identificación	Descripción de modelos
MC-FP-P1	Modelo de mampostería confinada con carga cíclica fuera de su plano
MI-FP-P1	Modelo de mampostería con refuerzo interno con carga cíclica fuera de su plano
MC-PP-P1	Modelo sólido de mampostería confinada con carga cíclica paralela a su plano
MC-PP-P2	Modelo con huecos de puerta y ventana, de mampostería confinada con carga cíclica paralela a su plano
MI-PP-P1	Modelo con hueco de puerta, de mampostería con refuerzo interno con carga cíclica paralela a su plano
MI-PP-P2	Modelo con huecos de puerta y ventana, de mampostería con refuerzo interno con carga cíclica paralela a su plano
MI-PP-P3	Modelo sólido de mampostería con refuerzo interno con carga cíclica paralela a su plano

La geometría de los modelos que se ensayan con carga perpendicular al plano consiste en tres paredes, la pared oeste es donde se aplica la carga y las paredes laterales, norte y sur, hacen una función de arrostamiento. Los modelos MC-FP-P1 y MI-FP-P1 son paredes de altura nominal de 3 metros y un ancho nominal de 15 centímetros.

El modelo MC-FP-P1 está compuesto por paneles de ladrillo de barro confinados por elementos de concretos reforzado, nervios (15cm x 15cm) y soleras (15cm x 10cm). Adicionalmente, la pared oeste tiene un mojinete de 60 cm de alto. Ambas paredes laterales tienen una longitud de 3.15 m y la pared oeste de 4.15 m. La pared sur tiene una apertura de ventana de 85cm x 70cm y la pared norte una apertura de puerta de 85cm x 210cm.

El modelo MI-FP-P1 está compuesto por bloques de concreto con solera de corona y refuerzo horizontal en la sisa. Adicionalmente, la pared oeste tiene un mojinete de 78.5 cm de alto. Ambas paredes laterales tienen una longitud de 3.20 m y la pared oeste de 4.20 m. La pared sur tiene una apertura de puerta de 100cm x 200cm y la pared norte una apertura de ventana y puerta de 100cmx100xm y 100cm x 200cm, respectivamente.

Los modelos con carga paralela al plano se pueden subdividir en tres categorías. Los modelos sólidos, MC-PP-P1 y MI-PP-P3, el módulo con hueco de puerta MI-PP-P1 y los modelos con huecos de ventana y puertas, MC-PP-P2 y MI-PP-P2.

El modelo sólido de mampostería confinada MC-PP-P1 tiene una longitud de 3.2m y una altura de 3.0m. Tiene dos paneles confinados por dos nervios de sección 15cm x 15cm, una solera intermedia de 15cm x 10cm y una solera de coronamiento de 15cm x 15cm.

El modelo sólido de mampostería con refuerzo interno MI-PP-P3 tiene una longitud de 3.8m y una altura de 3.0m. Cuenta con una solera de fundación y solera de corona (de bloque solera). El modelo MI-PP-P1 tiene una longitud nominal de 3.8m y altura de 3.0m. Las dimensiones del hueco de puerta son de 100cm x 200cm ubicado a 60cm del borde

El modelo de mampostería confinada MC-PP-P2 tiene una longitud de 5.2m y una altura de 3.0m con hueco de ventana de 85cm x 85cm y hueco de puerta de 85cm x 200cm. Tiene nueve paneles confinados por seis nervios de sección 15cm x 15cm, una solera intermedia y cargaderos de 15cm x 10cm y una solera de coronamiento de 15cm x 15cm.

El modelo de mampostería con refuerzo interno MI-PP-P2 tiene una longitud de 3.8m y una altura de 3.0m con hueco de ventana de 100cm x 100cm y hueco de puerta de 100cm x 200cm.

2.4. PROPIEDADES MECÁNICAS BASE

2.4.1. Propiedades mecánicas de la MRI

La mampostería de bloque de concreto con refuerzo interno claramente puede ser definida íntegramente, a través de las propiedades de la mampostería, las propiedades del mortero de pega y las propiedades del acero de refuerzo. Tales parámetros han sido obtenidos de varias fuentes, principalmente reportes de pruebas de laboratorios hechas en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la Universidad Centroamericana (UCA) orientados precisamente al presente estudio (Campaña actual, 2021), así como de los resultados del Proyecto Taishin contenidos en Merlos et al (2008) y Guevara et al (2012).

Propiedades de la mampostería

Los principales parámetros utilizados de la mampostería para los modelos matemáticos estructurales son listados en la siguiente tabla; nótese que se ha hecho una diferenciación

entre mampostería con 10cm (Merlos et al, 2008) y 15cm de espesor (Campaña actual, 2021), en algunos casos se complementaron entre si los parámetros utilizados.

Tabla 2.7 Propiedades de la mampostería MRI

Parámetro	Espesor 10cm (Merlos et al 2008)	Espesor 15cm (Campaña 2021)
Módulo de elasticidad, E	80,791 kg/cm ² (1)	57,757 kg/cm ² (4)
Módulo de rigidez, G	32,316 kg/cm ² (2)	23,103 kg/cm ² (2)
Densidad, w	1,698 kg/m ³ (3)	1,182 kg/m ³ (4)
Resistencia a la compresión, f_m	95.1 kg/cm ² (1)	93.8 kg/cm ² (4)
Resistencia al corte, T	5.1 kg/cm ² (4)	9.0 kg/cm ² (4)
Esfuerzo característico a la compresión, f_k	63.6 kg/cm ² (5)	63.5 kg/cm ² (5)

(1): Sección 2.5.2, Merlos et al (2008)

(2): Valor teórico, $G=0.4E$

(3): Sección 2.5.1, Merlos et al (2008)

(4): Tomado de Campaña actual 2021

(5): Calculado según EC6 (EN 1996-1-1) sección 3.6.1.2, ecuación 3.2

Propiedades del acero de refuerzo

Para este caso se decidió utilizar lo establecido en los planos estructurales de cada uno de los modelos.

Tabla 2.8. Propiedades del acero de refuerzo para los modelos de la MRI

Modelo	MRI-01	MRI-02	MRI-03	MRI-04	MRI-05	MRI-06	MRI-07	MRI-08	MRI-09	MRI-10
Grado	40									
F_y (kgf/cm ²)	2,800 (Valor teórico de diseño)									
F_y (kgf/cm ²)	3,297 (Valor de ensayos, Campaña actual 2021)									
Distribución del refuerzo vertical	En entremos de paredes: 2#3 Es esquinas de paredes: 3#3 Al centro de paredes: #3@60cm									
Distribución del refuerzo horizontal	Soleras intermedias de 10x20cm armadas con 2#2 + grapas #2@0.20m Soleras de coromamiento de 10x20 cm armadas con 2#2 + grapas #2@0.20m									

2.4.2. Propiedades mecánicas de la MC

Las propiedades de la mampostería del ladrillo de arcilla confinada se establecieron en base a los reportes de pruebas de laboratorios hechas en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la Universidad Centroamericana (UCA) orientados precisamente al presente estudio (Campaña actual, 2021), así como de algunos resultados del Proyecto Taishin contenidos en Méndez de Hasbún y Ramos Huevo (2013).

Propiedades de la mampostería

Los principales parámetros utilizados de la mampostería para los modelos matemáticos estructurales, son listados en la siguiente tabla, los valores son extraídos de la Campaña actual (2021).

Tabla 2.9. Propiedades de la mampostería MC

Parámetro	Valor
Módulo de elasticidad, E	12,508 kg/cm ² (1)
Módulo de rigidez, G	5,003 kg/cm ² (2)
Densidad, w	1,395 kg/m ³ (1)
Resistencia a la compresión, fm	22.1 kg/cm ² (1)
Resistencia al corte, T	2.4 kg/cm ² (1)
Esfuerzo característico a la compresión, fk	14.9 kg/cm ² (3)

(1): Tomado de Campaña actual 2021

(2): Valor teórico, $G=0.4E$

(3): Calculado según EC6 (EN 1996-1-1) sección 3.6.1.2, ecuación 3.2

Propiedades del concreto para soleras y nervios

Se ha tomado el valor obtenido de la Campaña actual (2021) para un valor de diseño de 210 kg/cm².

$$f'_c = 250.0 \text{ kgf/cm}^2.$$

Propiedades del acero de refuerzo

Para este caso se decidió utilizar lo establecido en los planos estructurales de cada uno de los modelos.

Tabla 2.10. Propiedades del acero de refuerzo para los modelos de la MC

Modelo	MC-01	MC-02	MC-03	MC-04	MC-05	MC-06	MC-07	MC-08	MC-09	MC-10
Grado	40									
F_y (kgf/cm ²)	2,800 (Valor teórico de diseño)									
F_y (kgf/cm ²)	3,297 (Valor de ensayos, Campaña actual 2021)									
Distribución del refuerzo vertical	Nervios intermedios de 15x15cm, armados con 4#3 + grapas #2@0.15m, a cada 1.60m horizontalmente. En intersecciones de paredes y extremos de paredes irá un nervio armado con 4#3 + grapas #2@0.15m.									
Distribución del refuerzo horizontal	Soleras intermedias de 15x15cm, armados con 2#2 + grapas #2@0.15m, a cada 1.60m de altura y en el coronamiento de paredes.									

3. DEMANDA SÍSMICA Y SELECCIÓN DE LOS REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.

3.1. INTRODUCCIÓN.

Aunque El Salvador tiene una constante actividad sísmica, no se cuenta con una amplia base de datos de registros acelerográficos de eventos sísmicos definidos como “característicos”, es decir, eventos representativos de las fuentes lejana y cercana. Básicamente, se cuenta con los registros de los eventos del 19 de junio de 1982 y 13 de enero de 2001 como ejemplos de sismos de fuente lejana; y 10 de octubre de 1986, 13 de febrero de 2001, 17 de febrero de 2001 y 10 de abril de 2017, representativos de fuente cercana. En este capítulo se estudiarán y procesarán los registros acelerográficos de los eventos anteriormente citados, de los cuales se seleccionarán los veintidós que posean los valores más altos de aceleración espectral para el periodo representativo de la mampostería.

3.2. REGISTROS ACELEROGRÁFICOS DE EL SALVADOR

El Salvador cuenta con 4 redes acelerográficas: Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), Comisión Ejecutiva del Rio Lempa (CEL), Geotérmicas Salvadoreñas (GESAL), y Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG, ahora Dirección del Observatorio Ambiental), dichas Redes y sus respectivas estaciones acelerográficas se pueden apreciar en la Figura 3.1. En esta investigación se utilizarán los datos de las redes CIG y UCA únicamente, debido a la relevancia que ambas tienen como red gubernamental y educativa, respectivamente.

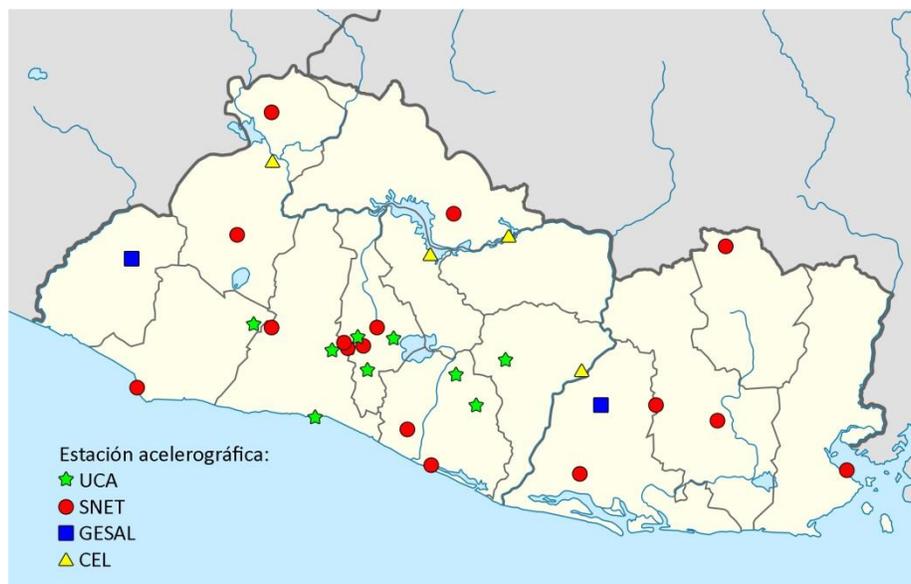


Figura 3.1 Redes acelerográficas de El Salvador.

Un resumen de las estaciones pertenecientes a las redes acelerográficas del CIG y UCA, junto con los eventos registrados son mostrados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y Tabla 3.2 respectivamente. Los principales parámetros de los eventos a tomar en cuenta en esta investigación son mostrados en la Tabla 3.3.

Tabla 3.1 Estaciones de red acelerográfica CIG - MARN

Red	Evento	Estación
Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	19 / Junio / 1982	Observatorio
	10 / Octubre / 1986	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas Hotel Camino Real (Sótano) Hotel Sheraton IGN - Instituto Geográfico Nacional IVU - Instituto de Vivienda Urbana UCA - Universidad UCA
	13 / Enero / 2001	Acajutla CEPA Ahuachapán CESSA Metapán Ciudadela Don Bosco Cutuco Observatorio Presa 15 de Septiembre Relaciones Exteriores (Fondo) Relaciones Exteriores (Superficie) San Miguel Santa Ana Santa Tecla Santiago de María Seminario San José de La Montaña Sensuntepeque
	13 / Febrero / 2001	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas Ciudadela Don Bosco Observatorio Presa 15 de Septiembre Relaciones Exteriores (Fondo) Relaciones Exteriores (Superficie) Santa Tecla Seminario San José de La Montaña UCA - Universidad UCA Viveros de DUA (Fondo) Viveros de DUA (Superficie)
	17 / Febrero / 2001	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas Ciudadela Don Bosco Observatorio UCA - Universidad UCA Viveros de DUA (Fondo) Viveros de DUA (Superficie)
	10 / Abril / 2017	CAPRES – Casa Presidencial (Superficie) Club Campestre Hotel Crown Plaza ITCA – Instituto tecnológico Centroamericano Santa Tecla Panchimalco Quezaltepeque Seminario San José de La Montaña SNET – Servicio Nacional de Estudios Territoriales UDB - Universidad Don Bosco UES San Salvador – Universidad de El Salvador UES San Vicente – Universidad de El Salvador UTEC – Universidad Tecnológica de El Salvador

Tabla 3.2 Estaciones de red acelerográfica UCA.

Red	Evento	Estación
Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA)	13 / Enero / 2001	Armenia Berlín Externado San José La Libertad [No representaivo] Panchimalco San Bartolo San Pedro Nonualco Santa Tecla Tonacatepeque Zacatecoluca
	13 / Febrero / 2001	Armenia Berlín Externado San José La Libertad [No representativo] Panchimalco San Bartolo Santa Tecla Tonacatepeque Zacatecoluca

Tabla 3.3 Parámetros sísmicos de eventos en evaluación.

Evento	Magnitud	Datos de interés	Red	No de estaciones
19 de Junio de 1982	$M_w = 7.3^a$	Hora: 06:21 GMT Coordenadas: 13.32°N 89.39°O Profundidad: 73.0 km	CIG	2
10 de Octubre de 1986	$M_w = 5.7^b$	Hora: 17:49 GMT Coordenadas: 13.67°N 89.20°O Profundidad: 8.0 km	CIG	6
13 de Enero de 2001	$M_w = 7.6^c$	Hora: 17:33 GMT Coordenadas: 13.05°N 88.66°O Profundidad: 60.0 km	CIG UCA	30 36
13 de Febrero de 2001	$M_w = 6.6^d$	Hora: 14:22 GMT Coordenadas: 13.64°N 88.94°O Profundidad: 13.0 km	CIG UCA	21 18
17 de Febrero de 2001	$M_l = 5.1^e$	Hora: 20:25 GMT Coordenadas: 13.66°N 89.25°O Profundidad: 5.1 km	CIG	11
10 de Abril de 2017	$M_l = 4.8^f$	Hora: 17:54 GMT Coordenadas: 13.77°N 89.15°O Profundidad: 10 km	CIG	26

a: USGS

b: Resumen de corrección de acelerogramas (CIG, USGS) (1986-Octubre-27)

c: Resumen de corrección de acelerogramas (USGS) (2001-Agosto-21)

d: Resumen de corrección de acelerogramas (CIG) (2001-Junio-15)

e: Resumen de corrección de acelerogramas (CIG) (2001-Mayo-05)

f: MARN (2017)

3.3. PROCESAMIENTO DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS

Para los eventos en evaluación se contó con los registros acelerográficos corregidos de sus 3 componentes en formato de texto, de las cuales únicamente se utilizarán las componentes horizontales en esta investigación. Los archivos de la red del CIG se encuentran en unidades gal (cm/s^2) y los archivos de la red de la UCA en g. Tomando en cuenta la información mencionada previamente, fueron procesados un total de 150 registros acelerográficos mediante el software SeismoSignal versión 2018 de la empresa SeismoSoft. El procesamiento de cada registro y sus 2 componentes horizontales implicó la identificación de los registros con aceleraciones corregidas y sistemas de unidades, identificación de pasos de tiempo y direcciones ortogonales, además del ordenamiento de datos.

Los resultados obtenidos del procesamiento de los registros acelerográficos para las dos componentes horizontales fueron los Espectros de Respuesta, tomando en consideración un amortiguamiento del 5% para su elaboración. Dichos resultados se presentan en la Figura 3.2 hasta la Figura 3.9, en las cuales se aprecian los espectros de respuesta de las componentes horizontales para cada evento, tomando en cuenta que las componentes son orientadas Norte-Sur (N-S) y Este-Oeste (E-W).

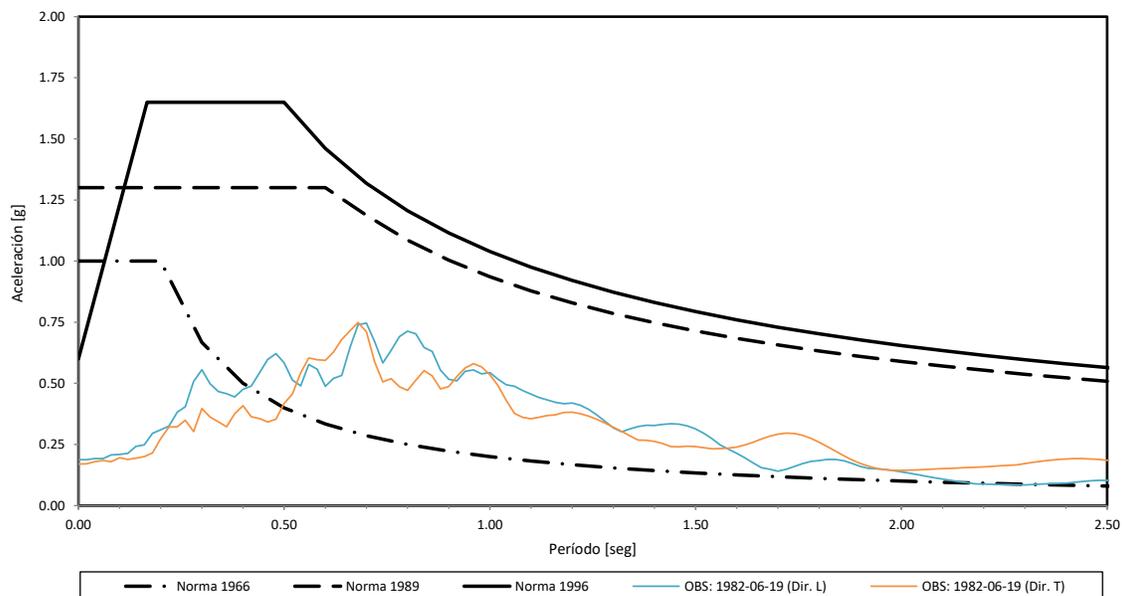


Figura 3.2 Espectros de respuesta elásticos (5% de amortiguamiento) - (CIG) 19-06-1982.

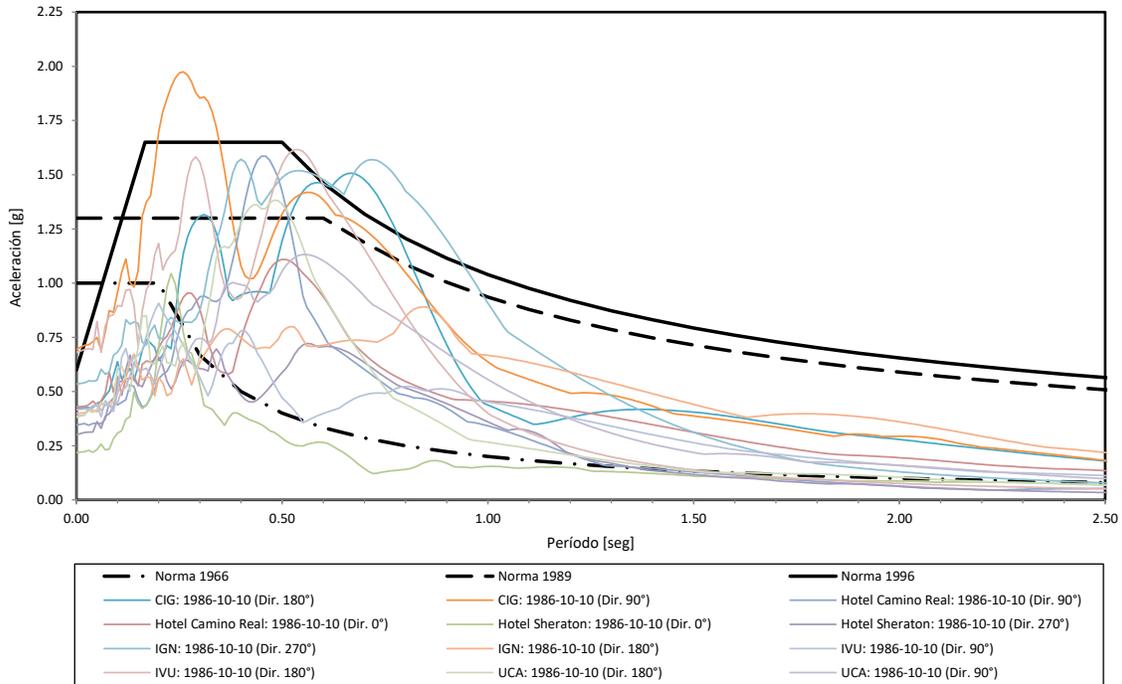


Figura 3.3 Espectros de respuesta elásticos (5% de amortiguamiento) - (CIG) 10-10-1986.

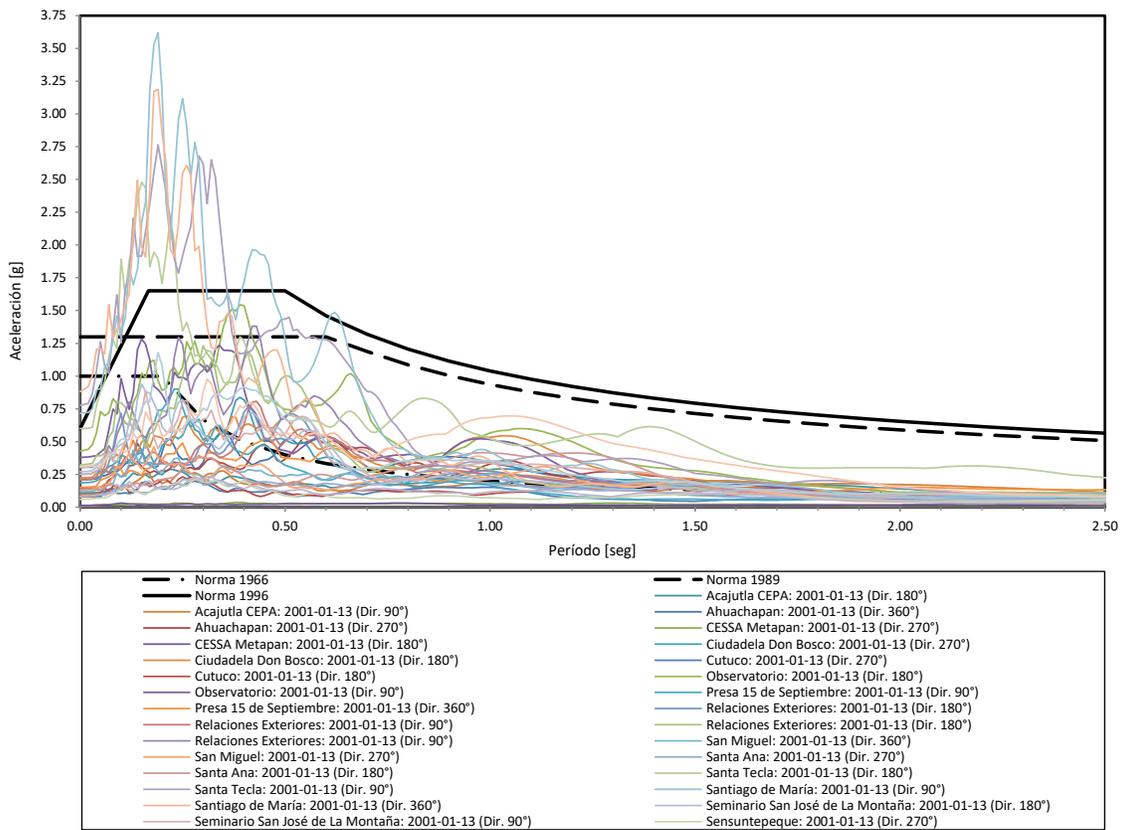


Figura 3.4 Espectros de respuesta elásticos (5% de amortiguamiento) - (CIG) 13-01-2001.

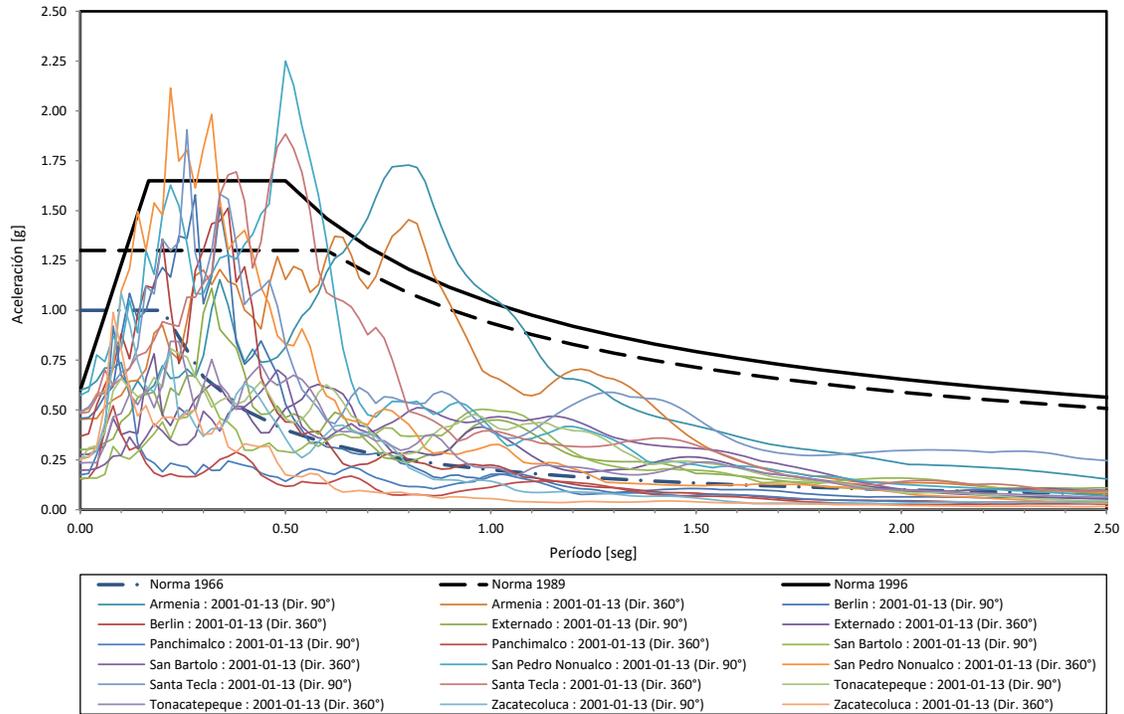


Figura 3.5 Espectros de respuesta elástica (5% de amortiguamiento) - (UCA) 13-01-2001.

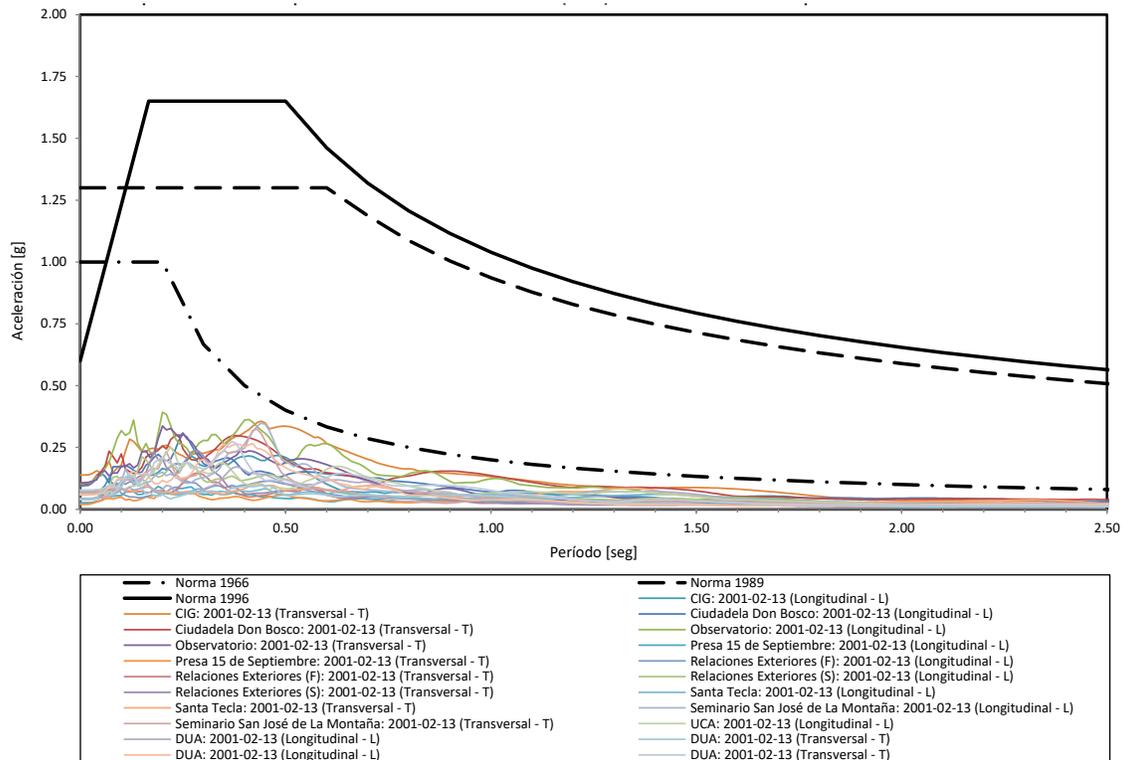


Figura 3.6 Espectros de respuesta elástica (5% de amortiguamiento) - (CIG) 13-02-2001

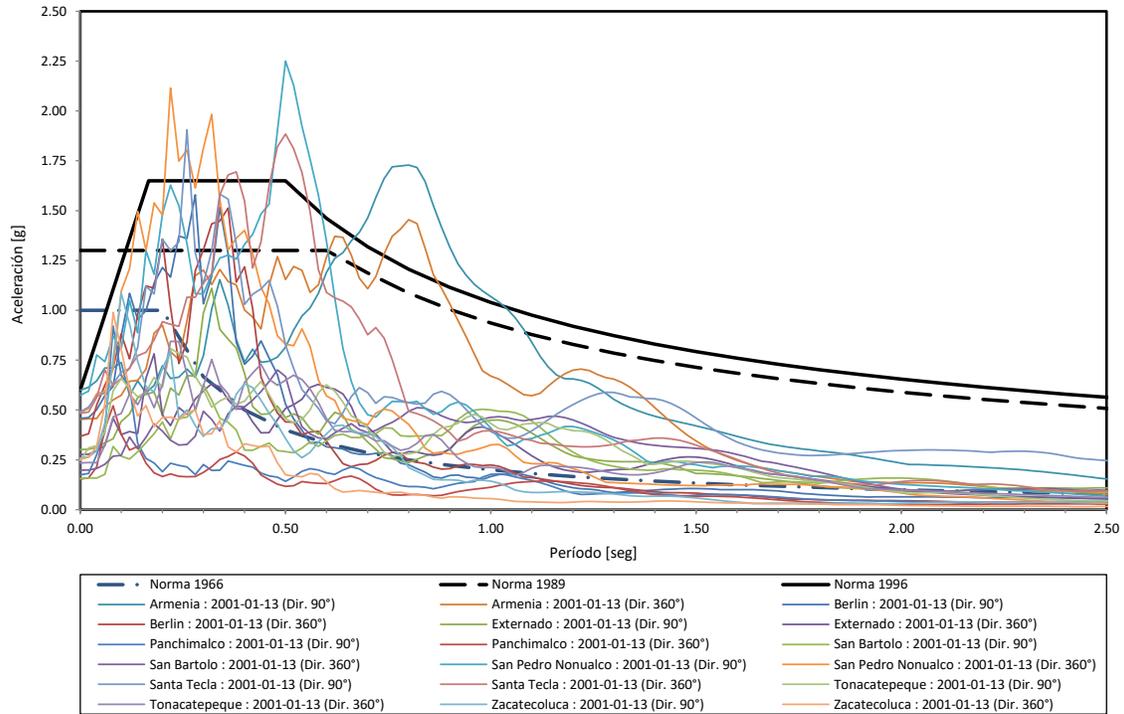


Figura 3.7 Espectros de respuesta elásticos (5% de amortiguamiento) - (UCA) 13-02-2001

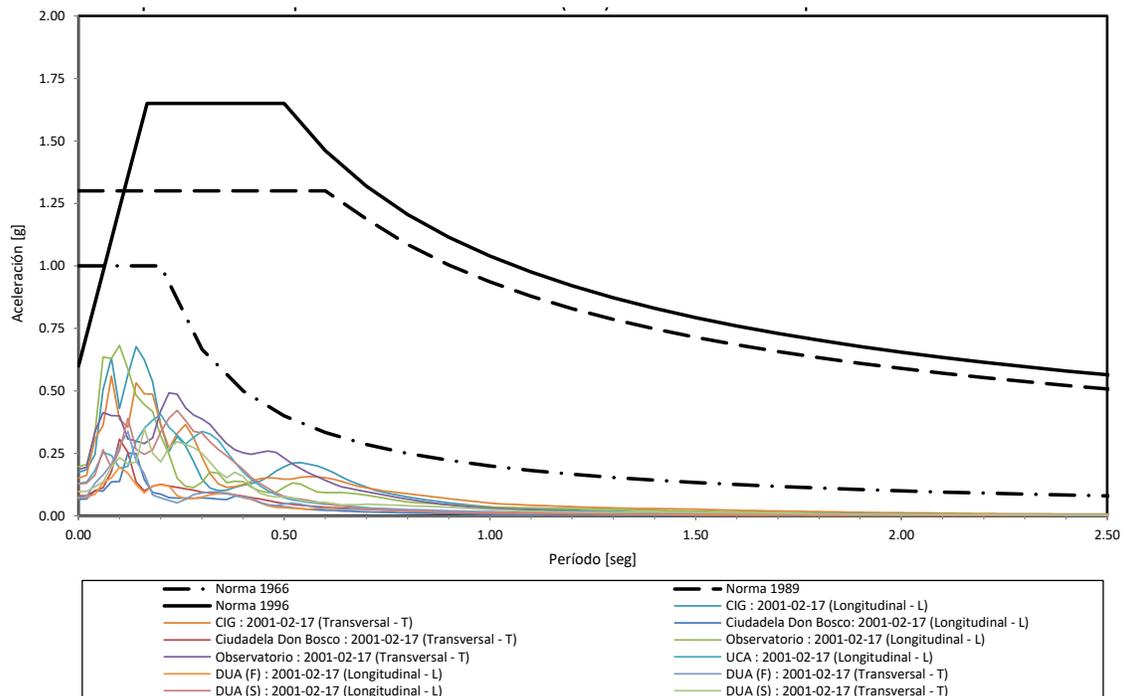


Figura 3.8 Espectros de respuesta elásticos (5% de amortiguamiento) - (CIG) 17-02-2001

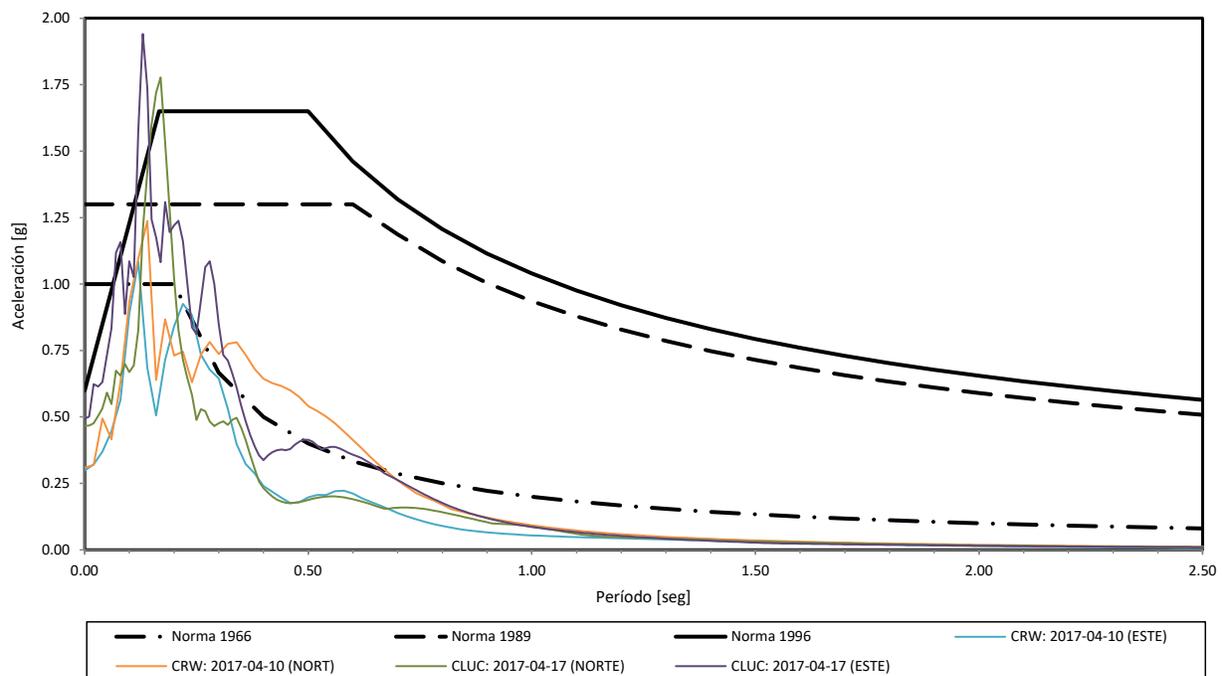


Figura 3.9 Espectros de respuesta elásticos (5% de amortiguamiento) - (CIG) 10-04-2017

3.4. SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS

Una vez obtenidos los espectros de respuesta elásticos, se busca determinar los 22 registros que posean la mayor aceleración espectral cercana a los periodos típicos de los arquetipos de viviendas de mampostería de un nivel, las cuales poseen un periodo cercano a 0.2s. Tales señales, haciendo uso de sus espectros de respuesta, serán utilizadas para la evaluación del desempeño de las estructuras seleccionadas y la obtención de sus curvas de fragilidad.

La Tabla 3.4 muestra un resumen de los principales parámetros de interés para cada evento. La escala de colores ayuda a identificar los mayores valores obtenidos en cada evento.

Los registros seleccionados se muestran en la Tabla 3.5 y Figura 3.10. En los capítulos posteriores, los espectros de respuesta seleccionados serán llamados a través de un número correlativo y cuya nomenclatura se presenta en la tabla antes mencionada.

Tabla 3.4 Parámetros sísmicos de los eventos en evaluación.

Red	Evento	Estación	Dirección:				Dirección:			
			Horizontal 1		Horizontal 2		Horizontal 1		Horizontal 2	
			PGA [cm/seg ²]	Intensidad de Arias [m/seg]	Aceleración máxima espectral [g]	Periodo pred. [seg]	PGA [cm/seg ²]	Intensidad de Arias [m/seg]	Aceleración máxima espectral [g]	Periodo pred. [seg]
Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	19-Jun-82	Observatorio	183.8	1.98	0.75	0.79	166.7	1.46	0.75	0.68
	10-Oct-86	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas	411.7	1.69	1.51	0.66	-680.8	2.49	1.98	0.26
		Hotel Camino Real	338.7	0.98	1.59	0.46	421.1	0.89	1.11	0.50
		Hotel Sheraton	213.9	0.36	1.04	0.24	295.6	0.58	0.72	0.56
		IGN - Instituto Geográfico Nacional	-524.5	2.25	1.57	0.40	391.7	1.09	0.89	0.84
		IVU - Instituto de Vivienda Urbana	379.8	0.69	0.91	0.20	667.8	1.73	1.62	0.54
		UCA - Universidad UCA	-374.1	1.26	1.38	0.48	408.8	1.22	1.13	0.56
	13-Jan-01	Acajutla CEPA	-106.0	0.25	0.29	1.04	95.9	0.23	0.28	0.34
		Ahuachapan	-210.0	0.62	0.59	0.36	-143.0	0.61	0.57	0.56
		CESSA Metapan	-12.4	0.00	0.04	0.38	-13.6	0.00	0.03	0.10
		Ciudadela Don Bosco	-245.0	0.81	0.84	0.40	-221.0	1.18	0.70	0.26
		Cutuco	77.7	0.12	0.20	0.28	-76.3	0.15	0.23	0.26
		Observatorio	419.5	3.85	1.54	0.40	-372.0	2.51	1.28	0.16
		Presas 15 de Septiembre	-183.0	0.70	0.90	0.24	149.0	0.49	0.53	0.46
		Relaciones Exteriores (F)	204.0	0.76	0.77	0.42	205.0	0.68	0.81	0.42
		Relaciones Exteriores (S)	317.1	2.14	1.23	0.30	-298.0	1.91	1.38	0.42
		San Miguel	118.0	0.53	0.43	0.24	133.0	0.56	0.46	0.18
		Santa Ana	-83.6	0.15	0.29	0.86	-133.0	0.28	0.42	0.98
		Santa Tecla	-587.7	6.35	2.48	0.16	761.0	7.72	2.76	0.32
		Santiago de María	-702.0	11.75	3.62	0.10	-864.0	9.63	3.19	0.18
Seminario San José de La Montaña		267.0	1.14	0.94	0.16	247.0	1.12	0.89	0.16	
Sensuntepeque	-59.6	0.13	0.21	0.28	80.6	0.16	0.23	0.32		
Viveros de DUA	-301.0	0.93	1.18	0.20	-305.5	0.92	0.98	0.32		
13-Feb-01	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas	69.1	0.05	0.22	0.48	-135.3	0.15	0.36	0.44	
	Ciudadela Don Bosco	92.1	0.09	0.30	0.26	-98.1	0.13	0.30	0.24	
	Observatorio	-101.9	0.20	0.39	0.20	104.7	0.14	0.34	0.20	
	Presas 15 de Septiembre	25.9	0.01	0.09	0.26	19.2	0.01	0.07	0.20	
	Relaciones Exteriores (F)	41.9	0.02	0.11	0.46	-41.9	0.02	0.15	0.28	
	Relaciones Exteriores (S)	-62.3	0.05	0.21	0.16	57.1	0.05	0.24	0.28	
	Santa Tecla	-40.8	0.03	0.13	0.12	37.8	0.03	0.11	0.44	
	Seminario San José de La Montaña	69.9	0.07	0.35	0.44	64.1	0.06	0.32	0.42	
	UCA - Universidad UCA	57.4	0.06	0.25	0.22	-	-	-	-	
	Viveros de DUA (F)	38.8	0.03	0.17	0.38	40.3	0.02	0.14	0.12	
Viveros de DUA (S)	58.2	0.08	0.27	0.42	-75.8	0.07	0.27	0.38		
17-Feb-01	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas	170.9	0.12	0.68	0.14	-147.8	0.10	0.56	0.08	
	Ciudadela Don Bosco	64.4	0.01	0.25	0.12	78.3	0.02	0.31	0.10	
	Observatorio	-192.3	0.18	0.68	0.10	182.4	0.16	0.49	0.22	
	UCA - Universidad UCA	-127.3	0.07	0.41	0.20	-	-	-	-	
	Viveros de DUA (F)	69.7	0.02	0.19	0.10	72.7	0.03	0.34	0.12	
Viveros de DUA (S)	-124.9	0.07	0.42	0.24	95.2	0.05	0.35	0.16		
10-Apr-17	Club Campestre	458.0	0.60	1.72	0.16	484.0	0.92	1.74	0.14	
	Hotel Crown Plaza	292.3	0.41	1.08	0.12	303.1	0.51	1.24	0.14	
Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA)	13-Jan-01	Armenia	587.8	3.55	1.73	0.72	-444.8	4.15	1.45	0.64
		Berlin	-449.5	2.94	1.58	0.29	-361.3	3.60	1.51	0.29
		Externado	-295.0	1.15	1.11	0.50	272.0	1.05	0.78	0.50
		Panchimalco	-172.3	0.55	0.92	0.22	-149.9	0.26	0.52	0.30
		San Bartolo	-153.4	0.86	0.63	0.77	194.8	1.00	0.70	0.81
		San Pedro Nonualco	563.2	5.85	2.25	0.43	-478.3	6.92	2.12	0.31
		Santa Tecla	481.1	3.16	1.91	0.55	475.0	3.44	1.88	0.51
		Tonacatepeque	-242.0	1.82	0.81	0.48	-229.5	1.69	0.84	0.43
	Zacatecoluca	-254.8	1.64	1.09	0.24	247.7	1.43	0.99	0.16	
	13-Feb-01	Armenia	-28.1	0.03	0.09	0.44	25.8	0.02	0.11	0.25
		Berlin	31.4	0.04	0.15	0.77	-69.0	0.11	0.24	0.58
		Externado	121.3	0.19	0.44	0.56	-50.9	0.04	0.13	0.38
		Panchimalco	181.1	0.17	0.46	0.24	43.6	0.03	0.15	0.24
		San Bartolo	104.2	0.34	0.37	0.96	120.5	0.19	0.35	0.47
Santa Tecla		46.5	0.04	0.16	0.85	-22.4	0.01	0.06	0.61	
Tonacatepeque	-338.1	1.60	0.98	0.52	-234.6	0.74	0.61	0.30		
Zacatecoluca	-400.3	1.18	0.99	0.33	255.1	0.89	1.09	0.21		

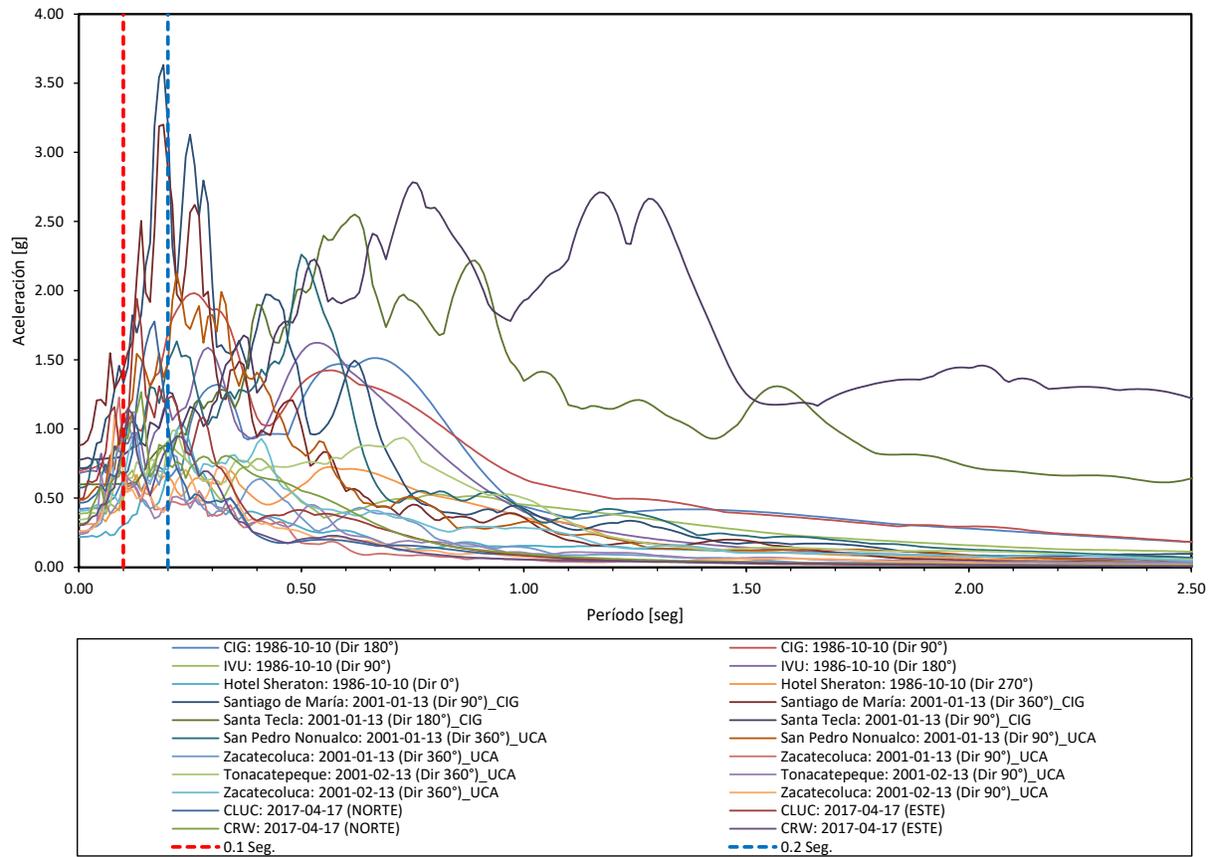


Figura 3.10 Espectros de los registros seleccionados y rango de periodos de las estructuras seleccionadas

Tabla 3.5 Nomenclatura de espectros de respuesta seleccionados

Correlativo	Nombre del registro
SISMO 1	CIG: 1986-10-10 (Dir 180°)
SISMO 2	CIG: 1986-10-10 (Dir 90°)
SISMO 3	IVU: 1986-10-10 (Dir 90°)
SISMO 4	IVU: 1986-10-10 (Dir 180°)
SISMO 5	Hotel Sheraton: 1986-10-10 (Dir 0°)
SISMO 6	Hotel Sheraton: 1986-10-10 (Dir 270°)
SISMO 7	Santiago de María: 2001-01-13 (Dir 90°)_CIG
SISMO 8	Santiago de María: 2001-01-13 (Dir 360°)_CIG
SISMO 9	Santa Tecla: 2001-01-13 (Dir 180°)_CIG
SISMO 10	Santa Tecla: 2001-01-13 (Dir 90°)_CIG
SISMO 11	San Pedro Nonualco: 2001-01-13 (Dir 360°)_UCA
SISMO 12	San Pedro Nonualco: 2001-01-13 (Dir 90°)_UCA
SISMO 13	Zacatecoluca: 2001-01-13 (Dir 360°)_UCA
SISMO 14	Zacatecoluca: 2001-01-13 (Dir 90°)_UCA
SISMO 15	Tonacatepeque: 2001-02-13 (Dir 360°)_UCA
SISMO 16	Tonacatepeque: 2001-02-13 (Dir 90°)_UCA
SISMO 17	Zacatecoluca: 2001-02-13 (Dir 360°)_UCA
SISMO 18	Zacatecoluca: 2001-02-13 (Dir 90°)_UCA
SISMO 19	CLUC: 2017-04-17 (NORTE)
SISMO 20	CLUC: 2017-04-17 (ESTE)
SISMO 21	CRW: 2017-04-17 (NORTE)
SISMO 22	CRW: 2017-04-17 (ESTE)

4. MODELOS MATEMÁTICOS DE ANÁLISIS.

4.1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo describe el software seleccionado y los principios básicos que utiliza para realizar el análisis PUSHOVER y generar los modelos matemáticos. En primera instancia se hace una breve descripción del software; se presenta la teoría en que se basa para realizar la modelación de mampostería y los parámetros de entrada para el modelo, materiales y análisis. Finalmente, se presentan los modelos de viviendas por analizar.

4.1.1. Descripción de la herramienta de análisis

El software seleccionado para realizar los modelos de las viviendas de mampostería y su análisis estático no lineal fue 3MURI. Este programa se especializa en el análisis y modelación de estructuras de mampostería y fue desarrollado por S.T.A. DATA y un grupo de investigación conformado por Sergio Lagomarsino, Andrea Penna, Alessandro Galasco y Serena Cattari (<http://www.3muri.com/en/3muri-descrizione-generale/>).

4.1.2. Modelo del marco equivalente

El software 3MURI realiza el modelo matemático de las estructuras de mampostería con el método del marco equivalente. Este método consiste en dividir la pared en elementos verticales (piers), principalmente responsables de soportar las cargas de gravedad y sísmicas, y elementos de conexión (spandrels). Estos últimos, además de soportar las cargas de gravedad, tienen la función de conectar los elementos verticales, afectando sus condiciones de borde (Lagomarsino, 2013). El programa 3MURI identifica primeramente los elementos verticales y horizontales en la pared; posteriormente, asigna nodos rígidos cuya geometría depende del paso anterior. Este procedimiento es repetido para todas las paredes y en todos los niveles de la estructura.

En la figura 4.1 se puede observar un ejemplo de como el programa 3MURI define el marco equivalente en una pared. En naranja se identifican los elementos verticales (piers), en verde los horizontales (spandrels) y en celeste los nodos rígidos.

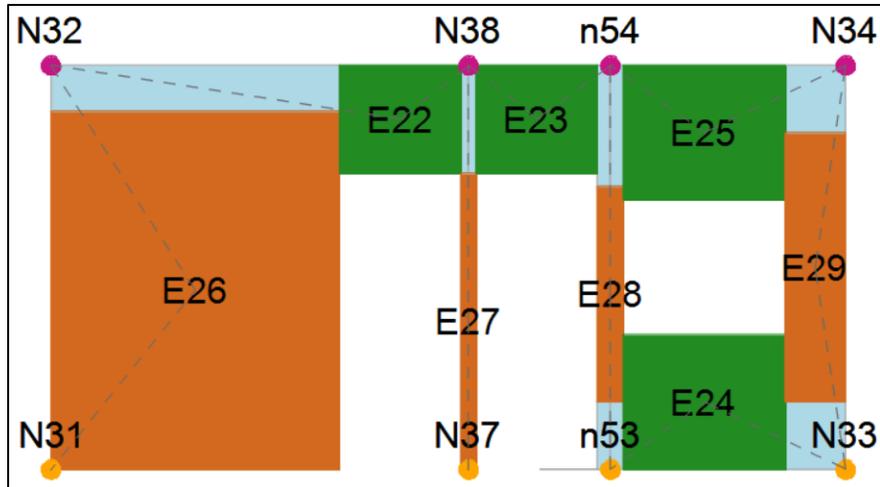


Figura 4.1 Pared con su marco equivalente definido.

4.1.3. Formulación del modelo 3D

Generados los marcos equivalentes en cada pared, el siguiente paso es realizar el modelo 3D de la estructura. De acuerdo a Lagomarsino (2013), la formulación del modelo 3D se basa en las siguientes asunciones:

- El sistema estructural de la edificación son las paredes y los diafragmas (de techo o piso).
- Las paredes son los elementos que resisten las cargas gravitacionales y sísmicas. Los diafragmas son los elementos responsables de distribuir las cargas horizontales a las paredes.
- Los comportamientos de flexión de los diafragmas y fuera de plano de las paredes son omitidos ya que se asume que su contribución no es significativa en la respuesta total de la estructura.

Lo anterior significa que el marco equivalente formado en la pared actúa únicamente en su plano fuerte y por lo tanto, los nodos internos generados no tienen grados de libertad perpendiculares a este plano.

El programa realiza el modelo 3D asumiendo uniones perfectas en las intersecciones de paredes (Lagomarsino, 2013). En dichos lugares se generan nodos 3D, con 5 grados de libertad. Estos 5 grados de libertad se refieren a desplazamientos en los 3 ejes globales y 2 giros, omitiéndose el giro asociado al eje Z, según se aprecia en la figura 4.2. Lo mencionado anteriormente es el procedimiento para generar el modelo 3D.

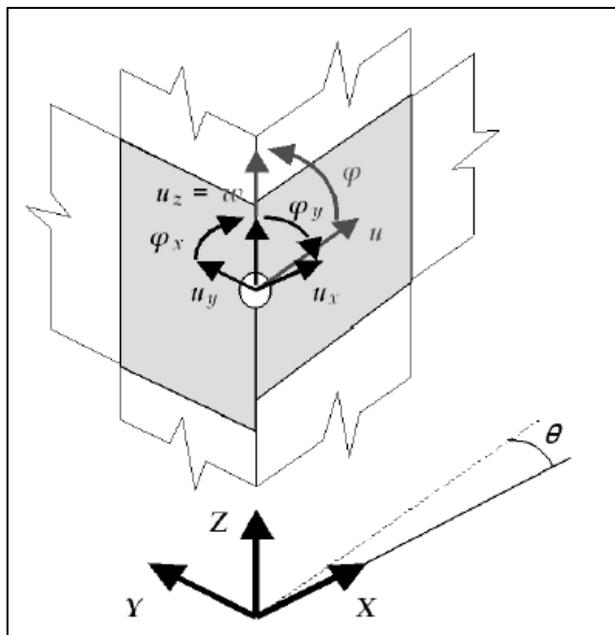


Figura 4.2 Esquema de los grados de libertad de los nodos 3D. Tomado del Manual técnico de 3MURI.

4.1.4. Comportamiento de los elementos de mampostería

De acuerdo al Manual Técnico de 3MURI 12.1.1 el comportamiento elástico de los elementos de mampostería es definido con la siguiente matriz de rigidez, la cual está asociada a las acciones de nodo que se presentan en la figura 4.3.

$$K = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\varphi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\varphi)} & -\frac{12EJ}{h^3(1+\varphi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\varphi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\varphi)} & 0 & \frac{EJ(4+\varphi)}{h(1+\varphi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\varphi)} & 0 & \frac{EJ(2-\varphi)}{h(1+\varphi)} \\ \frac{12EJ}{h^3(1+\varphi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\varphi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\varphi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\varphi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\varphi)} & 0 & \frac{EJ(2-\varphi)}{h(1+\varphi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\varphi)} & 0 & \frac{EJ(4+\varphi)}{h(1+\varphi)} \end{bmatrix}$$

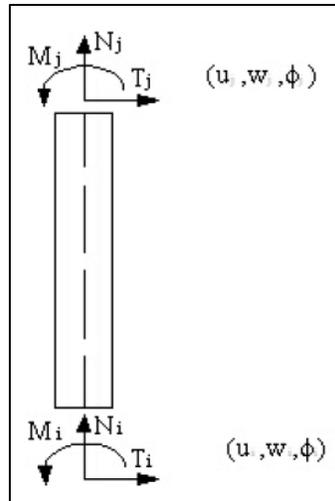


Figura 4.3 Acciones de nodo asociadas a la matriz de rigidez. Tomado del Manual técnico de 3MURI.

Los elementos de mampostería incurren en el rango inelástico al exceder un valor máximo de resistencia. Se calculan 3 valores de resistencia utilizando los siguientes criterios de falla: falla por deslizamiento, falla por corte diagonal y falla por flexión; el valor máximo a resistencia será el mínimo de los 3 valores calculados con dichos criterios. 3MURI toma el régimen inelástico de la mampostería como perfectamente plástico, es decir, que no es necesario un incremento de fuerza para provocar deformaciones adicionales. En la figura 4.4 se presenta el comportamiento total de los elementos de la mampostería en el programa 3MURI.

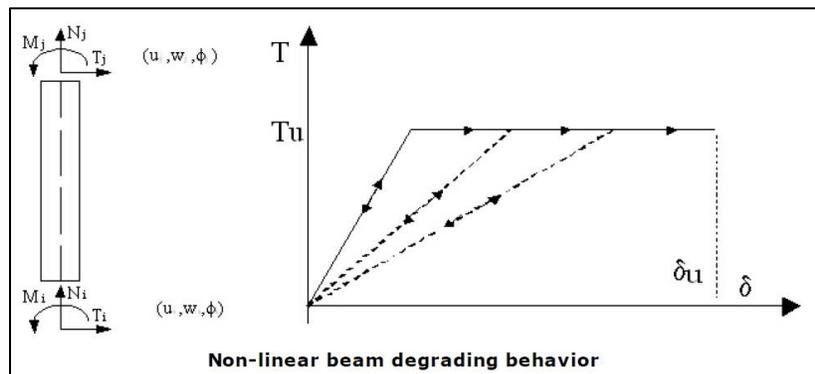


Figura 4.4 Comportamiento inelástico de los elementos de mampostería. Tomado del Manual técnico de 3MURI.

4.1.5. Parámetros de entrada para la modelación

En la modelación de una vivienda en el programa 3MURI, después de determinada la geometría de los elementos estructurales, se debe definir las propiedades de los materiales que los componen, paso clave para lograr resultados coherentes. Dichos parámetros se mencionan a continuación:

a) Propiedades de la mampostería

3MURi permite definir las siguientes propiedades para la mampostería:

- E Módulo de elasticidad.
- G Módulo de rigidez.
- w Peso específico de la mampostería.
- f_m Resistencia a compresión promedio.
- F_{vm0} Resistencia al cortante promedio de la mampostería sin efecto de la carga axial (Morh-Coulumb).
- f_{vlim} Límite de la resistencia al cortante (Morh-Coulumb).
- τ Resistencia a cortante (Turnsek-Cacovic)
- f_k Resistencia a compresión característica.
- γ_m Factor de seguridad del material.
- FC Factor de confianza.

El programa permite definir si se trabajará con la rigidez agrietada o no. Adicionalmente, presenta opciones para definir la ley constitutiva para la resistencia a cortante de la mampostería. De acuerdo al manual técnico de 3muri (versión 10.0.0.0) se debe elegir la ley de Morh-Coulumb para paredes nuevas y Turnsek-Cacovic para paredes existentes.

b) Propiedades del acero de refuerzo

Los parámetros para definir el acero de refuerzo en 3MURI son los siguientes:

- E Módulo de elasticidad.
- G Módulo de rigidez.
- w Peso específico del acero de refuerzo.
- f_{ym} Resistencia a compresión promedio.
- f_{yk} Resistencia al cortante promedio.
- γ_m Factor de seguridad del material.
- FC Factor de confianza.

c) Definición de acero de refuerzo

Los parámetros para definir el acero de refuerzo de una pared son los siguientes:

- ❖ Refuerzo vertical en el extremo de la pared
 - Área de refuerzo en los extremos de la pared
 - Distancia del extremo de la pared al acero de refuerzo de extremo

- ❖ Refuerzo vertical en el resto de la pared
 - Área de acero de refuerzo vertical
 - Separación entre las varillas de refuerzo vertical

- ❖ Refuerzo transversal
 - Área de acero de refuerzo horizontal
 - Separación entre las varillas de refuerzo horizontal

4.1.6. Análisis sísmico

El programa 3MURI es capaz de realizar la evaluación sísmica de las estructuras de mampostería a través de un análisis estático no lineal (PUSHOVER). Dicho análisis busca determinar la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento del nodo de control (Chopra y Goel, 2001) y esta es presentada en una curva conocida como curva de capacidad o curva PUSHOVER.

El análisis se realiza aplicando cargas laterales incrementales a la estructura en un patrón determinado. En 3MURI, este patrón puede ser proporcional a las masas de entrepiso o siguiendo el primer modo de vibración (Manual Técnico de 3MURI).

Para la evaluación de la estructura, un punto de desempeño es calculado utilizando la demanda sísmica. Esta última se define a través de ciertos parámetros que definen un espectro de respuesta.

4.2. MODELACIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA

El propósito del presente apartado es ilustrar el procedimiento para la modelación y análisis de las viviendas de mampostería descritas en el capítulo 2. Se describe el procedimiento seguido para definir su geometría, las propiedades de sus materiales, el análisis PUSHOVER y los resultados de este.

4.2.1. Definición de parámetros de inicio

Al iniciar un nuevo modelo en el programa 3MURI, este pedirá la definición de la condición de la estructura (nueva o existente) y el código que se utilizará para su verificación sísmica. Para la modelación de las viviendas, se seleccionaron los parámetros de existente y el EUROCODIGO para su verificación. Dichos parámetros pueden ser cambiados en la opción de MODEL PARAMETERS en el menú de TOOLS.

4.2.2. Definición de la geometría del modelo

3MURI posee una herramienta para insertar archivos DXF como plantilla, tal como se muestra en la figura 4.5

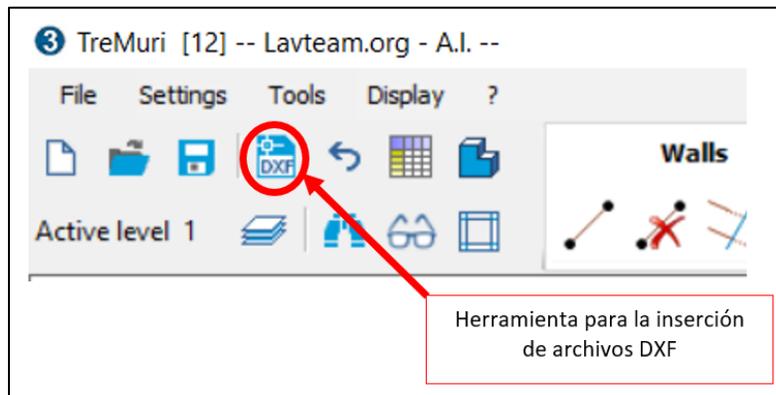


Figura 4.5 Herramienta en el menú de 3MURI para insertar plantillas DXF.

Insertado la vista en planta de la vivienda se procede a definir la locación de las paredes para el modelo. Al realizar esto, el programa genera automáticamente los nodos en las esquinas e intersecciones de pared como se puede apreciar en la figura 4.6

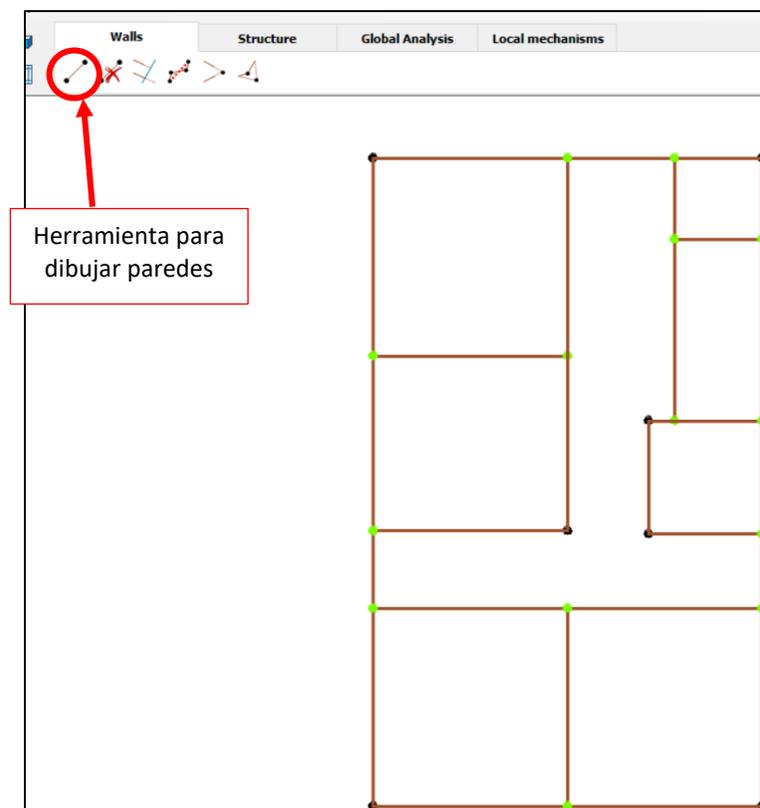


Figura 4.6 Modelación de las paredes en 3MURI.

4.2.3. Definición de materiales

El modelo presentado en la figura anterior posee únicamente información sobre la ubicación de las paredes y los nodos de extremo. Para asignarles propiedades es necesario definir un material de mampostería nuevo de acuerdo con los parámetros de entrada mencionados en el apartado 4.1.5.

- **Mampostería reforzada**

Para definir cualquier material se usa la herramienta “**Materials**”, en el menú “**Structure**”. Para el caso de la mampostería formada por bloques de concreto, se asignó un material con el nombre de “BLOQUE DE CONCRETO” y sus propiedades se presentan en la Figura 4.7 Propiedades de la mampostería reforzada. Los valores utilizados en las propiedades del bloque de concreto son puramente ilustrativos.

The screenshot shows the 'Material properties' dialog box for a masonry material named 'BLOQUE DE CONCRETO'. The dialog is divided into several sections:

- Type:** Masonry
- Name:** BLOQUE DE CONCRETO
- Material colour:** A grey color swatch.
- Texture:** A dark grey texture swatch.
- The material's condition:** Radio buttons for 'Existing' (selected) and 'New'.
- Cracked stiffness:** Checked checkbox.
- User defined:** Checked checkbox.
- Constitutive law:** A dropdown menu showing 'Turnsek/Cacovic'.
- Properties Table:**

E [N/mm ²]	6384
G [N/mm ²]	2554
w [kN/m ³]	18
f _m [N/cm ²]	782.8
τ [N/cm ²]	28
f _k [N/cm ²]	547.9
FC	1
γ _m	3
Drift Shear	0.004
Drift Compression-b...	0.006
- Description:** An empty text field.
- Library:** Project
- Buttons:** Code (with a book icon), OK, Cancel, and a help icon (question mark).

Figura 4.7 Propiedades de la mampostería reforzada

Con la misma herramienta “**Materials**” se puede definir las barras de acero de refuerzo. En la Figura 4.8 se muestra la creación del acero Grado 40 en las unidades que el programa las requiere.

Material properties

Type: **Rebar steel grades**

Name: GRADO40

Material colour: [Blue swatch]

Texture: [Grey swatch]

The material's condition: Existing New

E [N/mm2]	199143
G [N/mm2]	79657.2
w [kN/m3]	79
fym [N/mm2]	302.2
fyk [N/mm2]	274.7
vs	1.15

Description: EN 1992-1-1:2005

Library: Project

Buttons: OK, Cancel, ?

Figura 4.8 Propiedades del Acero Grado 40

La asignación de estos materiales a las paredes del modelo se realiza con la herramienta “**Define characteristics**” ubicado siempre en el menú de “**Structure**”. Allí se inserta el tipo de mampostería a ser usada y el tipo de reforzamiento, Figura 4.9.

Define characteristics

Modify

Masonry panel | Masonry panel + R.C. tie beam | Masonry panel + steel/wooden beam | Masonry panel + tie rod

R.C. wall | R.C. beam | Steel/wooden beam | Tie rod | No definition

Masonry panel

Elevation: 300 [cm]

Height: 352 [cm]

Thickness: 15.0 [cm]

Static verifications

Eccentricity: 0.0 [cm] Subjected to wind loading

Material: BLOQUE DE CONCRETO

Reinforced masonry/Reinforcement

PARED REFORZADA

Under / Over the window

Under window

Thickness: 15.0 [cm]

Mamp. A3 - GRUPO ROBLE

Above window

Thickness: 15.0 [cm]

Mamp. A3 - GRUPO ROBLE

Do not join meshing

Do not apply floor loads Foundation

Foundation characteristics

Buttons: OK, Cancel, ?

Figura 4.9 Definición de las características del elemento pared

Dentro de esa herramienta, en “Reinforced masonry/Reinforced”, se establece la distribución y cantidad del acero de refuerzo. La Figura 4.10 presenta los parámetros de entrada para la definición de este arreglo. Con esto queda modelado por completo el acero de refuerzo, tanto en sus propiedades mecánicas como geométricas en la distribución del refuerzo interno.

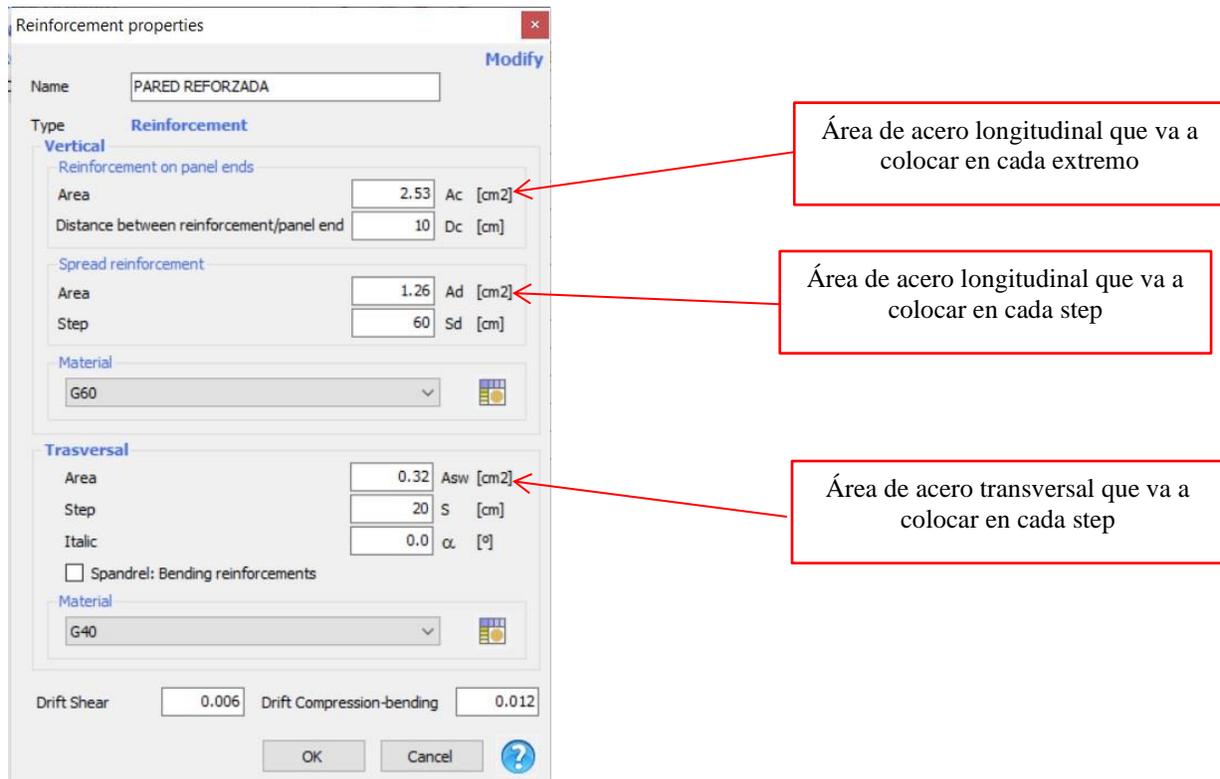


Figura 4.10 Parámetros para la definición de la distribución de acero de refuerzo.

- **Mampostería confinada**

El procedimiento para definir el material de relleno de la mampostería confinada es similar al que se hace como en el caso anterior, en este ejemplo se ha asignado el nombre “BLOQUE DE BARRO” y sus propiedades se presentan en la Figura 4.11, las cuales son puramente ilustrativas. La diferencia es que para esta tipología estructural existen componentes de concreto que deberán ser definidos, tanto el material, como los elementos que simularán las soleras y los nervios.

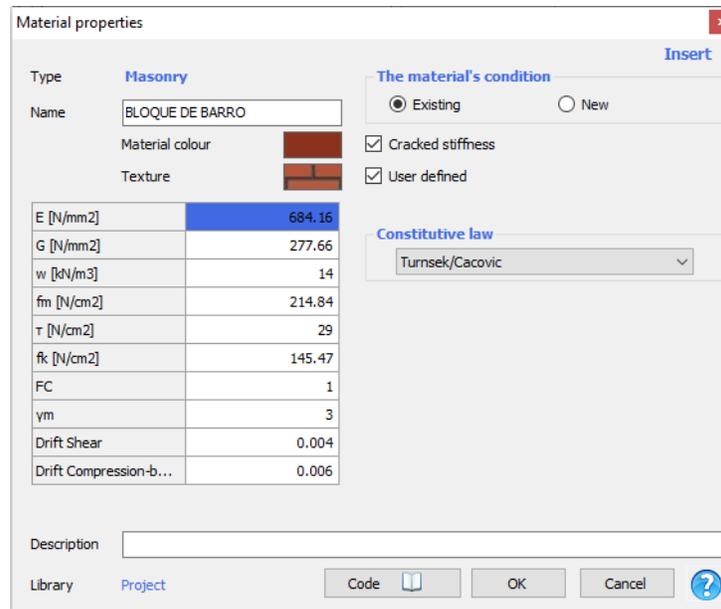


Figura 4.11 Propiedades de la mampostería confinada

Para la asignación de las propiedades del concreto de los elementos que lo poseerán, se emplea nuevamente la herramienta “**Materials**”, bajo el material “CONCRETE” se genera un nuevo tipo de concreto tal como se observa en la Figura 4.12.

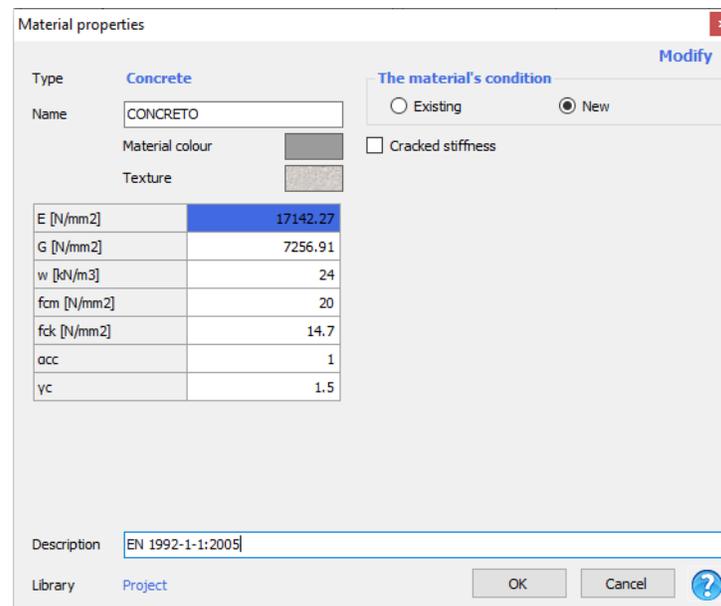


Figura 4.12 Propiedades del concreto

Para el modelado de las soleras de coronamiento se hace uso de la herramienta para la definición de paredes, localizada en “**Define characteristics**”, bajo la pestaña “*masonry panel + R.C tie beam*” que corresponde a la definición de paneles de mampostería con “viga de

amarre”, es decir, con solera de coronamiento, la definición de las características de estos paneles de mampostería se muestra en la Figura 4.13.

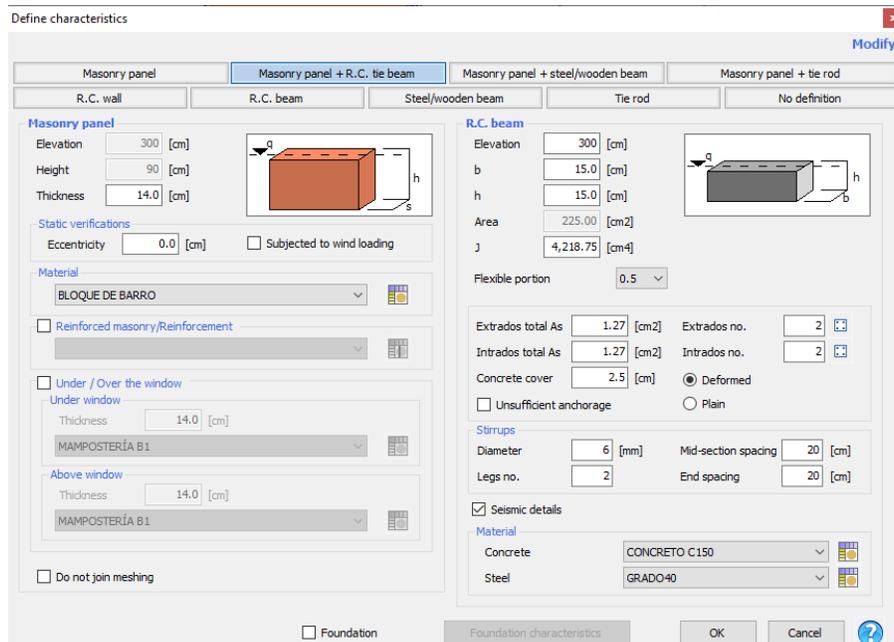


Figura 4.13 Definición de características de paneles de mampostería con solera de coronamiento

Como puede observarse con esta herramienta es posible definir características como el espesor de la pared y el material correspondiente, así como las características correspondientes a la solera de coronamiento, la geometría de ésta y el acero de refuerzo que la compone.

Por otra parte, para modelar las soleras intermedias se emplea la pestaña “R.C. beam”, contenido siempre en “Define characteristics” y cuya entrada de datos es similar a la sección RC beam mostrada en la Figura 4.13.

Para simular los nervios se usa la herramienta “Column” ubicada en el menú “Structure” y se puede seleccionar si será una columna de concreto, mampostería o acero/madera, Figura 4.14.

Figura 4.14 Definición de características de nervios

4.2.4. Definición de huecos de ventanas y puertas

La definición de huecos de ventana y puertas se puede realizar una vez todas las propiedades de las paredes han sido definidas (dimensiones y materiales). La herramienta “**Openings**” del menú “**Structure**” permite definir la geometría y ubicación de los huecos. La forma de modelado y medidas geométricas de ventanas y puertas se pueden observar en la Figura 4.15.

Figura 4.15 Definición de huecos en paredes

4.2.5. Definición de techo

El último paso para la definición del modelo matemático de la vivienda es la determinación del techo y su pendiente. En 3MURI, primeramente, se debe definir la altura de los nodos de esquina para la pendiente de techo. Esto se realiza con la herramienta “*Node elevation*” del submenú de “**Roof**”. Realizado esto, se debe asignar la opción de “*Eaves*” para generar los tramos adicionales de las paredes en donde se apoyará el techo. Dicha opción está disponible en “**Define characteristics**” una vez se ha ingresado al submenú de “**Roof**”.

Finalmente, el techo se traza con la herramienta “*Roof slope*” del submenú de “**Roof**”. Existen diferentes tipos de techo con los que se podría realizar el análisis, para los modelados de viviendas en esta investigación se ha utilizado el tipo de techo rígido.

Los techos en 3MURI se representan con rectángulos azules y la flecha su dirección de carga, para mostrar lo mencionado previamente se presenta el techo de la CASA 4 en la Figura 4.16.

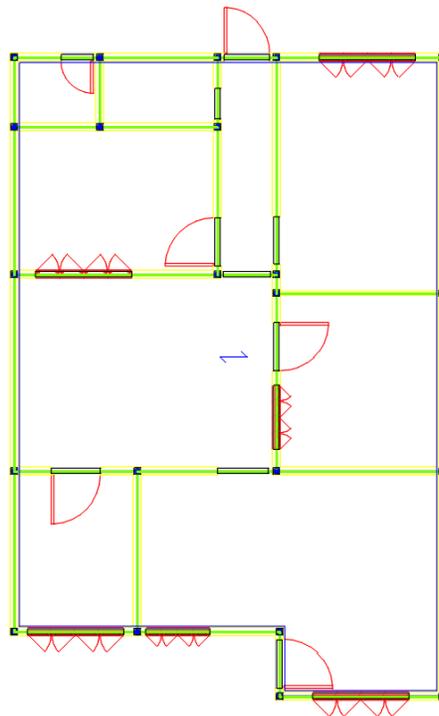


Figura 4.16. Modelo de CASA 4 con techo definido.

Una vez se le ha asignado el techo a la estructura, la vivienda ha sido ingresada al programa 3MURI satisfactoriamente.

4.2.6. Modelación de las cargas gravitacionales

En la Tabla 4.1 se muestra el resumen de la carga muerta que se considera actuante en el techo, cuyo valor es de 42 kgf/cm² igual a 41.10 daN/mm² (unidades requeridas por el 3MURI).

Tabla 4.1 Carga muerta en el techo

MATERIALES DEL TECHO	PESO SUPERFICIAL (kgf/m ²)
Polines	7
Duralita	15
Cielo falso e instalaciones eléctricas	20
Carga muerta totalizada	42

Con respecto a la carga viva para techos, si estos superan o no una pendiente máxima del 10%, la carga viva puede tener un valor de 20.00 kgf/cm² o 0 kgf/cm², sin embargo, 3MURI no permite cargas vivas iguales o menores a cero, por lo cual, siempre se usa el valor de 20.00 kgf/cm², el cual equivale a 19.62 daN/mm²

4.3. RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

En la Tabla 4.2 se muestran los parámetros de las propiedades usadas para los tipos de acero modelados; en tanto que en la Tabla 4.3 se encuentra similar información para el concreto estructural.

Tabla 4.2 Parámetros empleados en la modelación del acero de refuerzo

Calidad del acero	GRADO 40
E(N/mm ²)	199143.00
G(N/mm ²)	76593.00
w(kN/mm ²)	77.00
f _{ym} (N/mm ²)	323.00
f _{yk} (N/mm ²)	274.68
Y _s	1.15

Tabla 4.3 Parámetros empleados en la modelación del concreto

Calidad del concreto	Fc=210kg/cm ²
E(N/mm ²)	23422.00
G(N/mm ²)	9369.00
w(kN/mm ²)	22.00
f _{cm} (N/mm ²)	25.00
f _{ck} (N/mm ²)	20.6
α _{cc}	1
Y _c	1.5

5. CÁLCULO DE LA FRAGILIDAD Y LA VULNERABILIDAD.

5.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se explica los criterios que se han tomado para desarrollar las curvas de fragilidad como las curvas de vulnerabilidad. Se describirán los lineamientos seguidos para definir los umbrales de los estados de daño y se presentarán el resultado de los diferentes Análisis estáticos incrementales no lineales. No se omite manifestar que la información base para la creación de los modelos matemáticos, tales como propiedades de materiales, identificación del desarrollo daños en paredes y evaluación del desempeño de las mamposterías, entre otros parámetros, se obtuvo por medio de pruebas en especímenes de paredes, con cargas en su plano y fuera de su plano, en el Laboratorio de Estructuras Grandes (LEG) de la Universidad Centroamericana (UCA) proceso que duró al menos un año debido a los retrasos producidos por la Pandemia de COVID que nos azotó, a nivel mundial, entre el año 2020 y 2021. A esto se le debe agregar el tiempo que se empleó para el análisis computacional propiamente dicho.

5.2. DEFINICIÓN DEL PARÁMETRO INDICADOR DE DAÑO

Un buen número de procedimientos puede ser encontrado en la literatura para calcular los umbrales de los estados de daños de los Parámetros de demanda sísmica (Engineering Demand Parameters [EDPs] damage state thresholds), y desarrollar así las funciones de fragilidad y vulnerabilidad. Considerando el hecho de que los elementos estructurales, y principalmente la mampostería, son sensibles a los desplazamientos relativos producidos por la acción sísmica entre los diferentes niveles que componen una edificación, en particular se sugiere el uso de la deriva máxima de entrepiso (δ_{max}) como parámetro indicador de daño para la evaluación de la fragilidad de las estructuras bajo estudio. Este parámetro está asociado a las deformaciones inelásticas de los elementos que componen el sistema resistente a cargas laterales, y es un indicador visual de alarma entre las personas que hacen uso de las instalaciones; más aún, su uso resulta práctico para controlar la respuesta de las estructuras, ya que ha sido ampliamente adoptado en diversas normativas de diseño sismorresistente, claro ejemplo son las restricciones de deriva presentes en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador NTDS-97, lo cual facilita su interpretación por parte de ingenieros estructuristas y personal a cargo de construcciones.

En general, la deriva de un entrepiso i , δ_i , corresponde a la diferencia de desplazamientos horizontales totales de los pisos superior (Δ_i) e inferior (Δ_{i-1}) del entrepiso considerado. En la Figura 5.1 se ilustra la determinación de las derivas de entrepiso para un edificio de 5 niveles sometido a cargas laterales.

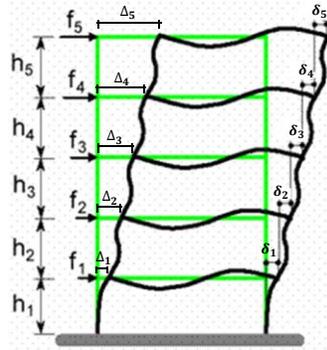


Figura 5.1 Esquema del cálculo de derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos de cada piso.

Dado que la altura de entrepiso de una estructura puede llegar a no ser constante (es usual que el primer nivel de algunas estructuras tenga una mayor altura que los pisos subsiguientes) se prefiere normalizar el resultado de la deriva de entrepiso dividiéndolo entre la altura del entrepiso considerado, obteniendo así un porcentaje de deriva que sirve como un parámetro de evaluación del daño mucho más conveniente, esto es:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i} \quad (5.1)$$

5.3. DEFINICIÓN DEL PARÁMETRO INDICADOR DE DAÑO

Dado que el parámetro indicador de daño elegido es la deriva de entrepiso, es necesario emplear una definición concordante para los umbrales de cada uno de los estados de daño que se considerarán para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras. Para este caso en particular se empleará aquella mostrada en Frankie et al (2013), **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

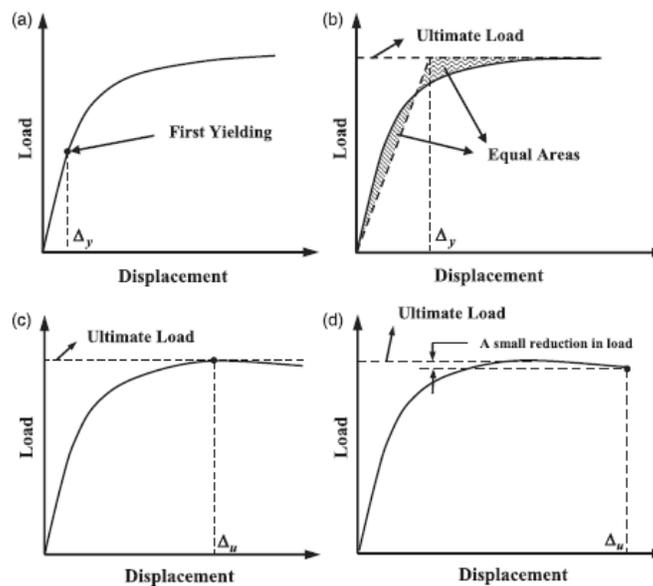


Figura 5.2 Definición de los indicadores de daño, basados en Park (1988). (a) Daño menor, (b) Daño moderado, (c) Daño extenso y (d) Daño completo. Tomado de Frankie et al. (2013).

En este procedimiento, y particularmente para el caso de los dos tipos de mampostería en estudio, sobre la curva de pushover del modelo, se considera que la división entre daño nulo y leve será asignada al desplazamiento en donde ocurra la primera grieta que se haya observado, el inicio del daño moderado será en donde ocurra la fluencia global, el desplazamiento en donde se registra el máximo cortante es la división entre daño moderado y extenso y en donde la curva cae en un 10% del cortante máximo se considera el parteaguas para el colapso, Figura 5.3.

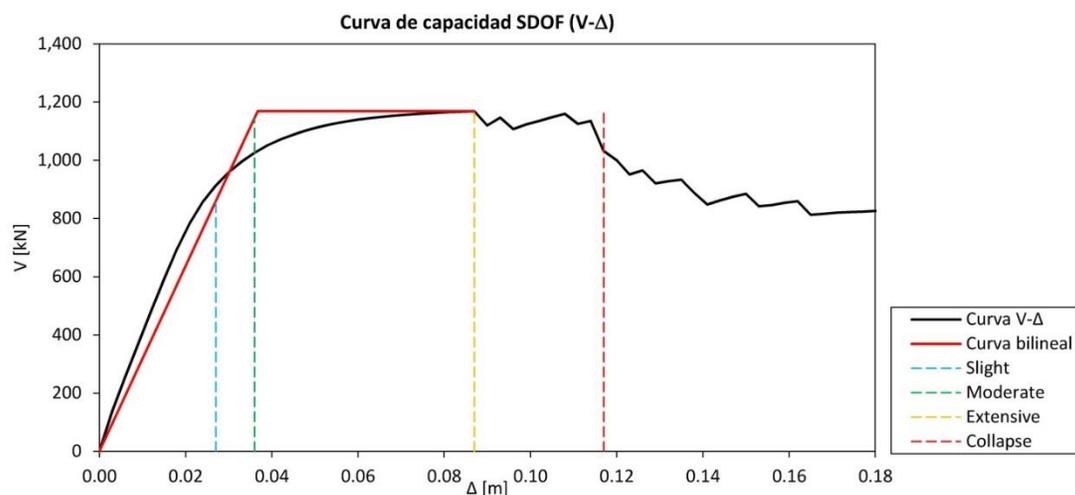


Figura 5.3 Ilustración de los umbrales de los estados de daño

5.3.1. Umbrales de daño para la MRI

A partir de las pruebas ejecutadas en los diferentes especímenes de paredes se han podido establecer las derivas correspondientes a los umbrales de los estados de daño, considerando la primera ocurrencia que suceda.

Tabla 5.1 Derivas de entrepiso para cada estado de daño para la MRI

ESTADO	DERIVA (%)	
	Espesor 10cm	Espesor 15cm
SLIGHT (DAÑO LEVE)	0.010 (1)	0.007 (2)
MODERATE (DAÑO MODERADO)	0.114 (1)	0.066 (2)
EXTENSIVE (DAÑO EXTENSO)	0.261 (1)	0.196 (2)
COLLAPSE (COLAPSO)	0.356 (1)	0.293 (2)

(1): Tomado de Merlos et al (2008)

(2): Tomado de Campaña actual 2021

5.3.2. Umbrales de daño para la MC

Similar procedimiento se ejecutó para la MC para obtener las derivas correspondientes a los umbrales de daño los cuales se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 5.2 Derivas de entrepiso para cada estado de daño para la MC

ESTADO	DERIVA (%)
SLIGHT (DAÑO LEVE)	0.031 (1)
MODERATE (DAÑO MODERADO)	0.195 (1)
EXTENSIVE (DAÑO EXTENSO)	0.387 (1)
COLLAPSE (COLAPSO)	0.468 (2)

(1): Tomado de Campaña actual 2021

(2): Este valor no fue alcanzado en los ensayos de modelos de la Campaña actual (2021), por lo que, se analizaron los resultados de los modelos de suelo-cemento de Méndez de Hasbún y Ramos Huevo (2013) como única información cercana disponible de pruebas. El valor de deriva obtenido, obedece al menor valor de deriva al colapso de todos los modelos de suelo cemento

5.4. NUBE DE PUNTOS DE DESEMPEÑO OBTENIDOS A PARTIR DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL INCREMENTAL

Se calculó la curva de capacidad, para cada modelo estructural, en la dirección más débil. Con tal curva y el espectro de uno de los sismos previamente seleccionados, presentados en el capítulo 3, se define un punto de desempeño haciendo uso del N2 Method. La intensidad del espectro se varía desde 0 hasta alcanzar el punto de colapso de la estructura, en incrementos de $0.05 Sa(T_1)$, lo que produce una curva de puntos de desempeño, correspondientes a cada aumento de intensidad del espectro seleccionado. Después, esta técnica se repite para los 21 espectros restantes, manteniendo siempre la curva de capacidad del modelo estructural inicial, lo que arrojará, en total, 22 curvas de puntos de desempeño para una sola estructura. Finalmente, tal proceso se repite para el resto de las viviendas de una misma tipología estructural obteniéndose 220 curvas y los datos necesarios para calcular las curvas de fragilidad y vulnerabilidad, Figura 5.4, Figura 5.5, Figura 5.6 y Figura 5.7.

Como se podrá entender, el ejecutar las anteriores operaciones involucra un gran trabajo computacional y humano. Esto se hace así para tomar en cuenta, en primer lugar, la aleatoriedad de la demanda, en términos de señales sísmicas, sobre las estructuras, y, en segundo lugar, la variabilidad de las estructuras que componen una misma tipología de estudio, la completitud de los modelos matemáticos y las características estructurales de los modelos.

La cuantificación de las aleatoriedades e incertidumbres mencionadas anteriormente, como para cualquier variable no determinista, se hace a través de su desviación estándar. Por razones que serán claras en la siguiente sección, se usará la desviación estándar del logaritmo natural calculado para los diferentes estados de daño. Además, este valor se empleará en el desarrollo de mapas de riesgo uniforme presentado en documento “Modernización de las provisiones que rigen el diseño sísmico”.

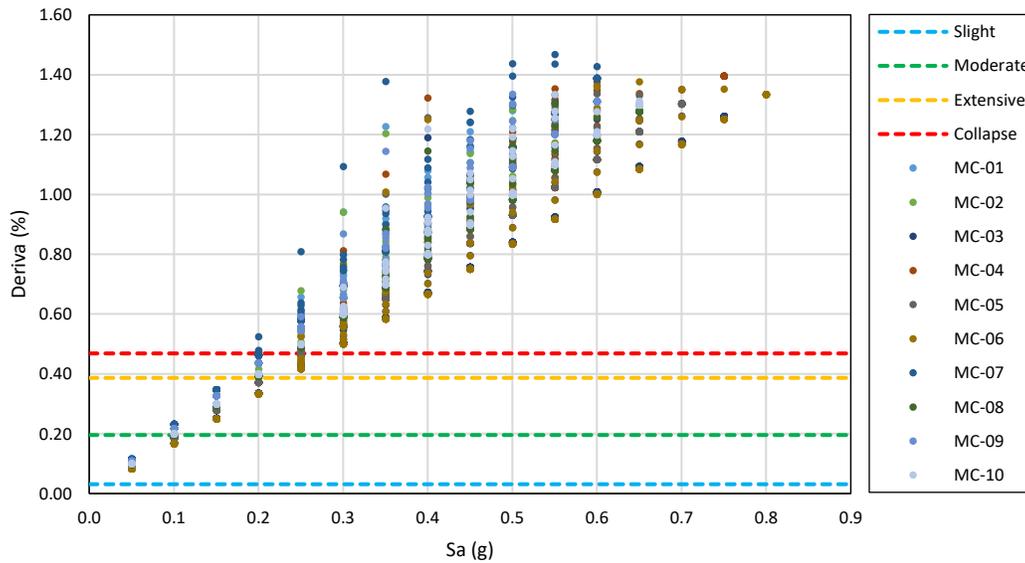


Figura 5.4 Nube de puntos discretos obtenidos del análisis estático no lineal incremental indicando los umbrales de cada estado de daño empleados en el estudio para la MC

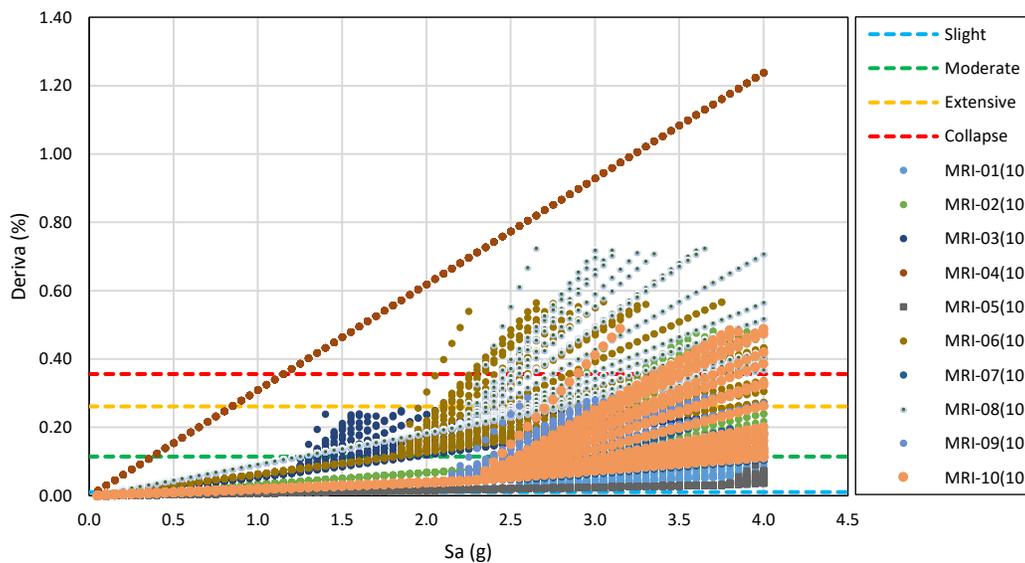


Figura 5.5 Nube de puntos discretos obtenidos del análisis estático no lineal incremental indicando los umbrales de cada estado de daño empleados en el estudio para la MRI_10cm

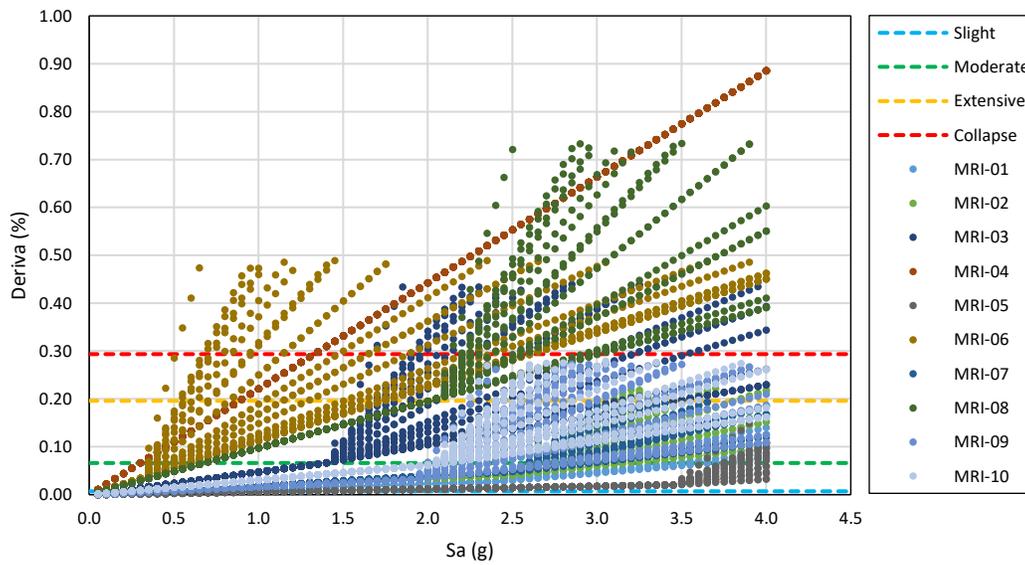


Figura 5.6 Nube de puntos discretos obtenidos del análisis estático no lineal incremental indicando los umbrales de cada estado de daño empleados en el estudio para la MRI_15cm

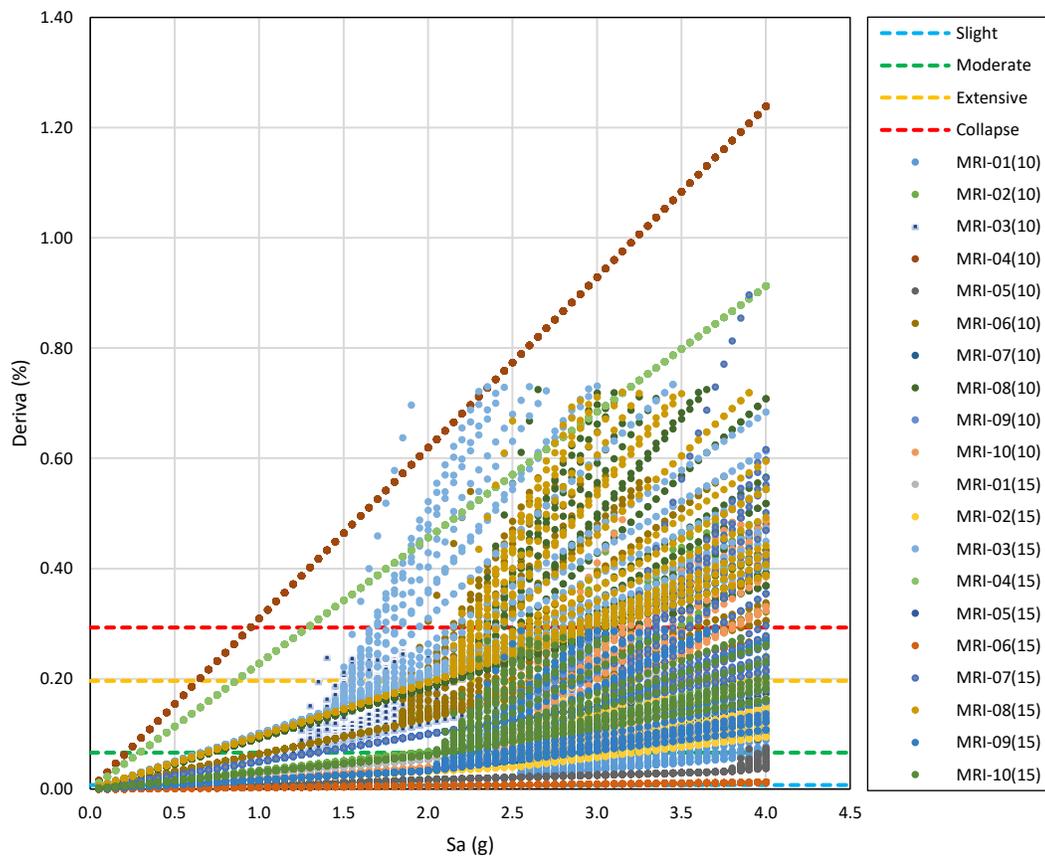


Figura 5.7 Nube de puntos discretos obtenidos del análisis estático no lineal incremental indicando los umbrales de cada estado de daño empleados en el estudio para la MRI_10cm_15cm

5.5. CURVAS DE FRAGILIDAD

En términos generales, una función o curva de fragilidad de un edificio es una función de probabilidad en función de una medida de intensidad que representa la probabilidad de exceder o superar un estado límite, o estado de daño, dado de un edificio en particular bajo una medida de intensidad sísmica (IM, por sus siglas en inglés). Esencialmente, es la función de distribución acumulada (CDF, por sus siglas en inglés) de la relación IM – Capacidad para el estado límite y es, por lo tanto, usualmente representada por una distribución log-normal, junto con el valor central y la dispersión de la relación IM – Capacidad.

Por otra parte, la función o curva de vulnerabilidad es una función de la pérdida, o razón de pérdida, en función de una medida de intensidad (IM), que representa la distribución de la pérdida sísmica para un edificio o tipo de edificio dado sometido a un valor de la medida de intensidad (IM).

Las curvas de fragilidad/vulnerabilidad, así como la metodología para su obtención, presentadas en este documento tienen la virtud que son de las primeras que se producen para edificaciones de mampostería con refuerzo interno y confinada, utilizando señales sísmicas de eventos que se han producido en El Salvador, usando modelos de estructuras construidas en el país, y obtenido las propiedades de los materiales, componentes y umbrales de desempeño a partir de ensayos en un laboratorio estructural. Generalmente, cuando se ha necesitado este tipo de información se ha hecho uso de documentos tales como HAZUS (FEMA, 2003), FEMA-P58 (FEMA, 2012) con la consiguiente diferencia en los modelos estructurales, características e materiales, umbrales de daños y señales utilizadas para su desarrollo. Se sabe que una de las medidas de intensidad sísmica que mejor representa el daño en este tipo de estructuras, y que, además puede ser correlacionada con mapas de amenaza sísmica para diversos usos es $S_a(T_1)$ por lo cual las curvas de fragilidad y vulnerabilidad se presentarán con esa IM.

Obtenidos los datos del análisis estático no lineal incremental se procede a realizar un procesamiento estadístico con el fin de definir las funciones de fragilidad que sirvan para generar las curvas de fragilidad. Los parámetros estadísticos de interés son la mediana y la dispersión de los datos obtenidos al nivel del umbral de cada uno de los estados de daño diferentes al estado de daño nulo (sin daño). Para obtener estos valores estadísticos se emplean la Ecuación 5.2 y Ecuación 5.3, según lo sugerido por Ibarra y Krawinkler (2005):

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (5.2)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad (5.3)$$

Donde n es el número de sismos considerados e IM_i es el valor de la medida de intensidad (aceleración espectral o PGA según sea el caso de interés) asociado con el nivel de daño en consideración para el i -ésimo evento sísmico. Para obtener los valores de aceleración espectral para cada una de las 220 curvas de los análisis estáticos no lineales incrementales (22 sismos por 10 modelos por mampostería) al nivel de la deriva que marca el umbral de cada uno de los estados de daño se emplea una técnica de interpolación mediante splines cúbicos.

A manera de ejemplificar el proceso se utilizará la serie de datos de la aceleración espectral y el umbral de daño leve para mampostería confinada. Para obtener el valor medio de la distribución de datos se hace uso de la Ecuación 5.2. El estado de daño leve se determina a partir de la sumatoria de los logaritmos naturales de cada uno de los 220 valores de aceleración espectral obtenidos para tal tipología:

$$\sum_{i=1}^{220} \ln IM_i = -913.567$$

Evaluando este valor en la Ecuación 5.2 se puede determinar el valor de la mediana de los datos obtenidos para el estado de daño leve convirtiendo la expresión obtenida en su forma exponencial equivalente:

$$\ln \theta = \frac{1}{220} (-913.567) = -4.153$$

$$\theta = e^{-x} = 0.016$$

Así mismo, se calcula la desviación estándar de los valores de los logaritmos naturales de las aceleraciones espectrales empleando la Ecuación 5.3.

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\ln \left(\frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln IM_i - \ln \theta]^2} = \sqrt{\frac{1}{220-1} \sum_{i=1}^{220} [\ln IM_i + x]^2}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{220-1} (2.695)} = 0.111$$

En la Tablas 5.3 y 5.4 se muestran los resultados de los parámetros estadísticos obtenidos para los estados de daño leve, moderado, severo y colapso empleando el procedimiento anteriormente descrito, para la mampostería confinada y con refuerzo interno, respectivamente y la $Sa(T_1)$ como IM.

Tabla 5.3 Parámetros estadísticos para la mampostería confinada MC. IM = $Sa(T_1)$

Estado de daño	Parámetros estadísticos	
	Mediana	Desviación estándar
Leve	0.016	0.111
Moderado	0.099	0.111
Severo	0.193	0.131
Colapso	0.237	0.106

Tabla 5.4 Parámetros estadísticos para la mampostería con refuerzo interno MRI. IM = $Sa(T_1)$

Estado de daño	Parámetros estadísticos					
	Espesor 10cm		Espesor 15cm		Espesor 10cm y 15cm	
	Mediana	Desviación estándar	Mediana	Desviación estándar	Mediana	Desviación estándar
Leve	0.302	1.063	0.229	1.245	0.231	1.165
Moderado	2.085	0.781	1.755	1.098	1.658	0.984
Severo	3.874	0.994	4.371	1.166	3.689	1.041
Colapso	5.017	1.180	6.767	1.438	5.388	1.291

Las curvas de fragilidad son un recurso gráfico que relacionan la probabilidad de daño de una estructura como función de una medida de intensidad asociada a la demanda sísmica, que para los fines de este estudio el parámetro indicador de la demanda sísmica es la aceleración espectral del primer modo de la estructura. Con los resultados de los parámetros estadísticos de la Tabla 5.3 y Tabla 5.4 es posible definir las ecuaciones de fragilidad de cada uno de los estados de daño empleando la Ecuación 5.4.

$$P[d \geq d_i] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] \quad (5.4)$$

donde $\Phi[\cdot]$ representa una función de distribución normal estándar acumulada, la cual puede ser reescrita como:

$$\Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] = \frac{1}{\beta \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(u-\theta)^2}{2\beta^2}} du, \quad x \in \mathbb{R} \quad (5.5)$$

Para los fines del estudio estos parámetros representan respectivamente el valor de la mediana (θ), la desviación estándar (β) y valores de aceleración espectral que van desde 0.01g hasta lograr la distribución de probabilidad de 100% para cada estado límite. Resulta necesario acotar

que la función de distribución normal genera, a partir de la mediana y la desviación estándar, una línea de tendencia con respecto a los valores de aceleración espectral a partir de los cuales se calcularon tales parámetros estadísticos.

En la Figura 5.8, Figura 5.9, Figura 5.10 y Figura 5.11 se presentan el consolidado de las curvas de fragilidad para los estados de daño establecidos utilizando respectivamente la aceleración espectral para el primer modo de vibración como parámetro indicador de daño para la mampostería confinada y con refuerzo interno, respectivamente. Se recuerda que una curva de fragilidad representa la probabilidad que determinada estructura tiene de alcanzar el estado de daño respectivo ante una determinada medida de intensidad.

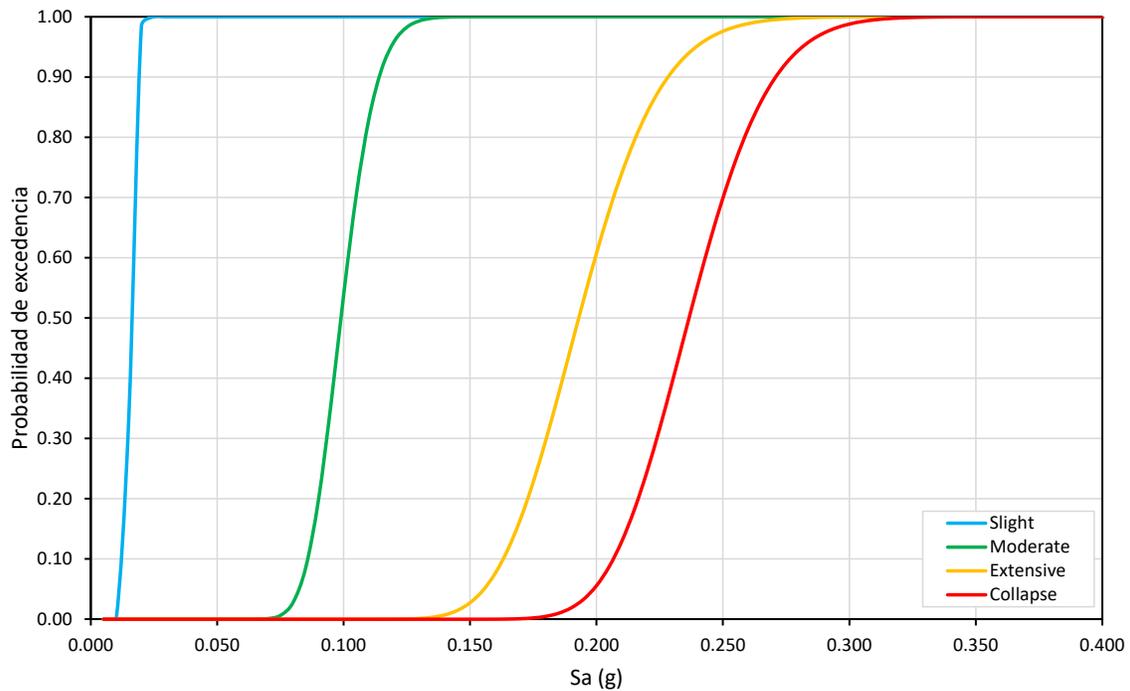


Figura 5.8 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y colapso utilizando (a) $S_a(T_1)$ como parámetro indicador de la intensidad sísmica para la mampostería confinada (MC).

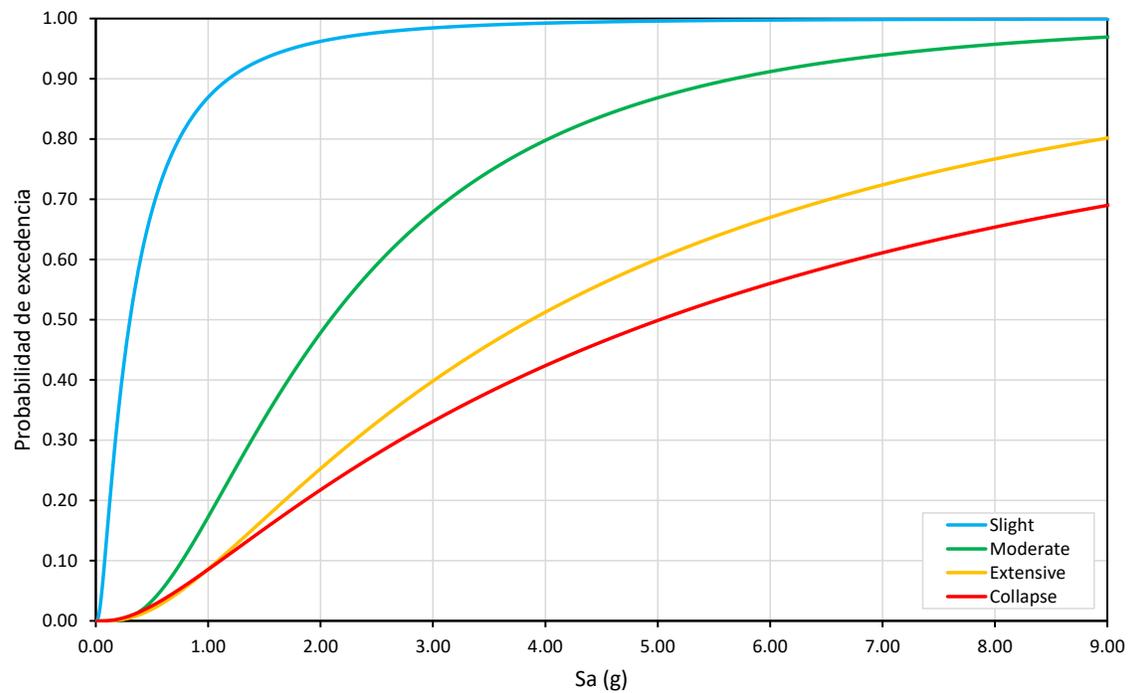


Figura 5.9 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y colapso utilizando (a) $S_a(T_1)$ como parámetro indicador de la intensidad sísmica para la mampostería con refuerzo interno (MRI_10cm).

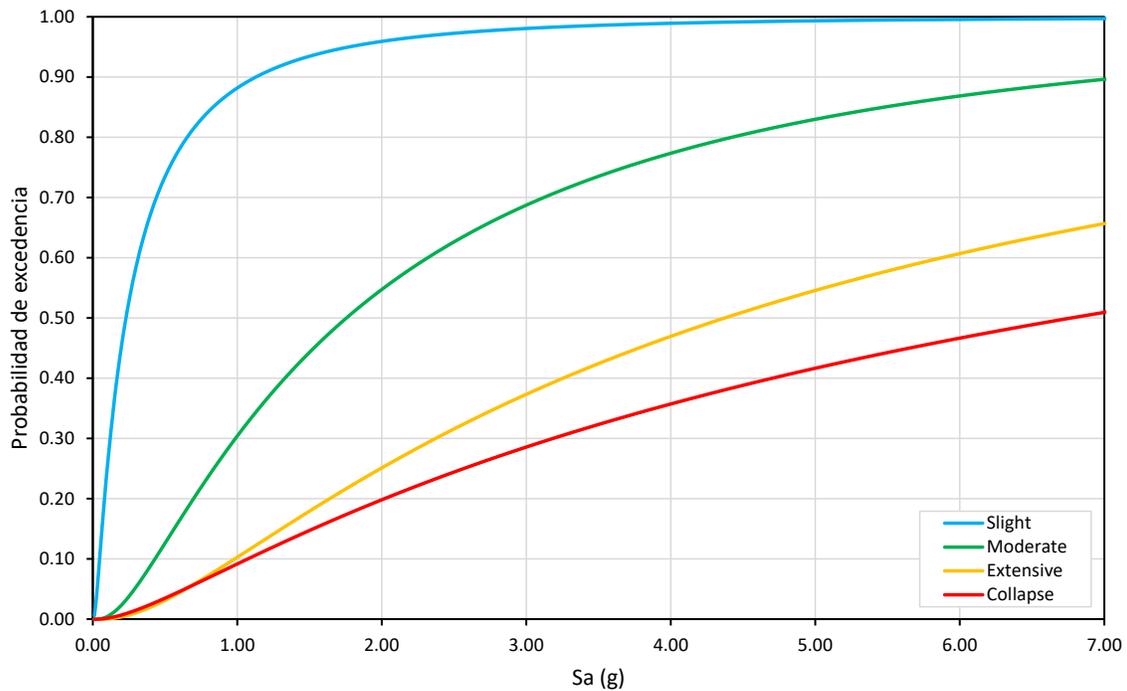


Figura 5.10 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y colapso utilizando (a) $S_a(T_1)$ como parámetro indicador de la intensidad sísmica para la mampostería con refuerzo interno (MRI_15cm).

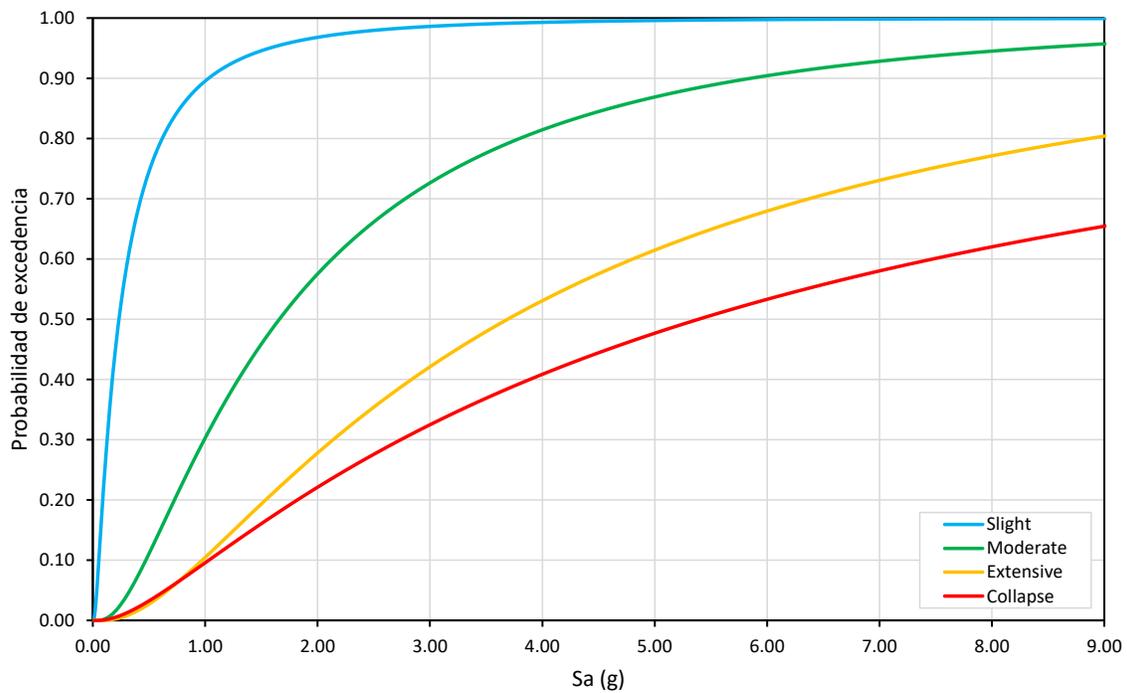


Figura 5.11 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y colapso utilizando (a) $S_a(T_1)$ como parámetro indicador de la intensidad sísmica para la mampostería con refuerzo interno (MRI_10cm_15cm).

5.6. CURVAS DE VULNERABILIDAD

Para transformar las curvas de fragilidad a curvas de vulnerabilidad, usando la metodología para evaluar la vulnerabilidad considerando el edificio como un todo, se puede utilizar las siguientes ecuaciones (GEM, 2014):

$$E(C > c|im) = \sum_{i=0}^n E(C > c|ds_i) \cdot P(ds_i|im) \quad (5.6)$$

$$var(C|im) = \sum_{i=0}^n [var(C|ds_i) + E^2(C|ds_i)] \cdot P(ds_i|im) - E^2(C|im) \quad (5.7)$$

Para la transformación se ha considerado los damage ratios propuestos por HAZUS considerando que el MDR resultante indicará el daño de las estructuras y no la relación entre los costos de reparación contra el costo de remplazo.

Tabla 5.5 Cost/damage ratios y sus varianzas para cada uno de los estados de daño.

Estado	Damage ratios	var (C ds _i)
Slight	2%	0
Moderate	10%	0
Extensive	44.7%	0
Collapse	100%	0

Nótese que las varianzas se han considerado iguales a cero debido a que de esta manera se puede obtener los mismos resultados que en la ecuación siguiente presentada en Yamin (2014).

$$SD^2(L|S) = \sum_{i=0}^n (L_i - E(L|S))^2 \cdot Pr(DS = ds_i|S) \quad (5.8)$$

En las Figura 5.12, Figura 5.13, Figura 5.14 y Figura 5.15, se muestran las curvas de fragilidad para mampostería confinada y con refuerzo interno, respectivamente, empleando Sa(T1) como IM la máxima deriva de entrepiso como EDP.

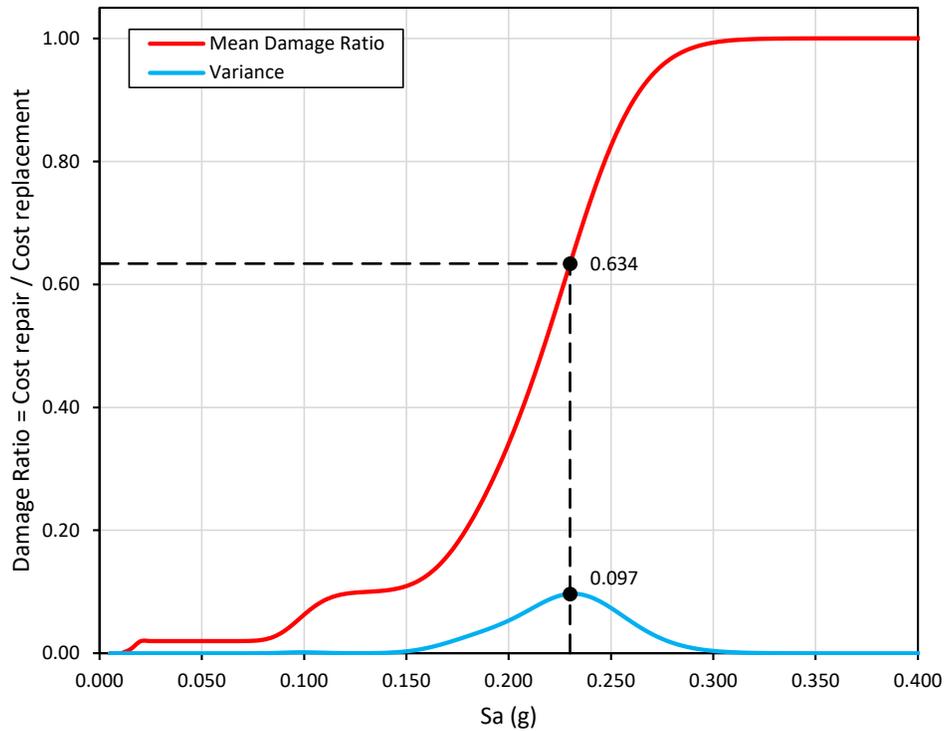


Figura 5.12 Curva de vulnerabilidad para la mampostería confinada (MC) usando la deriva máxima de entrepiso (ID) como EDP y $Sa(T_1)$ como IM

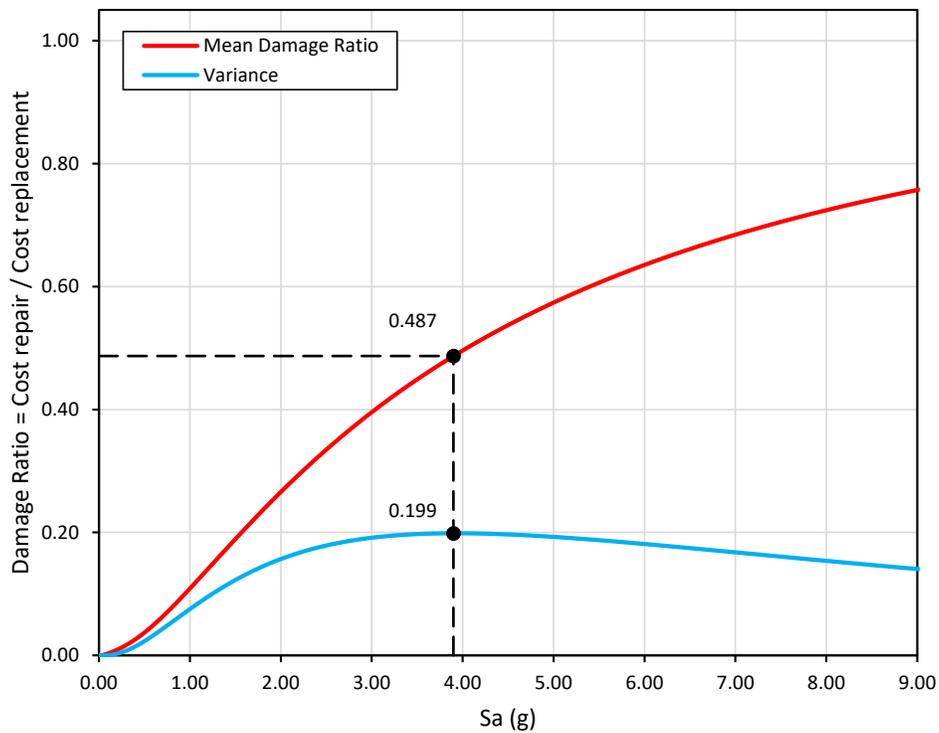


Figura 5.13 Curva de vulnerabilidad para la mampostería con refuerzo interno (MRI_10cm) usando la deriva máxima de entrepiso (ID) como EDP y $Sa(T_1)$ como IM

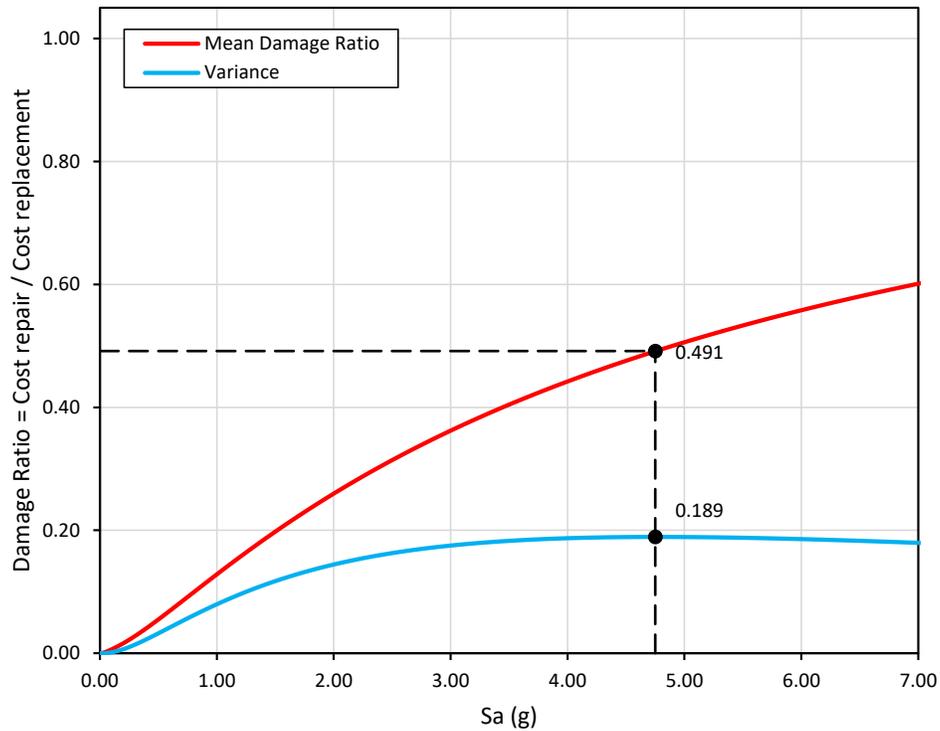


Figura 5.14 Curva de vulnerabilidad para la mampostería con refuerzo interno (MRI_15cm) usando la deriva máxima de entrespiso (ID) como EDP y $S_a(T_1)$ como IM

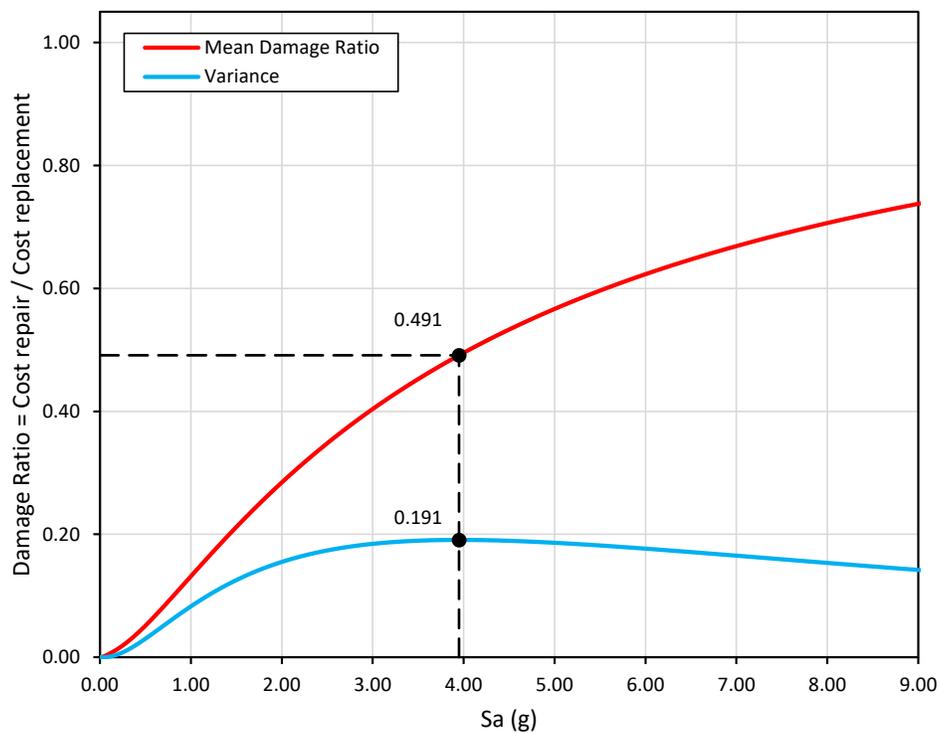


Figura 5.15 Curva de vulnerabilidad para la mampostería con refuerzo interno (MRI_10cm_15cm) usando la deriva máxima de entrespiso (ID) como EDP y $S_a(T_1)$ como IM

6. VULNERABILIDAD DE LA MAMPOSTERÍA

6.1. INTRODUCCIÓN

Uno de los beneficios más importantes que ha dejado la presente campaña de pruebas es la identificación de los parámetros de resistencia para la Mampostería Confinada no solo para unidades o muretes sino que también para modelos de paredes a escala real con cargas a lo largo de su plano y perpendicular a éste. Por otra parte, y no de menor valor, el también haber ejecutado ensayos para unidades, muretes y paredes construidas en Mampostería con Refuerzo Interno, complementando la información que se comenzó a obtener a partir del proyecto TAISHIN.

Los resultados que por el momento se pueden resaltar, a partir del procesamiento de los datos y su respectiva comparación son los que se expresan en las siguientes secciones.

6.2. MAMPOSTERÍA CONFINADA CON LADRILLO DE ARCILLA Y LADRILLO DE SUELO CEMENTO, PROPIEDADES MECÁNICAS Y RESISTENCIA MÁXIMA.

Como se mencionó en la sección 2.3, durante el Proyecto TAISHIN se llevaron a cabo varias campañas de ensayos, dos de las cuales fueron dedicadas al estudio de la mampostería confinada con ladrillos de suelo cemento; de éstas, la ejecutada por Méndez y Ramos (2012), utiliza modelos de paredes de iguales dimensiones y estructuración a las que se ensayaron en la presente campaña de ensayo, por lo que se toma como referencia para comparación. Los ladrillos de suelo cemento utilizados tenían una proporción cemento:suelo 1:10.

Tabla 6.1 Comparación de las propiedades de las mamposterías confinadas con ladrillo de arcilla y suelo cemento

PROPIEDADES	Ladrillo de suelo cemento *	Ladrillo de arcilla
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	22.6 kg/cm ²	22.07 kg/cm ²
RESISTENCIA AL CORTE	5.1 kg/cm ²	3.87 kg/cm ²
MÓDULO DE ELASTICIDAD	10322 kg/cm ²	12512 kg/cm ²

* Se ha tomado el valor máximo reportado en los ensayos

En la Tabla 6.1 puede observarse que la resistencia a compresión de la mampostería del ladrillo de arcilla y el ladrillo de suelo cemento son similares; en tanto que la resistencia al corte de esta última es mayor que el de la primera, y para el módulo de elasticidad la tendencia se invierte.

Como se dijo anteriormente los modelos de paredes que se han utilizado en ambas campañas de prueba son similares tanto en dimensiones, estructuración, armados y ensayos ejecutados por lo que es ilustrativo hacer algunas comparaciones de los resultados.

Las cargas máximas obtenidas para las paredes con carga fuera del plano son similares, siendo ligeramente menor el valor cuando se usó la mampostería de ladrillo de suelo cemento. Para el caso de la pared con huecos y a la cual se le aplicó carga paralela a su plano, claramente se nota que el espécimen construido con mampostería de ladrillo de arcilla registra mayor carga que su contraparte. Finalmente, debido a problema de alabeo de la pared sólida con carga en su plano construida con mampostería de ladrillo de arcilla la lectura de carga máxima no pudo realizarse por lo que no puede ser comparada con su contraparte.

Tabla 6.2 Carga máxima en diferentes tipos de paredes y condiciones de carga

MODELOS	Mampostería de ladrillo de suelo cemento	Mampostería de ladrillo de arcilla
Modelo sólido con solera intermedia con carga cíclica paralela a su plano	8.9 Ton	N/D
Modelo con huecos de puerta y ventana con solera intermedia con carga cíclica paralela a su plano	17.2 Ton	25.14 Ton
Modelo con solera intermedia con carga cíclica fuera de su plano	4.5 Ton	4.83 Ton

Del breve resumen redactado anteriormente puede suponerse que aun cuando las características mecánicas de la mampostería hechas con estos dos diferentes materiales tengan valores similares en algunos casos, sus comportamientos estructurales en sistemas de paredes indican diferencias importantes, necesiándose mayores estudios para establecer una tendencia definitiva.

6.3. MAMPOSTERÍA CON REFUERZO INTERNO DE 10 CM Y 15 CM (MRI_10CM Y MRI_15CM)

Los resultados obtenidos en la campaña TAISHIN Fase I para bloque de 10cm y la actual 2021 para bloque de 15cm, evidencian que las propiedades mecánicas de resistencia de la mampostería de 10cm es mayor que la de 15cm. Los valores promedio de compresión de prismas son del orden de 95.1 kg/cm² y 93.8 kg/cm² para 10cm y 15cm, respectivamente. Mientras que los valores promedio de módulos de elasticidad de primas son del orden de 7,923 MPa y 5,664 MPa para 10cm y 15cm, respectivamente. En el caso de la compresión diagonal los resultados de la campaña TAISHIN Fase I no fueron concluyentes, siendo así que para esta investigación, en ambos espesores se utilizaron los valores obtenidos en la campaña actual 2021.

6.3.1. Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad de ambas tipologías estructurales, es decir MRI utilizando bloques de espesores de 10 cm y 15 cm, demuestran que son muy competentes ante las excitaciones sísmicas. Esto resulta, primeramente, de estudiar los valores de la mediana de la Tabla 5.4, en los que, por ejemplo, para $Sa(T_1)$ en torno a los 2 g se tendría el percentil 50 del estado de desempeño “moderado” y para $Sa(T_1)$ en torno a los 4 g está el percentil 50 para daño severo. Este hecho se visualiza mejor en la Figura 5.9 y Figura 5.10; en donde las curvas de daño extenso y colapso apenas alcanzan probabilidades de excedencias entre 0.65 y 0.75 para el primer caso y de 0.5 y 0.6 para el segundo cuando $Sa(T_1)$ está en torno a 7g.

Por otra parte, al comparar el efecto del tamaño del bloque, se observa de las figuras estudiadas anteriormente que, la variación es casi imperceptible, produciendo curvas que denotan ligeramente mayor fragilidad aquellas construidas de MRI con bloques de 10 cm.

Una importante peculiaridad que se puede observar de las curvas es que el estado límite de daño completo sigue muy de cerca al estado límite de daño extenso después de un pequeño incremento de la Medida de Intensidad empleada, caso opuesto al que observamos entre el estado límite de daño leve y daño moderado. En el primer caso, podría indicar que se alcanza el daño completo por una falla de tipo frágil una vez que se sobrepasa la capacidad máxima de la estructura.

6.3.2. Curvas de Vulnerabilidad

En esta característica se confirma que Razón de Daño de la tipología MRI_10cm es levemente mayor a su contraparte. Esto se observa que la varianza media de la tipología MRI_10cm se produce cuando la $Sa(T_1)$ está en torno a 3.90 g en tanto que para la MRI_15cm la varianza media se obtiene cuando la $Sa(T_1)$ está en torno a 4.80 g. Nótese que ambos casos la Razón de Daños es muy similar y es aproximadamente de 0.49.

6.4. MAMPOSTERÍA CONFINADA

6.4.1. Curvas de Fragilidad

Lo que se desprende al estudiar al estudiar los valores de la mediana de la Tabla 5.3 es que para $Sa(T_1)$ en torno a los 0.1 g se encuentra el percentil 50 del estado de desempeño “moderado”, para $Sa(T_1)$ en torno a los 0.2 g el percentil 50 para daño “severo” y para un $Sa(T_1)$ en torno a los 0.237 g se tendría el percentil 50 del estado de desempeño “colapso”. Sin embargo, antes

de llegar a una conclusión al respecto, al final de esta sección se hace un breve análisis sobre el tema.

6.4.2. Curvas de Vulnerabilidad

En esta variable se nota que la varianza media de la tipología MC se produce cuando la $S_a(T_1)$ está en torno a 0.23 g y la Razón de Daños es igual a 0.634.

Se considera que los resultados obtenidos en esta sección **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, deben ser tomados con mucha cautela ya que, como se dijo anteriormente, por ser un sistema constructivo al que por primera vez se le ha ejecutado una campaña de ensayos, no se cuenta con una gran cantidad de datos para poder calibrar de forma satisfactoria los modelos analíticos empleados en los diferentes análisis, lo que produce lagunas de información que arrojan esta tendencia. En general, tal como se mira en la Figura 5.4 el comportamiento de la nube de puntos está todavía, en mayor medida en el rango lineal, lo que no permite identificar claramente puntos en el rango inelástico. Por todo lo anterior, se sugiere, hacer mayor campaña de pruebas sobre la Mampostería Confinada para adquirir más datos y poder llegar a un resultado definitivo.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. INTRODUCCIÓN

Esta investigación resulta ser de las primeras que incorporan las mamposterías confinada de ladrillo de arcilla (MC) y con refuerzo interno de bloque de concreto (MRI), utilizando resultados de ensayos reales de propiedades mecánicas de resistencias y estados límites de falla, los cuales provienen de las campañas TAISHIN Fases I y II, y actual 2021 (UCA). Los resultados expuestos en esta investigación deben tomarse como preliminares y no concluyentes para estas mamposterías.

El consolidado de propiedades mecánicas y estados límites de daño, productos de las campañas de ensayos TAISHIN Fases I y II, y UCA (2021) (en redacción), representan un invaluable insumo para futuros estudios encaminados a la estimación de daños y pérdidas económicas por sismos.

7.2. CONCLUSIONES

7.2.1. Curvas de fragilidad

- a) En el caso de la mampostería con refuerzo interno de bloque de concreto MRI, para los espesores estudiados de 10cm y 15cm, los resultados indican que estas tipologías son muy competentes, de hecho, en términos de valores de la mediana y la desviación estándar, los resultados pueden ser considerados como “similares” para los diferentes estados límites de daño, es decir, la respuesta puede considerarse como homogénea.
- b) Para la MRI, las curvas del estado límite de daño completo sigue muy de cerca al estado límite de daño extenso después de un pequeño incremento de la Medida de Intensidad empleada, lo que podría indicar que se alcanza el daño completo por una falla de tipo frágil una vez que se sobrepasa la capacidad máxima de la estructura.
- c) Se ha notado que el valor de β para los diferentes estados de desempeño y para las mamposterías con refuerzo interno es, en general, mayor a 0.6 sugiriendo gran variabilidad de la respuesta de éstas debido tanto a las excitaciones sísmicas utilizadas, como la variación de las características propias de las estructuras. Lo anterior indica una notable incerteza a la capacidad a colapso de las estructuras de mampostería.

- d) Las curvas de fragilidad, expuestas en este documento, principalmente aquellas de mampostería con refuerzo interno MRI, están listas para ser utilizadas en análisis de riesgo sísmico, en donde se tengan poblaciones de edificaciones de este sistema constructivo de un nivel. Como se mencionó anteriormente, estas curvas han sido desarrolladas con información nacional y representan las taxonomías mencionadas previamente.
- e) Las curvas de fragilidad son una herramienta indispensable en la creación de escenarios de riesgo y en la predicción de daños de una tipología estructural en una región sometida a un valor de intensidad sísmica. Con estos instrumentos se puede anticipar los diferentes niveles de daños de una población de edificaciones después de un evento sísmico lo que puede ayudar, grandemente, a las cuadrillas de rescate, así como de evaluadores estructurales para determinar los niveles de desempeño de las edificaciones.
- f) Otro uso, y muy importante, además, es el empleo de estas curvas de fragilidad para el desarrollo de mapas de diseño sísmico orientados al riesgo (Luco et al., 2007). Este tipo de mapas ha sido mundialmente reconocido como la manera más coherente de representar las acciones sísmicas para el diseño de estructuras sismo resistentes. Esta metodología ya es empleada en los Estándares ASCE 7-10 (ASCE, 2010), ASCE 7-16 (ASCE, 2016) y próximamente ASCE 7-22 (ASCE,2022).

7.2.2. Curvas de vulnerabilidad

- a) Las curvas de vulnerabilidad de la MRI, se observa que la Razón de Daño de la tipología MRI_10cm es levemente mayor a su contraparte, lo que indica mayor vulnerabilidad.
- b) Las curvas de vulnerabilidad pueden ayudar a estimar la perdida que se puede tener para una determinada tipología estructural presente en una región ante un valor de intensidad sísmica dada. Esta estimación de perdida es muy útil para el sector de seguros, así como para los gobiernos locales y centrales y el público en general, para evaluar el monto de los activos que deberán asegurarse antes de que ocurra un evento sísmico.

7.3. RECOMENDACIONES

- a) Debido a la gran variabilidad en los procesos constructivos, estructuración, calidad de materiales, dimensiones de la mampostería se sugiere que deben hacerse más

- pruebas de laboratorio con modelos de paredes, y si es posible, casas, para tratar de tomar en cuenta de una manera más confiable la incerteza que estas variaciones pueda producir en la capacidad a colapso de estructuras construidas con mampostería.
- b) Se recomienda ahondar en el estudio de la respuesta de mampostería confinada con ladrillo de arcilla (MC) tanto en la parte analítica-teórica como de resultados de ensayos, de tal manera que ambas respuestas sean unísonas.
 - c) La interacción entre los elementos de arcilla y los elementos confinantes de concreto reforzado, y la mampostería de bloque de concreto, deben estudiarse en mayor profundidad con otras metodologías más refinadas de análisis, como podría ser el uso de software basados en análisis del tipo “Applied Element Method (AEM)” en lugar de los basados en elementos finitos (FEM). Esto permitiría resultados más reales, tanto en el plano como fuera del plano de las paredes.
 - d) Se recomienda expandir la base de datos de resultados de los estados límites de fallas para ambas mamposterías, MC y MRI, sobre todo aquellas relacionadas con el estado límite de colapso, tanto en el plano como fuera de él.
 - e) Se sugiere estudiar con más detalle el comportamiento y calcular las curvas de fragilidad y vulnerabilidad de estructuras de mampostería de más de un nivel, ya sea para viviendas y edificios; haciendo tanto pruebas en laboratorio para obtener sus propiedades mecánicas básicas, así como modelaciones estructurales.
 - f) Aun cuando se ha observado en laboratorio un satisfactorio desempeño estructural de las paredes cargadas fuera de su plano principal, debido a los detalles constructivos que se utilizan en las uniones con las estructuras colindantes, se sugiere estudiar en mayor detalle el comportamiento de la mampostería cuando se carga fuera de su plano.

8. REFERENCIAS

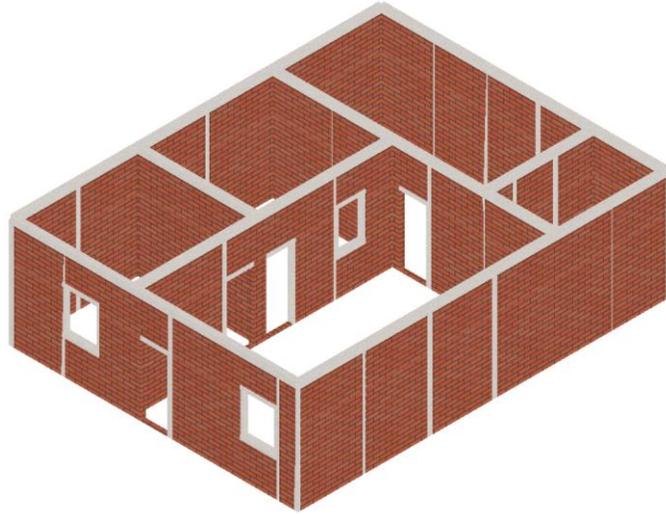
- ACI 318 - 14: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural - American Concrete Institute (ACI).
- Alas Fernández, R.E., & Grijalva Portal, S.O., 2018. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, por medio de curvas de fragilidad, utilizando análisis dinámico no lineal incremental, Tesis de Maestría, Universidad de El Salvador (UES), Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Posgrado.
- Al-Chaar, G., 2002. Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures, Washington DC: US Army Corps of Engineers.
- Alonzo Hernández, R. A., & Martínez Díaz, M.E., 2018. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería de uno y dos niveles a través de curvas de capacidad y fragilidad, Tesis de Maestría, Universidad de El Salvador (UES), Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Posgrado.
- Amadio, C., Rinaldin, G. and Fragiocomo, M., 2016. Investigation on the accuracy of the N2 method and the equivalent linearization procedure for different hysteretic models, Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- American Society of Civil Engineers. (2010). ASCE/SEI 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2016). ASCE/SEI 7-16 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2022). ASCE/SEI 7-22 Minimum design loads for buildings and other structures.
- ATC 40 (1996), Volume 1: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings - Applied Technology Council (ATC).
- ATC 58-2: Preliminary Evaluation of Methods for Defining Performance (2003) – Applied Technology Council (ATC).
- D’Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., 2015. Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings, Vulnerability Global Component Project. DOI 10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.12.
- Eurocode 6, 1996, Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.
- EN 1998-1, 2004. Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-1: General rules – seismic actions and general requirements for structures. CEN, Brussels, Belgium.
- Fajfar, P., 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Earthquake Spectra.

- Fajfar, P. and Fischinger, M., 1988. N2-a method for non-linear seismic analysis of regular buildings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering.
- FEMA 273, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA, 2003. Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model: HAZUS-MH MRI, technical and user's manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA 356, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures - Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA 440, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures - Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA P-58, 2012. Seismic Performance Assessment of Buildings - Federal Emergency Management Agency (FEMA), ATC58, Applied Technology Council, Washington, D.C.
- FEMA P-58-1, 2018. Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology, Second Edition - Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA P-695, 2009. Quantification of Building Seismic Performance Factors - Federal Emergency Management Agency (FEMA), ATC-63, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Frankie, T. M., 2010. "Simulation-based fragility relationships for unreinforced masonry buildings." M.S. thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
- Frankie, T.M., Gencturk, B., Elnashai, A.S., 2013. "Simulation-Based Fragility Relationships for Unreinforced Masonry Buildings", Journal of Structural Engineering, Vol.139, No. 3.
- Galán Galdámez, O.E., Samayoa Escalante, J.C., 2020, "Desarrollo de curvas de fragilidad y vulnerabilidad para edificaciones de mampostería reforzada de un nivel", Tesis de grado, Universidad de El Salvador.
- Guevara, N, Ayala, N, Ventura, E, 2012. "Bloque de concreto con refuerzo integral", Mejoramiento de la Tecnología para la Construcción y Sistema de Difusión de la Vivienda Social Sismo-Resistente (TAISHIN – FASE II), 101p.
- Luco, N., Ellingwood, B.C., Hamburger, R.O. Hooper, J.D., Kimball, J.K., Kircher, C.A. (2007). Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States. *In* SEAOC 2007 convention proceedings.
- Méndez de Hasbún, P, Gutierrez, M, Ventura, E., Escobar, E., Ayala, N., Ortíz, A., Merlos, R., López, M., 2008. Mejoramiento de la Tecnología y Sistema de Difusión de la Vivienda Social Sismo Resistente, Informe de resultados de la investigación del sistema estructural: Mampostería suelo cemento confinada.

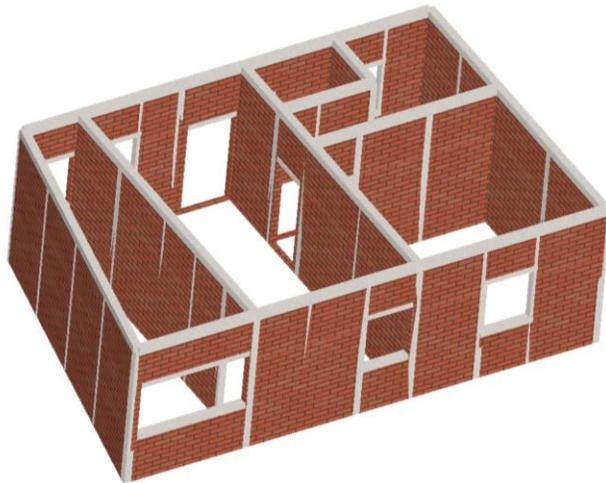
- Méndez de Hasbún, P & Ramos Huezo, J.A., 2012. Mejoramiento de la Tecnología y Sistema de Difusión de la Vivienda Social Sismo Resistente (TAISHIN-FASE II), Informe de resultados de la investigación del sistema estructural: Mampostería suelo cemento confinada – Fase II.
- Merlos, R., Ventura, E., Méndez de Hasbun, P., Ayala, N., Gutierrez, M., Escobar, C., Ortiz, A., Guevara Morales, N., 2008, Informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral. Proyecto de Cooperación Técnica “Mejoramiento de la tecnología para la construcción y difusión de la vivienda popular sismo-resistente.”
- Kattan Jokisch, C.; Menjivar Recinos, L. E.; Castellanos Araujo, R. A.; Ramos Huezo, J. A.; Ayala Leiva, N. E.; Méndez de Hasbun, P, 2012. “Modelación probabilista de escenarios de riesgo sísmico para el área metropolitana de San Salvador, incluye análisis de portafolios de educación, salud y gobierno”, Ministerio de medio ambiente y recursos naturales (MARN), San Salvador, 82 pp.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., Cattari, S., “TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings”, *Engineering Structures*, 56, 1787-1799.
- Ministerio de Obras Públicas, 1994, “Norma técnica para diseño y construcción estructural de mampostería” en Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones, 34 p
- Ministerio de Obras Públicas, 1997, “Norma Especial para Diseño y Construcción de viviendas” en Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones, 34 p
- Riahi, Z; Elwood, K. J.; Alcocer, S. M., 2009, “Backbone Model for Confined Masonry Walls for Performance-Based Seismic Design”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 6,.
- Rota, M., Penna, A., and Magenes, G., 2010, “A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses.” *Engineering Structures*, 32, 5, 1312–1323.
- Ruiz-García, J., Negrete, M., 2009, “Drift-based fragility assessment of confined masonry walls in seismic zones” *Engineering Structures*, 31, 170-181.
- SEAOC-Vision Commmittee, 1995. Performance-based seismic engineering, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- Ministerio de Vivienda, 2007. El Salvador: Tendencias del Comportamiento de Los Sistemas Constructivos en Parque Habitacional de El Salvador (2007). Base de datos en línea:
http://viviendasocial.vivienda.gob.sv/www/estadistica/wf_estadisticas.aspx?ide=4

- Yamin, L., Hurtado, A., Barbat, A. Cardona, O., 2014, “Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13 global risk assessment”, *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 10(2014), 452–460.

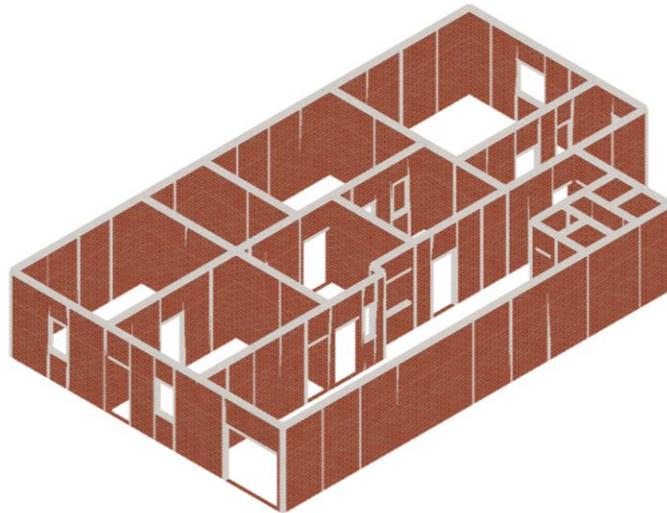
ANEXO 1.1



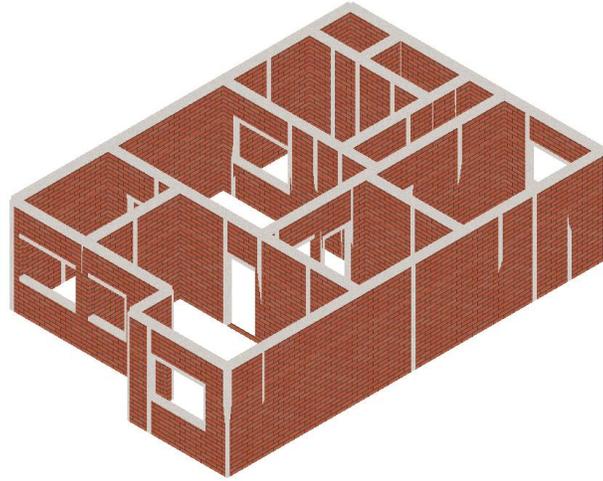
Modelo MC-01



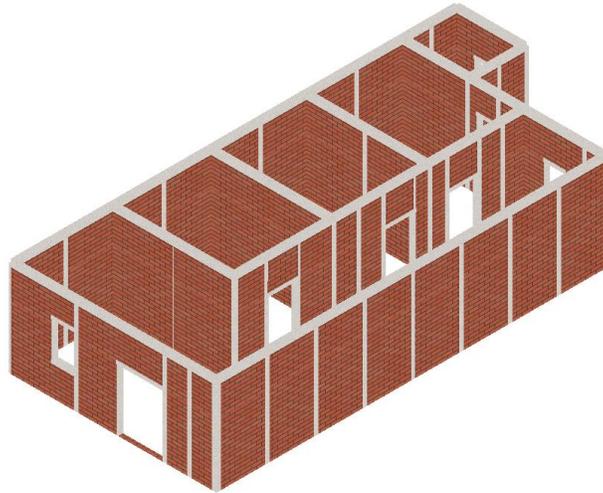
Modelo MC-02



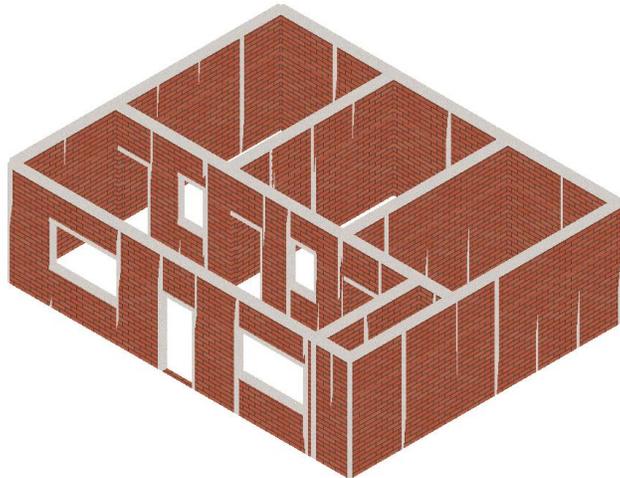
Modelo MC-03



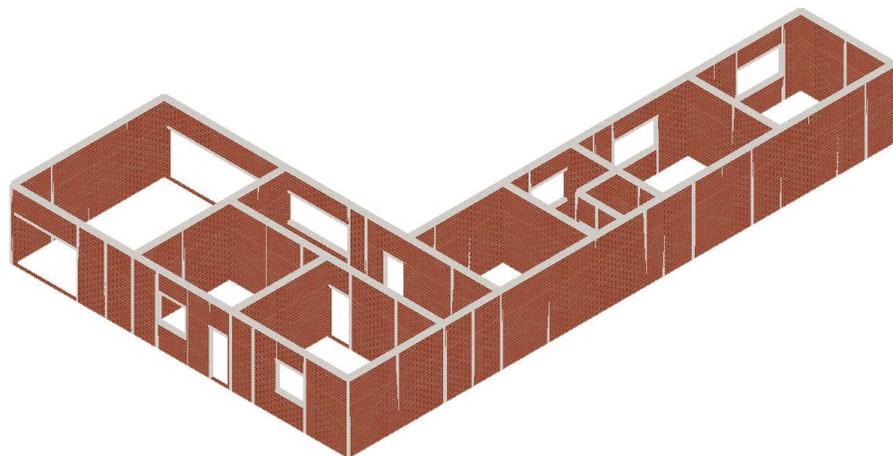
Modelo MC-04



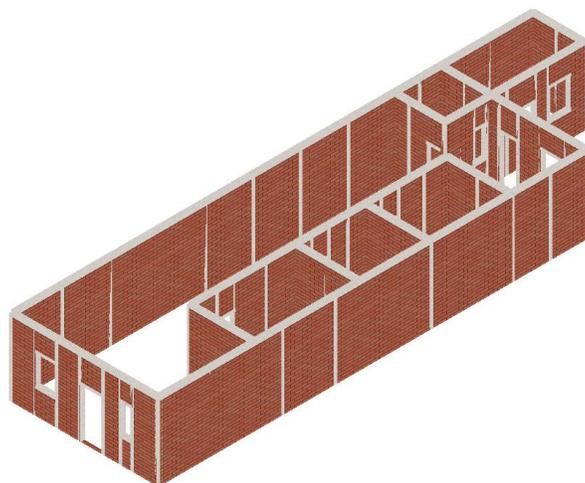
Modelo MC-05



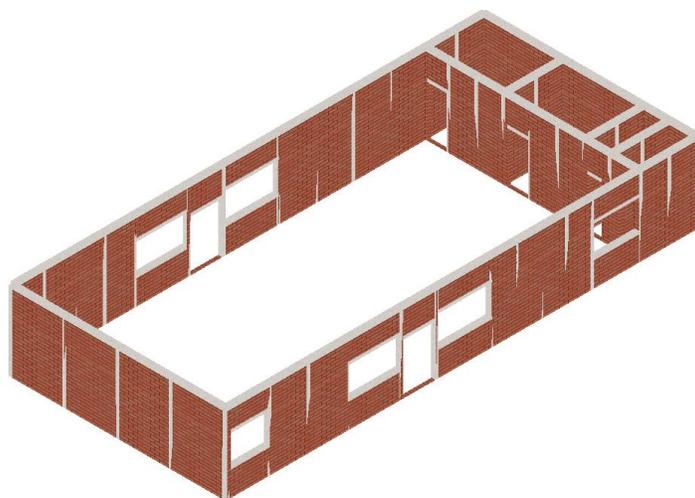
Modelo MC-06



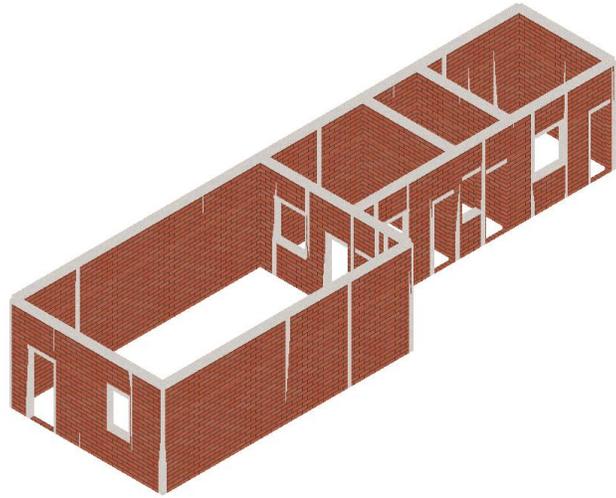
Modelo MC-07



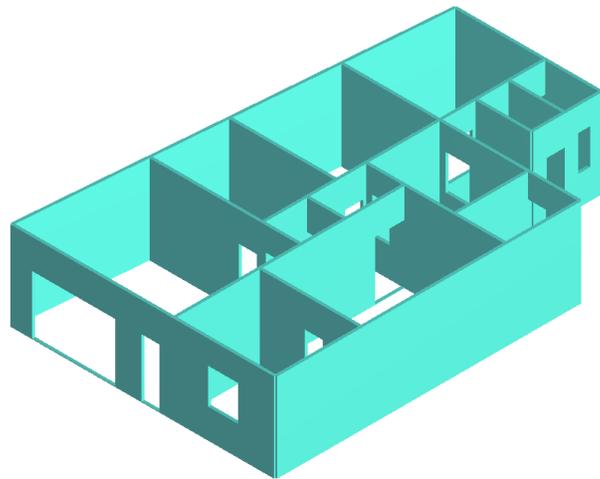
Modelo MC-08



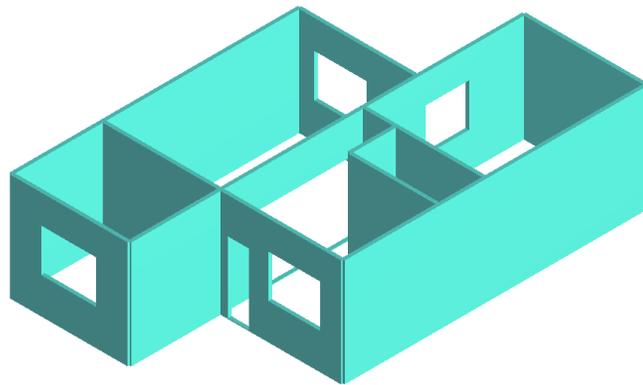
Modelo MC-09



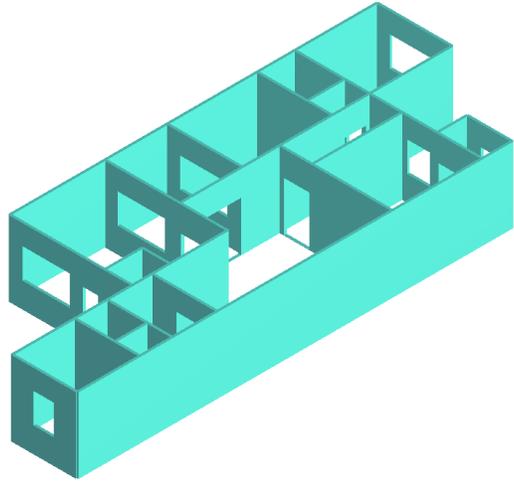
Modelo MC-10



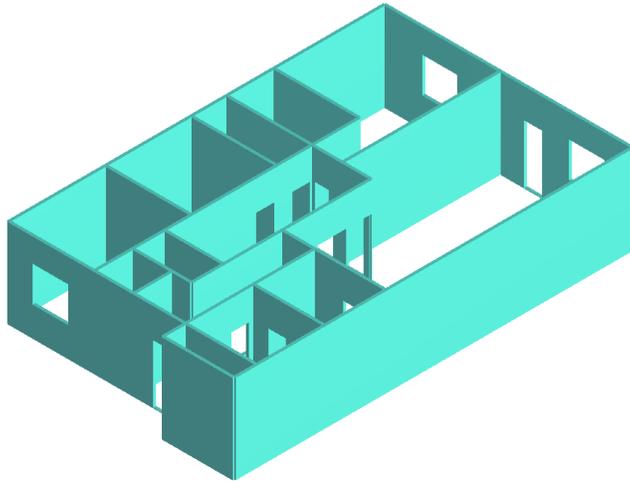
Modelo MRI-01



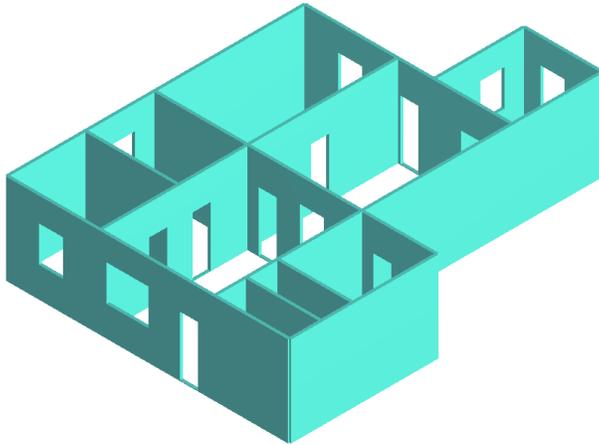
Modelo MRI-02



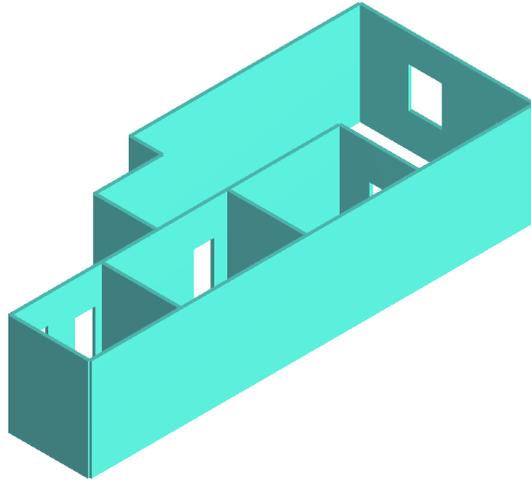
Modelo MRI-03



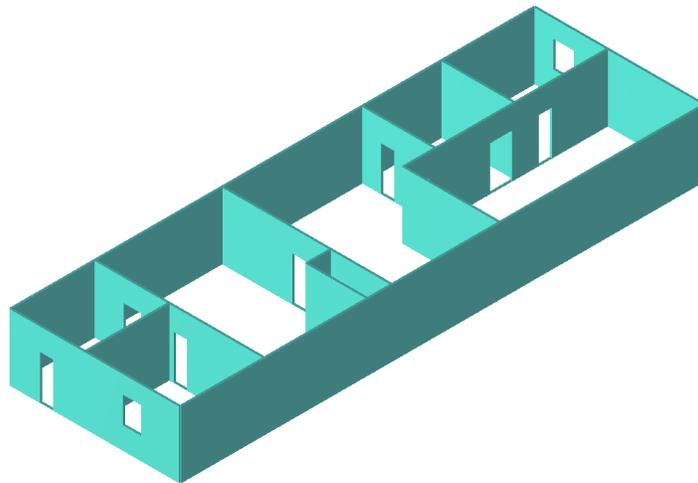
Modelo MRI-04



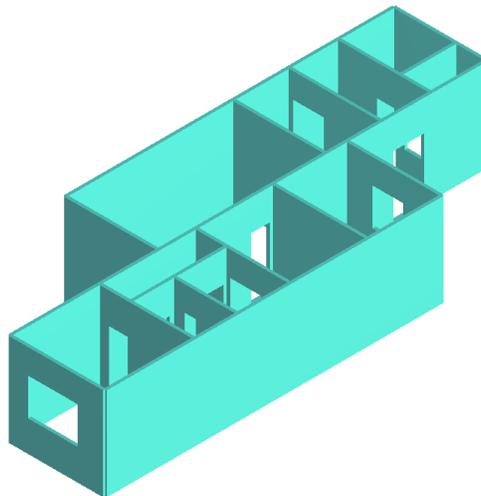
Modelo MRI-05



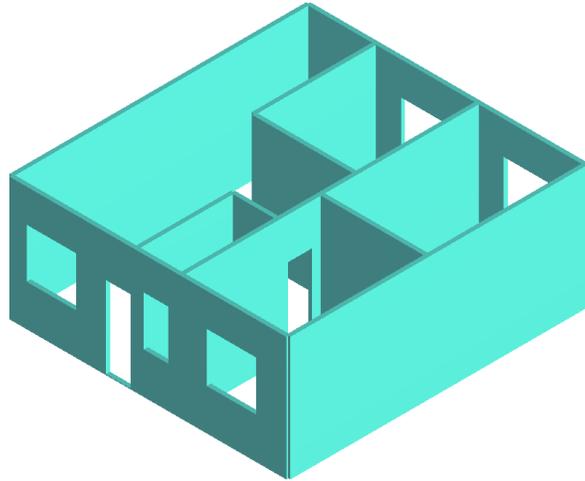
Modelo MRI-06



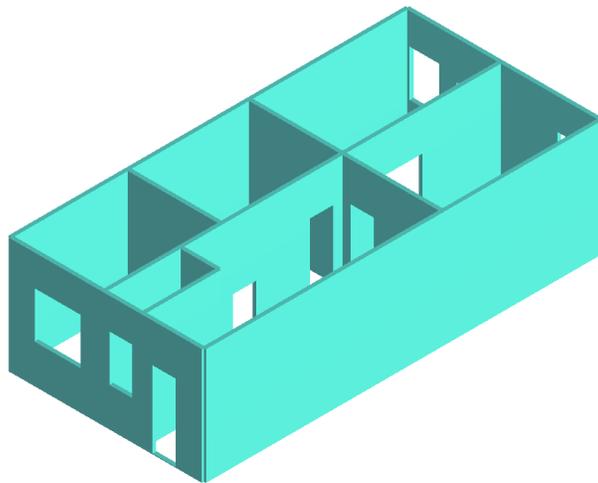
Modelo MRI-07



Modelo MRI-08



Modelo MRI-09



Modelo MRI-10