



UNIVERSIDAD POLITECNICA SALESIANA

UNIDAD DE POSGRADOS

**MAESTRÍA EN MÉTODOS MATEMÁTICOS Y
SIMULACIÓN NUMÉRICA EN INGENIERÍA**

Proyecto de investigación y desarrollo
previo a la obtención del Grado de
Magister en Métodos Matemáticos
y Simulación Numérica en Ingeniería

**APLICACIÓN DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA
LA PREDICCIÓN DE DAÑO SÍSMICO EN
ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA**

Autor:

Luis Fernando Morocho Arenillas

Dirigido por:

Ing. Hernán Alfredo García Erazo

**APLICACIÓN DE MÉTODOS
SIMPLIFICADOS PARA LA PREDICCIÓN
DE DAÑO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE
BAJA ALTURA**

APLICACIÓN DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA LA PREDICCIÓN DE DAÑO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA

AUTOR:

LUIS FERNANDO MOROCHO ARENILLAS

Ingeniero Civil

Maestría en Métodos Matemáticos y Simulación Numérica en Ingeniería

Universidad Politécnica Salesiana

DIRIGIDO POR:

HERNÁN ALFREDO GARCÍA ERAZO

Ingeniero Civil

Magister en Métodos Numéricos para Diseño en Ingeniería

Candidato a PhD en Dinámica Estructural. KU Leuven Bélgica.



Cuenca-Ecuador

MOROCHO ARENILLAS LUIS FERNANDO

“APLICACIÓN DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA LA PREDICCIÓN DE DAÑO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA”

Universidad Politécnica Salesiana, Cuenca-Ecuador, 2018

MAESTRÍA EN MÉTODOS MATEMÁTICOS Y SIMULACIÓN NUMÉRICA EN INGENIERÍA

Formato 170x240mm

Páginas: 100

Breve reseña del Autor e información de contacto:



LUIS FERNANDO MOROCHO ARENILLAS

Ingeniero Civil

Maestría en Métodos Matemáticos y Simulación Numérica en Ingeniería

luismorochoarenillas@gmail.com

Dirigido por:



HERNÁN ALFREDO GARCÍA ERAZO

Ingeniero Civil

Magister en Métodos Numéricos para Diseño en Ingeniería

Candidato a PhD en Dinámica Estructural. KU Leuven Bélgica

Docente de Estructuras de la carrera de Arquitectura de la Universidad de Cuenca y docente de Dinámica Estructural en la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad del Azuay.

hernangarciaerazo@gmail.com

Todos

los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con la autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos o investigativos por cualquier medio, con la debida notificación al autor.

DERECHOS RESERVADOS

©2018 Universidad Politécnica Salesiana

CUENCA-ECUADOR-SUDAMÉRICA

MOROCHO ARENILLAS LUIS FERNANDO

“APLICACIÓN DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA LA PREDICCIÓN DE DAÑO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA”

IMPRESO EN ECUADOR - PRINTED IN ECUADOR

INDICE

1 EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	1
1.2.1 Objetivo General.....	1
1.2.2 Objetivos específicos.....	1
1.3 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO	1
2 MARCO TEÓRICO	3
2.1 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA LA MODELACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA	3
2.1.1 Micro-modelos.....	5
2.1.2 Macro-modelos	6
2.2 ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS	8
2.2.1 ANÁLISIS SIMPLIFICADO NO LINEAL PARA MAMPOSTERÍA .	11
2.2.1.1 Definición del modelo simplificado SDOF	12
2.2.1.2 Calibración del modelo.....	13
2.2.1.2.1 Estático: análisis estático no lineal cíclico.....	14
2.2.1.2.2 Dinámico: masa y amortiguación	15
2.2.1.3 Veracidad del método simplificado	15
2.2.1.3.1 Creación de un modelo MDOF.....	16
2.2.1.3.2 Ajuste del modelo.....	18
2.2.1.3.3 Validación del método.....	19
2.3 IDENTIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS DE CUENCA.....	25
2.4 DEFINICIÓN Y ANÁLISIS DE VIVIENDAS TIPO	29
2.4.1 Análisis del sistema constructivo.....	33
2.4.2 Análisis Estático	34
2.4.2.1 Análisis pushover	34
2.4.3 Análisis dinámico	36
3 MODELACIÓN	39

3.1 DESARROLLO DEL MODELO MATEMÁTICO PARA LA MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA	39
3.1.1 Modelo de macroelemento	39
3.1.1.1 Comportamiento axial y de flexión	42
3.1.1.2 Comportamiento por corte.....	48
3.1.1.3 Falla del macroelemento por deriva máxima.....	51
3.2 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO AL SOFTWARE 3MURI	51
3.2.1 Diagrama de capacidad.....	57
3.2.2 Determinación de la curva bilineal equivalente al diagrama de capacidad	59
3.2.3 Espectro de diseño	60
3.2.4 Determinación del punto de demanda sísmica de la vivienda unifamiliar	63
3.2.5 Análisis de estados límite	70
3.3 MODELACIÓN DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA PARA LAS DIFERENTES DIRECCIONES DE ANÁLISIS	78
4 RESULTADOS	83
5 RECOMENDACIONES	89
6 CONCLUSIONES.....	93
7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
ANEXOS.....	99

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1: A) MAMPOSTERÍA COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN. ESTRATEGIAS DE MODELACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA: B) MICRO-MODELO; C) MICRO-MODELO SIMPLIFICADO; D) MACRO-MODELO.	4
FIGURA 2.2: MECANISMOS DE FALLO DE LA MAMPOSTERÍA: A) FALLA POR TRACCIÓN, B) DESLIZAMIENTO EN JUNTAS, C) FISURACIÓN POR TRACCIÓN DIRECTA, D) FISURACIÓN DIAGONAL DEL LADRILLO POR TRACCIÓN Y E) FISURACIÓN POR “MASONRY CRUSHING”	6
FIGURA 2.3: ESTRATEGIA DE MODELACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA MEDIANTE MACRO-MODELOS	7
FIGURA 2.4: MODOS DE FALLA ANTE CARGAS LATERALES EN MUROS DE MAMPOSTERÍA: A) FALLA POR SEPARACIÓN Y APLASTAMIENTO EN LAS ESQUINAS, B) FALLA POR AGRIETAMIENTO DIAGONAL Y C) FALLA DE LA COLUMNA EN TENSIÓN.....	10
FIGURA 2.5: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ADIMENSIONAL MOMENTO FLECTOR-CARGA AXIAL.....	11
FIGURA 2.6: ESQUEMA DEL MODELO SIMPLIFICADO SDOF OBTENIDO ENSAMBLANDO DOS ELEMENTOS, UNO GOBERNADO POR FLEXIÓN Y OTRO POR CORTE.	13
FIGURA 2.7: GEOMETRÍA Y VISTAS EN PLANTA Y FRONTALES DEL MODELO EXPERIMENTAL	16
FIGURA 2.8: A) CURVAS CÍCLICAS EXPERIMENTALES (NEGRA) Y NUMÉRICAS (ROJA) DE LA PARED D Y B) CURVAS CÍCLICAS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICAS DE LA PARED B.....	16
FIGURA 2.9: A) VISTA EN PLANTA DEL EDIFICIO ANALIZADO EN EL EJEMPLO, B) VISTA TRIDIMENSIONAL DEL MODELO DEL EDIFICIO ANALIZADO EN EL EJEMPLO Y C) CURVA PUSHOVER CON SU CURVA EQUIVALENTE BILINEAL DEL MODELO REVISADO EN EL EJEMPLO.....	17
FIGURA 2.10: A) CICLOS DE HISTÉRESIS DE LOS MODELOS MDOF (ROJO) Y SDOF (NEGRO) Y B) COMPARACIÓN DE LAS ÁREAS ACUMULATIVAS DE LOS CICLOS DE HISTÉRESIS DE LOS MODELOS MDOF (ROJO) Y SDOF (NEGRO)	18
FIGURA 2.11: A) CORRELACIÓN ENTRE LOS ANÁLISIS UTILIZADOS PARA LA CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO SDOF Y B) HISTORIAL DE DESPLAZAMIENTO DE UNO DE LOS ANÁLISIS UTILIZADOS EN LA CALIBRACIÓN (MDOF EN ROJO Y SDOF EN NEGRO), RESPECTIVAMENTE.....	19
FIGURA 2.12: CORRELACIÓN ENTRE LOS DESPLAZAMIENTOS SUPERIORES OBTENIDOS CON LOS MODELOS SDOF Y MDOF.....	20
FIGURA 2.13: DESPLAZAMIENTOS SUPERIORES MÁXIMOS FRENTE A LOS RESPECTIVOS PGA: A) PARA EL MODELO MDOF, B) PARA EL MODELO SDOF.....	21

FIGURA 2.14: RANGOS DE DESPLAZAMIENTO SUPERIOR COMO UNA FUNCIÓN DEL PGA, EXPRESADOS EN PORCENTAJE: A) PARA EL MODELO MDOF Y B) PARA EL MODELO SDOF	22
FIGURA 2.15: DESPLAZAMIENTO MÁXIMO VS. INTENSIDAD MODIFICADA DE HOUSNER: A) OBTENIDA CON EL MODELO MDOF Y B) OBTENIDA CON EL MODELO SDOF.....	23
FIGURA 2.16: RANGOS DE DESPLAZAMIENTO SUPERIOR COMO UNA FUNCIÓN DE LA INTENSIDAD MODIFICADA DE HOUSNER, EXPRESADOS EN PORCENTAJE: A) PARA EL MODELO MDOF Y B) PARA EL MODELO SDOF	23
FIGURA 2.17: DESPLAZAMIENTO MÁXIMO VS. DESPLAZAMIENTO ELÁSTICO ESPECTRAL ($T=0.16$ s, $\Xi=5\%$): A) OBTENIDO CON EL MODELO MDOF Y B) OBTENIDO CON EL MODELO SDOF.....	24
FIGURA 2.18: RANGOS DE DESPLAZAMIENTO SUPERIOR COMO UNA FUNCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO ELÁSTICO ESPECTRAL ($T=0.16$ s, $\Xi=5\%$), EXPRESADOS EN PORCENTAJE: A) PARA EL MODELO MDOF Y B) PARA EL MODELO SDOF	25
FIGURA 2.19: CATASTRO REPRESENTATIVO DE LAS EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE CUENCA – ECUADOR.	26
FIGURA 2.20: TIPOS DE IMPLANTACIONES DE LAS VIVIENDAS DE CUENCA	28
FIGURA 2.21: CIMIENTO CORRIDO DE HORMIGÓN CICLÓPEO PARA PARED SOPORTANTE.....	31
FIGURA 2.22: SISTEMA ZAPATA, PLINTO Y CADENA.....	32
FIGURA 2.23: SISTEMA MIXTO	32
FIGURA 2.24: ESPECTRO DE DEMANDA SÍSMICA Y ESPECTRO DE CAPACIDAD	36
FIGURA 3.1: CINEMÁTICA DEL MACROELEMENTO	41
FIGURA 3.2: MODOS DE FALLA PRINCIPALES DE UN PANEL DE MAMPOSTERÍA SUJETO A CARGA LATERAL EN EL PLANO: A) BALANCEO POR FLEXIÓN CON POSIBLE APLASTAMIENTO EN LAS ESQUINAS, B) CIZALLAMIENTO CON DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE LAS JUNTAS DE MORTERO Y C) CIZALLAMIENTO CON GRIETAS DIAGONALES A TRAVÉS DE LADRILLOS Y MORTERO	42
FIGURA 3.3: REPRESENTACIÓN DE LAS VARIABLES CINEMÁTICAS EN EL NODO DE INTERFACE I, BAJO CONDICIONES DE AGRIETAMIENTO	43
FIGURA 3.4: INTERACCIÓN ENTRE EL DESPLAZAMIENTO VERTICAL w Y LA ROTACIÓN θ PARA UNA PARED SOMETIDA A DIFERENTES VALORES DE CARGA AXIAL.....	44
FIGURA 3.5: MODELO CONSTITUTIVO BILINEAL, SIN RESISTENCIA A LA TRACCIÓN, CON RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN LIMITADA Y DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ A LA COMPRESIÓN PARA LOS RESORTES ARTICULARES DE INTERFAZ	45
FIGURA 3.6: CURVAS DE MOMENTO-ROTACIÓN PARA EL MODELO DE INTERFAZ CON LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN LIMITADA EN CASO DE FUERZA AXIAL	

CONSTANTE: A) IDENTIFICACIÓN DEL AGRIETAMIENTO POR FLEXIÓN, CONDICIONES DE APLASTAMIENTO EN LAS ESQUINAS Y RECTAS HORIZONTALES QUE INDICAN LA RESISTENCIA MÁXIMA CON UN VALOR DE RIGIDEZ $K=1$ Y B) EFECTO DEL INCREMENTO DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA	47
FIGURA 3.7: INTERACCIÓN ENTRE EL DESPLAZAMIENTO VERTICAL Y ROTACIÓN PARA CARGA AXIAL CONSTANTE. ACOPLAMIENTO DEBIDO AL COMPORTAMIENTO SIN TENSIÓN CON (LÍNEA CONTINUA) Y SIN DAÑO CÍCLICO DE APLASTAMIENTO EN LAS ESQUINAS (LÍNEA PUNTEADA)	47
FIGURA 3.8: FUERZA CORTANTE VS. DESPLAZAMIENTO: IDENTIFICACIÓN DE LAS COMPONENTES DE CORTE Y DESPLAZAMIENTO	49
FIGURA 3.9: ROL DE LOS PARÁMETROS EN LA FORMA DEL MODELO DE CORTE NO LINEAL: A) ROL DEL PARÁMETRO B Y B) ROL DEL PARÁMETRO CT	50
FIGURA 3.10: INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO EN LA RESPUESTA DE CORTE CÍCLICA: A) PARÁMETRO B Y B) PARÁMETRO CT	51
FIGURA 3.11: MODELO DE VIVIENDA UNIFAMILIAR GENERADO EN 3MURI: A) VISTA EN PLANTA, B) MODELO TRIDIMENSIONAL.....	53
FIGURA 3.12: CURVAS DE CAPACIDAD PUSHOVER: CURVA DEL MODELO ANALIZADO (ROJA), CURVA DE HERNÁN GARCÍA (AZUL).....	54
FIGURA 3.13: MODELO TRIDIMENSIONAL DE LA VIVIENDA UNIFAMILIAR CON DINTELES DE REFUERZO.....	56
FIGURA 3.14: CURVA PUSHOVER: CURVA DEL MODELO ESTUDIADO (ROJA), CURVA DE HERNÁN GARCÍA (AZUL).....	57
FIGURA 3.15: DETERMINACIÓN DE LA CURVA PUSHOVER O CURVA DE CAPACIDAD.	58
FIGURA 3.16: TRANSFORMACIÓN DE LA CURVA PUSHOVER AL DIAGRAMA DE CAPACIDAD	58
FIGURA 3.17: OBTENCIÓN DE LA CURVA BILINEAL EQUIVALENTE MEDIANTE EL DIAGRAMA DE CAPACIDAD	59
FIGURA 3.18: PARÁMETROS PARA EL DESARROLLO DEL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO	60
FIGURA 3.19: CONVERSIÓN DE COORDENADAS EN EL ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO	62
FIGURA 3.20: INTERSECCIÓN ENTRE CURVA BILINEAL EQUIVALENTE Y ESPECTROS DE DISEÑO INELÁSTICO PARA EL TIPO DE SUELO B.....	64
FIGURA 3.21: INTERSECCIÓN ENTRE CURVA BILINEAL EQUIVALENTE Y ESPECTROS DE DISEÑO INELÁSTICO PARA EL TIPO DE SUELO C.....	65
FIGURA 3.22: INTERSECCIÓN ENTRE CURVA BILINEAL EQUIVALENTE Y ESPECTROS DE DISEÑO INELÁSTICO PARA EL TIPO DE SUELO D	66
FIGURA 3.23: DEFINICIÓN DE ESTADOS LÍMITE (LS) EN LA CURVA DE CAPACIDAD, PARA EL SUELO B.....	72

FIGURA 3.24: DEFINICIÓN DE ESTADOS LÍMITE (LS) EN LA CURVA DE CAPACIDAD, PARA EL SUELO C.....	74
FIGURA 3.25: DEFINICIÓN DE ESTADOS LÍMITE (LS) EN LA CURVA DE CAPACIDAD, PARA EL SUELO D.....	76
FIGURA 4.1: CURVAS DE FRAGILIDAD DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X PARA LOS DIFERENTES NIVELES DE RENDIMIENTO: COMPLETAMENTE OPERACIONAL (LÍNEA VERDE), OPERACIONAL (LÍNEA AMARILLA), MODERADA (LÍNEA MAGENTA) Y CERCA DEL COLAPSO (LÍNEA ROJA).....	85
FIGURA 4.2: CURVAS DE FRAGILIDAD DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y PARA LOS DIFERENTES NIVELES DE RENDIMIENTO: COMPLETAMENTE OPERACIONAL (LÍNEA VERDE), OPERACIONAL (LÍNEA AMARILLA), MODERADA (LÍNEA MAGENTA) Y CERCA DEL COLAPSO (LÍNEA ROJA).....	87
FIGURA 5.1: CURVAS DE FRAGILIDAD DE UNA ESTRUCTURA PARA DIFERENTES NIVELES DE RENDIMIENTO. (A) ESTRUCTURA CON LADRILLO HUECO, (B) ESTRUCTURA CON LADRILLO MACIZO	89
FIGURA 5.2: ELEMENTOS QUE FORMAN PARTE DE UNA EDIFICACIÓN CONSTRUIDA CON MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	90
FIGURA 5.3: REQUISITOS MÍNIMOS PARA VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	91

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1: PORCENTAJE DE VIVIENDAS DE ACUERDO AL TIPO DE IMPLANTACIÓN.	27
TABLA 2.2: PORCENTAJE DE VIVIENDAS DE ACUERDO AL ÁREA DE CONSTRUCCIÓN.....	28
TABLA 2.3: NÚMERO DE VIVIENDAS DE ACUERDO AL AÑO DE CONSTRUCCIÓN	29
TABLA 3.1: PARÁMETROS DE DISEÑO DEL LADRILLO MACIZO.....	52
TABLA 3.2: DIMENSIONES Y DISPOSICIÓN DE LOS DINTELES.....	55
TABLA 3.3: DETALLE DEL ACERO DE REFUERZO EN DINTELES	55
TABLA 3.4: DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DEMANDA SÍSMICA DE DESPLAZAMIENTO, ANALIZADO PARA EL TIPO DE SUELO B	67
TABLA 3.5: DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DEMANDA SÍSMICA DE DESPLAZAMIENTO, ANALIZADO PARA EL TIPO DE SUELO C	68
TABLA 3.6: DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DEMANDA SÍSMICA DE DESPLAZAMIENTO, ANALIZADO PARA EL TIPO DE SUELO D	69
TABLA 3.7: DETERMINACIÓN DE ESTADOS LÍMITE	71
TABLA 3.8: DETERMINACIÓN DEL ESTADO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA PARA EL TIPO DE SUELO B.....	73
TABLA 3.9: DETERMINACIÓN DEL ESTADO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA PARA EL TIPO DE SUELO C.....	75
TABLA 3.10: DETERMINACIÓN DEL ESTADO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA PARA EL TIPO DE SUELO D.....	77
TABLA 3.11: DETERMINACIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE LA CURVA PUSHOVER Y (LADRILLO MACIZO)	78
TABLA 3.12: DETERMINACIÓN DEL ESTADO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA PARA EL ANÁLISIS DE LA CURVA PUSHOVER Y (LADRILLO MACIZO) – SUELO B	79
TABLA 3.13: DETERMINACIÓN DEL ESTADO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA PARA EL ANÁLISIS DE LA CURVA PUSHOVER Y (LADRILLO MACIZO) – SUELO C	80
TABLA 3.14: DETERMINACIÓN DEL ESTADO ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA PARA EL ANÁLISIS DE LA CURVA PUSHOVER Y (LADRILLO MACIZO) – SUELO D.....	81
TABLA 4.1: NÚMERO DE EXCEDENCIA DE LOS ESTADOS LÍMITE PARA CADA NIVEL DE PGA. LADRILLO MACIZO, DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X.....	84
TABLA 4.2: PORCENTAJE DE VULNERABILIDAD DE LA EDIFICACIÓN, PARA LOS DATOS OBTENIDOS EN LA TABLA (4.1)	85
TABLA 4.3: NÚMERO DE EXCEDENCIA DE LOS ESTADOS LÍMITE PARA CADA NIVEL DE PGA. LADRILLO MACIZO, DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y.....	86
TABLA 4.4: PORCENTAJE DE VULNERABILIDAD DE LA EDIFICACIÓN, PARA LOS DATOS OBTENIDOS EN LA TABLA (4.3)	87

DEDICATORIA

Quiero dedicar el presente proyecto al pilar fundamental de mi vida, MIS PADRES, quienes con sus consejos diarios, su don de gente y su apoyo incondicional, me han impulsado a cumplir y alcanzar mis metas. Para ti, Fernando Efrén, eres mi orgullo papa y mis ganas de seguir adelante; y de una manera especial para Enma Arenillas⁺, eras la más entusiasmada por que culmine esta etapa, pero te fuiste cuando estaba en la mitad de mi camino, me imagino que debes sentirte orgullosa ahora que lo logre, para ti en donde quiera que estés madre.

A mis hermanos Sebastián Ismael y Sebastián Israel quienes me han apoyado durante este largo camino.

**LUIS FERNANDO MOROCHO
ARENILLAS.**

PREFACIO

El trabajo se centra en analizar las viviendas unifamiliares de la ciudad de Cuenca, Ecuador construidas con mampostería confinada para determinar la vulnerabilidad que estas presentan frente a sollicitaciones sísmicas. Se desarrollan un par de modelos de la vivienda, variando la dirección de análisis en los dos ejes principales, pero manteniendo la geometría de la edificación. Se inicia el estudio mediante un análisis no lineal simplificado de las estructuras de mampostería, utilizando un procedimiento de macroelementos, mismo que está implementado en el software 3MURI. Las curvas de capacidad pushover, obtenidas mediante el programa, para sistemas SDOF equivalentes, se comparan con los espectros de diseño obtenidos para la ciudad de Cuenca determinando así el punto de demanda sísmica de la vivienda. Dicho punto de demanda se compara a su vez con los estados límite definidos en la curva pushover, los mismos que fueron determinados a través de un método heurístico, contabilizando cada demanda que exceda el estado límite, determinando así la vulnerabilidad de la vivienda unifamiliar en términos porcentuales. Los resultados han permitido estimar la influencia del comportamiento del material en la resistencia del modelo. De igual forma se proporcionarán pautas para mejorar la capacidad de resistencia en los edificios de mampostería existentes.

PRÓLOGO

En el área de la ingeniería civil y principalmente en el campo de la construcción, la mampostería ha sido uno de los materiales más antiguos utilizados por el hombre. La mampostería abarca una gran cantidad de materiales, generalmente está compuesta por ladrillos o bloques unidos a su vez con mortero, colocados sin ningún orden específico. En nuestro país y especialmente en la ciudad de Cuenca, las construcciones a base de muros de mampostería de mediana y baja altura son muy comunes, esto se debe a que los sistemas constructivos a base de muros de carga, representan en gran parte la solución más conveniente para construcciones de vivienda económica, ya que no se requiere de un equipo elaborado, ni mano de obra muy especializada; aunque cabe destacar que la calidad de la mano de obra es de gran importancia en las propiedades estructurales del muro terminado.

A continuación se presentan los tipos de muros de mampostería más comunes (Sánchez, 1995):

- **Muros Diafragma:** Consiste en un panel de mampostería rodeado por vigas y columnas de un marco estructural de acero o de concreto al que proporcionan rigidez ante cargas laterales al actuar como diafragma.
- **Muros reforzados interiormente:** En este caso el refuerzo horizontal y vertical es distribuido en el interior del muro, aprovechando las piezas huecas o las juntas para colocar el refuerzo.
- **Muros confinados:** Este sistema consiste en rodear perimetralmente el panel de mampostería con elementos de concreto reforzado (vigas y columnas) de espesor igual al muro, con el fin de brindar a este un confinamiento que mejore su ductilidad y le permita soportar repeticiones de carga lateral sin deformarse excesivamente. Este último es el que se usará en el proyecto de investigación.

Se debe considerar también que Cuenca es una ciudad con un riesgo sísmico medio, durante su historia ha experimentado una serie de terremotos con magnitudes que van desde 4.0 Mw a 4.9 Mw (García, 2017). Pero en la actualidad, debido a la ausencia de eventos sísmicos importantes, no se ha prestado mucha atención al diseño sísmo resistente, por lo que la mayoría de edificios de mampostería se construyen sin un control de calidad exhaustivo y sin cumplir con los códigos de construcción sísmica de la región. Todo esto conlleva un alto nivel de incertidumbre en la capacidad estructural de las edificaciones de la ciudad, haciéndolas más vulnerables frente a eventos sísmicos.

Lo expuesto anteriormente ha impulsado a desarrollar un análisis simplificado que permita determinar la vulnerabilidad estructural de las edificaciones, a través del

análisis del comportamiento de la mampostería frente a sollicitaciones sísmicas. Este análisis simplificado equivalente para modelos de un grado de libertad representa el comportamiento global de los modelos estructurales de varios grados de libertad. Con este sistema se pretende reducir el esfuerzo computacional, lo que se traduce en un ahorro de tiempo y recursos en el ámbito profesional, debido a que el desarrollo de modelos con varios grados de libertad, conllevan un esfuerzo computacional más elevado.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por darme las fuerzas necesarias y haberme brindado el conocimiento suficiente para poder alcanzar este objetivo que me he planteado.

Al Ing. Hernán García quien, como director de este proyecto de investigación, me ha sabido brindar los conocimientos suficientes para culminar con éxito esta etapa.

1 EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Análisis del comportamiento no lineal de las estructuras de mampostería de baja altura en la ciudad de Cuenca, Ecuador.

1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1 Objetivo General

Determinar la capacidad de la mampostería frente a solicitaciones sísmicas para las estructuras de baja altura de la ciudad de Cuenca, mediante la propuesta de un modelo matemático para la predicción de la resistencia lateral de las estructuras de mampostería confinada, que se basa en una curva de empuje adaptativo conocida como curva pushover, que estudia el grado de desplazamiento de un nodo de control debido a un progresivo aumento de carga sísmica.

1.2.2 Objetivos específicos

- Identificar el sistema estructural de las edificaciones de mampostería de la ciudad de Cuenca.
- Aplicar un modelo numérico existente para la modelación de edificaciones de mampostería.
- Determinar el grado de vulnerabilidad estructural que presentan las edificaciones de mampostería confinada de la ciudad, frente a posibles sismos esperados en la región.
- Explicar cómo se puede mejorar la resistencia sísmica en edificaciones de mampostería existentes.

1.3 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

La presente investigación se enfoca en el análisis de la sensibilidad de la mampostería para determinar el comportamiento de las estructuras de la ciudad de Cuenca frente a eventos sísmicos. Considerando que este material es uno de los más antiguos utilizados por el hombre en el ámbito de la construcción; y, hoy en día es la solución más conveniente para construcciones de vivienda económica de mediana

y baja altura (Sánchez, 1995), es preciso realizar este trabajo, el cual a más de determinar el efecto en la capacidad sísmica de las estructuras de mampostería, aporta con procedimientos y recomendaciones para mejorar su resistencia.

Se debe tomar en cuenta también que por el Ecuador para el Cinturón de fuego del Pacífico, ubicando al país en una zona de alta actividad sísmica. Son 7 los terremotos con magnitud mayor o igual a 7.0 Mw que han azotado la costa del país, muy cerca de la ciudad de Manta (Aguiar, Zevallos, Palacios, Garcia, & Menéndez, 2016); desde 1906, año en el que se produjo el sismo de mayor intensidad en el país, con una magnitud de 8.8 Mw (Quinde & Reinoso, 2016) hasta 2016, año en el que se produjo el último terremoto. El período de recurrencia de estos terremotos con magnitudes similares a las mencionadas es de 20 años aproximadamente (Aguiar, Zevallos, Palacios, Garcia, & Menéndez, 2016); sin embargo, a pesar de todos los eventos mencionados, no se ha prestado la debida atención a esta problemática al momento de diseñar estructuras que formen parte del casco urbano del país.

Por lo mencionado anteriormente, resulta fundamental centrarnos en el análisis y valoración de las estructuras de la ciudad de Cuenca y emitir un criterio acertado para mejorar las edificaciones vigentes a objetivo de prevenir situaciones de difícil solución.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA LA MODELACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

En este apartado se hará una revisión del estado del arte referente a los métodos de cálculo existentes para la modelación de mampostería, mediante el uso de elementos finitos.

La mampostería, como material de construcción, presenta direccionalidad en sus propiedades debido a que las juntas del mortero actúan como planos de debilidad en el material. Generalmente, el enfoque hacia su representación numérica puede centrarse en los Micro-modelos, los cuales sintetizan de forma detallada y separada ladrillos y juntas. Por otro lado, un análisis realizado mediante Macro-modelos trata a la mampostería como un material compuesto. De acuerdo al nivel de detalle requerido se pueden usar las siguientes formas de modelación (Lourenço, 1996):

- Micro-modelos: Estudian la mampostería como un ensamblaje discontinuo de piezas o ladrillos conectados por juntas en su posición real. Se distinguen (Quinteros, 2014):
 - Micro-modelización detallada: Los elementos del panel de mampostería (ladrillos y morteros) son representados por elementos finitos de comportamiento continuo, en tanto que la interfaz mortero-ladrillo se representa con elementos finitos discontinuos;
 - Micro-modelización simplificada: En esta forma de modelación las unidades se representan a través de elementos de comportamiento continuo, mientras que el comportamiento de las juntas de mortero y la interfaz ladrillo-mortero se agrupa en elementos discontinuos.
- Macro-modelos: En este caso todos los componentes del panel (ladrillo, mortero e interfaz ladrillo-mortero) están representados por un mismo elemento finito (Lourenço, 1996).

En general, para cualquier tipo de modelo que se utilice, el módulo de Young, el coeficiente de Poisson y opcionalmente las propiedades inelásticas de ambos

materiales (ladrillo y mortero) son factores que se deben tomar en cuenta. Para la primera estrategia de modelado la interface junta-ladrillo representa una superficie de fisuración potencial con una rigidez ficticia inicial con tal de evitar la interpenetración del elemento; esto produce la acción combinada de ladrillo, mortero e interface. Para la segunda estrategia de modelación, cada junta que está compuesta de mortero y dos interfaces mortero-ladrillo que se unen en una interface que recoge estos tres elementos con el fin de simplificar el problema sin cambiar la geometría. Es por esto que la mampostería se considera como un conjunto de bloques elásticos separados por superficies potenciales de fractura en las juntas. La precisión se pierde en el momento que el efecto Poisson del mortero no es incluido. La tercera estrategia no hace distinción entre ladrillos individuales y juntas, ya que trata la mampostería como un elemento continuo homogéneo y anisótropo. No se puede escoger una de estas estrategias por encima de otras, ya que el campo de aplicación es diferente para el caso de micro-modelos que para el de macro-modelos (López, Oller, & Oñate, 1998).

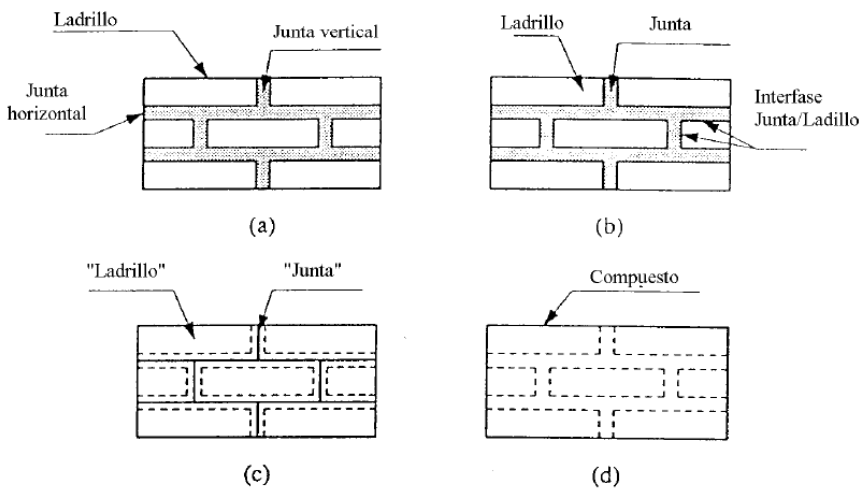


Figura 2.1: a) Mampostería como material de construcción. Estrategias de modelación de la mampostería; b) Micro-modelo; c) Micro-modelo simplificado; d) Macro-modelo. Fuente: (López, Oller, & Oñate, 1998).

En general, la modelación de la mampostería mediante micro-modelos como macro-modelos exige una descripción de los materiales mediante experimentación. No obstante, las propiedades de la mampostería están influenciadas por un gran número de factores como las propiedades intrínsecas del ladrillo y el mortero, la calidad de la mano de obra, el grado de curado, desarrollo, edad, etc. (Quinteros, 2014). Debido

a esta variedad de factores, la utilización de modelos numéricos como contraposición a los ensayos experimentales tiene gran interés. De todas formas, los parámetros deben ser obtenidos a partir de ensayos experimentales para posteriormente introducirlos como datos en los modelos numéricos (López, Oller, & Oñate, 1998).

2.1.1 Micro-modelos

Los micro-modelos son, probablemente, la mejor forma para comprender el comportamiento de la mampostería. La ventaja de utilizar este método como aproximación es, sobre todo, la posibilidad de consideración de diferentes mecanismos de falla.

Un meticuloso micro-modelo debe incluir todos los tipos básicos de mecanismos de fallo por los cuales está caracterizada la mampostería, los cuales son: (a) fisuración de las juntas, (b) deslizamiento a lo largo del plano de las juntas a bajos niveles de tensión normal, (c) fisuración de los ladrillos por tracción directa, (d) fisuración diagonal por tracción en los ladrillos en valores de tensión normal suficientes para desarrollar la fricción en las juntas y (e) el mecanismo de fallo llamado “masonry crushing”, comúnmente identificado por un agrietamiento de los ladrillos por tracción como resultado de la dilatación del mortero a altos niveles de confinamiento por tensión normal (Lourenço, 1996). Los mecanismos de fallo mencionados con anterioridad se presentan en la figura (2.2):

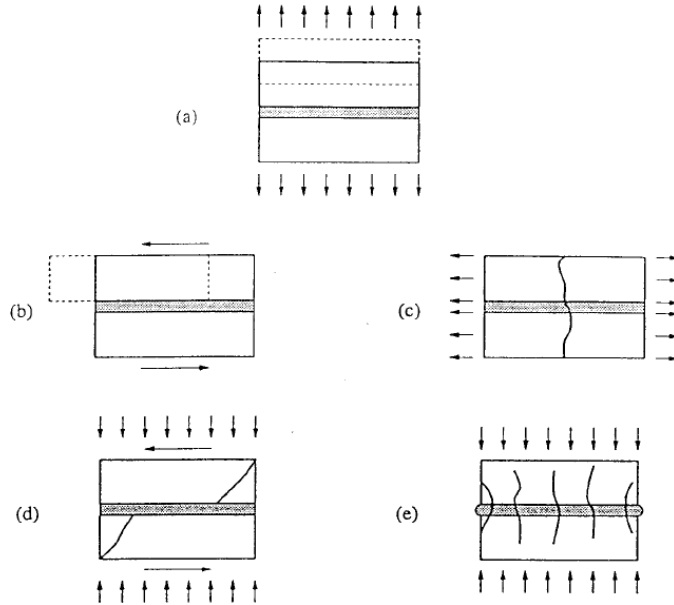


Figura 2.2: Mecanismos de fallo de la mampostería: a) Falla por tracción, b) Deslizamiento en juntas, c) Fisuración por tracción directa, d) Fisuración diagonal del ladrillo por tracción y e) Fisuración por "Masonry crushing" Fuente: (López, Oller, & Oñate, 1998).

Como se puede observar en la figura (2.2), las gráficas (a) y (b) muestran que el mecanismo de fallo ocurre en las juntas; en la gráfica (c) se produce en el ladrillo; y, en las gráficas (d) y (e), el mecanismo es combinado involucrando tanto a juntas como a ladrillos (López, Oller, & Oñate, 1998).

De lo analizado, los autores (López, Oller, & Oñate, 1998) indican que los micro-modelos tienen su campo de aplicación en el estudio del comportamiento local de detalles estructurales de mampostería como estudio del comportamiento real de la interface y comportamiento en puertas y ventanas (discontinuidades en la estructura). Estas discontinuidades generalmente son determinantes en el comportamiento global de las estructuras de mampostería. Este tipo de modelización aplica una notable discretización en elementos, lo que conlleva un coste computacional muy alto respecto a la escala para las que se utiliza.

2.1.2 Macro-modelos

En el ámbito de los macro-modelos no se hace distinción geométrica entre las unidades individuales y las juntas, ya que se trata a la mampostería como un elemento continuo homogéneo y anisótropo, como se presenta en la figura (2.3).

Estos modelos se aplican cuando se tienen estructuras compuestas por muros con dimensiones lo suficientemente grandes que hacen que las tensiones a través y a lo largo de los elementos sean esencialmente uniformes y de los cuales solo se requiere el conocimiento del comportamiento del conjunto (Quinteros, 2014).

Dentro de los macro-modelos, las técnicas de homogeneización, permiten establecer relaciones constitutivas en términos de tensiones y deformaciones promedio a partir de la geometría y de las relaciones constitutivas de los componentes individuales. A pesar de la complejidad de la mampostería, se puede obtener mucha información del estudio de las estructuras de mampostería regulares, en las que se produce una repetición periódica de la microestructura debido a una disposición constante de unidades o ladrillos (Quinteros, Bellomo, Nallin, & Oller, 2014).

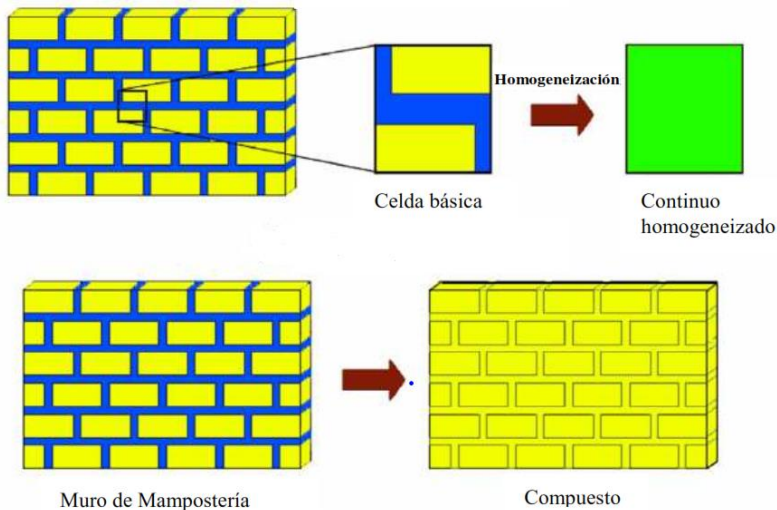


Figura 2.3: Estrategia de modelación de la mampostería mediante macro-modelos. Fuente: (Quinteros, Bellomo, Nallin, & Oller, 2014).

El objetivo fundamental de la teoría de homogeneización es, de hecho, derivar las características generales macroscópicas de un medio heterogéneo a partir del comportamiento de los materiales constituyentes.

Por otra parte, las dificultades en concebir y poner en práctica macro-modelos para el análisis de estructuras de mampostería surgen, especialmente, debido a la complejidad intrínseca de la formulación del comportamiento inelástico anisótropo (Quinteros, 2014).

Chiara Calderini y Sergio Lagomarsino (Calderini & Lagomarsino, 2008) acotan que, a pesar del empleo generalizado de técnicas de homogeneización en el campo

elástico, la formulación rigurosa en el campo inelástico aun plantea profundos problemas conceptuales.

Otros autores en su estudio (de Felice, de Santis, Lourenco, & Mendes, 2016) sugieren que la naturaleza del elemento continuo en el macro-modelado mediante elementos finitos, puede comprometer la confiabilidad de los resultados cuando las estructuras agrietadas experimentan grandes desplazamientos que lo lleven cerca del punto de colapso. Se puede lograr una mejor representación modelando la posible aparición de grietas con superficies de discontinuidad. Sin embargo, de acuerdo a lo analizado y tomando el criterio de varios autores, parece ser necesaria más investigación para una mejor representación de las propiedades de las juntas (por ejemplo, por disipación de histéresis y degradación de resistencia) para simular la acumulación progresiva de daños y amortiguamiento, que difícilmente se puede definir como un solo parámetro global de la estructura.

2.2 ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS

La repetición periódica de dos materiales (ladrillos y juntas de mortero), que se caracterizan por distintas propiedades mecánicas; es lo que se conoce como mampostería. La variedad en la composición junto con la disposición de los componentes (patrones de unión, espesor de las juntas de mortero, etc.) resultan en un material compuesto marcadamente anisótropo, tanto en el rango lineal como en el no lineal (Quinteros, 2014).

La mampostería como material presenta un comportamiento no lineal, el mismo que proviene de dos fuentes principales. Una de ellas es el comportamiento no lineal que presentan todos los materiales a partir de cierto nivel de deformaciones unitarias, esta característica se hereda a los elementos estructurales y a las estructuras. En este caso, las pizas y el mortero presentan un comportamiento no lineal similar al del concreto, en términos cualitativos. Sin embargo, cuantitativamente las propiedades mecánicas tanto lineales como no lineales de las piezas, pueden ser muy distintas a las del mortero. La siguiente fuente de no linealidad es el comportamiento de la superficie de unión entre piezas y mortero, en donde ocurre agrietamiento por tensión y deslizamiento debido a esfuerzos tangenciales. En paneles de mampostería que fallan por cortante este aspecto determina en forma muy significativa el comportamiento global del elemento estructural.

En muros de mampostería confinada se da un comportamiento no lineal ante cargas laterales debido a efectos geométricos de separación o contacto, que se producen en la interfaz entre el muro y el marco que lo confina. Es necesario evaluar la magnitud

de los esfuerzos cortantes que surgen por efecto de la fricción en dicha interfaz ya que alteran sustancialmente el comportamiento del conjunto.

El comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada, se puede describir en forma general por medio de los siguientes modos de falla (Orduña & Ayala, 2001):

- a) Separación: Cuando se somete al muro a una carga leve, ocurre una separación entre el muro y el marco de confinamiento en las esquinas alejadas de la diagonal en compresión.
- b) Aplastamiento de las esquinas: Si el marco de confinamiento es demasiado flexible, los esfuerzos de compresión en la esquina cargada se concentran en una superficie pequeña y ocurre aplastamiento de la mampostería en esa zona. Mientras aumenta la rigidez del marco, y pueda por lo tanto distribuir mejor los esfuerzos, la zona de aplastamiento se extiende hacia el centro del muro.
- c) Agrietamiento inclinado: Cuando existe demasiada rigidez en el marco para evitar el aplastamiento del muro, entonces ocurre agrietamiento a lo largo de la diagonal en compresión, a causa de los esfuerzos principales de tensión en dirección perpendicular. Este comportamiento no implica el colapso y en muchos casos se pueden alcanzar niveles de carga significativamente mayores que el correspondiente al agrietamiento.
- d) Falla de la columna en tensión: La combinación de esfuerzos de tensión y de cortante en una de las columnas, puede producir su falla principalmente si es de concreto y no tiene el suficiente refuerzo transversal y/o longitudinal. Generalmente la otra columna no falla debido a que la compresión incrementa, hasta cierto nivel, su resistencia al cortante.

Los modos de falla ante cargas laterales se pueden observar en la figura (2.4):

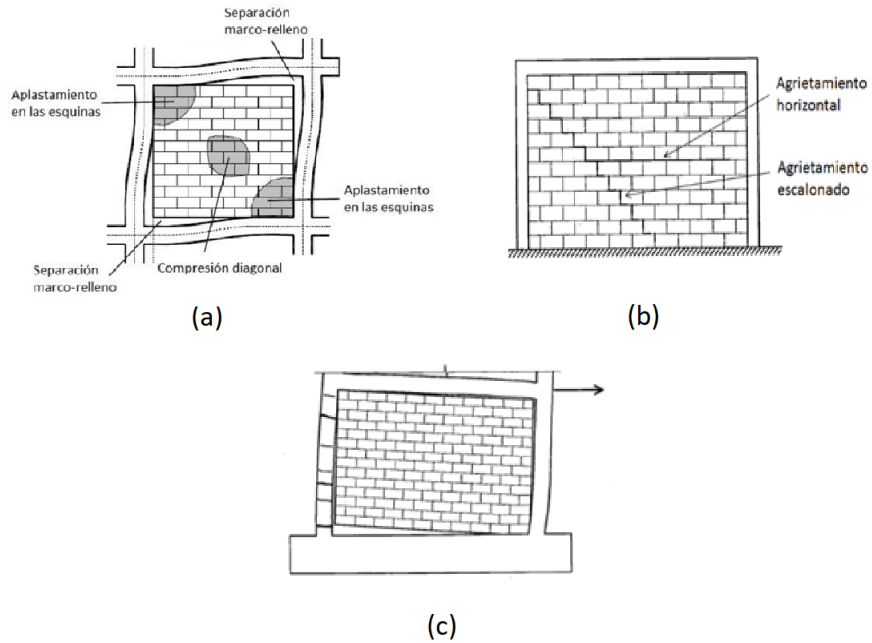


Figura 2.4: Modos de falla ante cargas laterales en muros de mampostería: a) Falla por separación y aplastamiento en las esquinas, b) Falla por agrietamiento diagonal y c) Falla de la columna en tensión. Fuente: (Bravo & Flores, 2015).

Los modos de falla, generalmente, están determinados por la geometría del muro, condiciones de borde, magnitud y tipo de cargas actuantes, así como de la calidad de los materiales. Se han desarrollado diagramas de interacción carga axial-momento flexionante que definen de una manera interesante estos modos, los mismos que se presentan en la figura (2.5) (Alcocer, 1997).

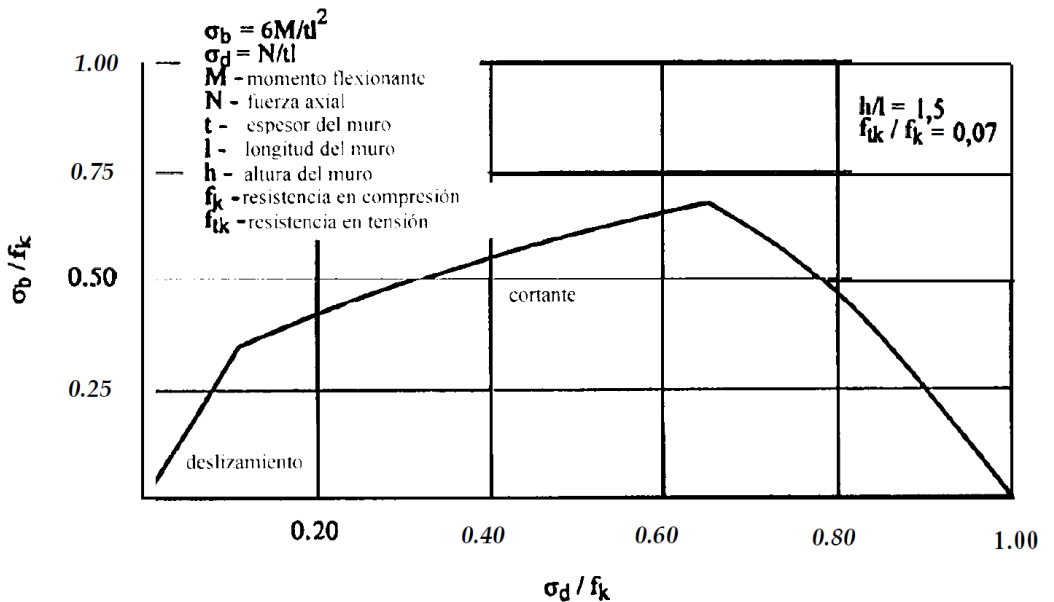


Figura 2.5: Diagrama de interacción adimensional momento flexor-carga axial. Fuente: (Alcocer, 1997).

2.2.1 ANÁLISIS SIMPLIFICADO NO LINEAL PARA MAMPOSTERÍA

La determinación de la demanda de desplazamiento para edificios de mampostería sometidos a acción sísmica es un paso esencial en la evaluación y diseño de estas estructuras basadas en el desempeño, por lo general la determinación de este parámetro se complica en estructuras de mampostería, esto se debe básicamente a dos razones:

- 1) Por la dificultad de representar el comportamiento histerético de las estructuras de mampostería mediante formas histeréticas simplificadas; y
- 2) El periodo estructural es muy corto que no permite el uso de la “regla de desplazamiento igual”. La regla de desplazamiento igual es una regla empírica utilizada para evaluar el comportamiento no lineal de las edificaciones sometidas a movimientos sísmicos, que establece que los desplazamientos máximos inelásticos permanecen casi iguales al desplazamiento máximo elástico cualquiera que sea la fuerza seleccionada de la estructura (Lestuzzi & Badoux, 2003). Esta regla juega un rol

fundamental en el diseño sísmico actual ya que constituye la suposición básica para la definición de los factores de reducción de fuerza para la mayoría de los códigos de construcción en todo el mundo.

Para solucionar este problema varios autores han desarrollado un método para la definición de sistemas no lineales de un solo grado de libertad (SDOF) que representa el comportamiento global de los modelos estructurales de varios grados de libertad (MDOF). La definición de los sistemas SDOF se basa en la equivalencia dinámica de las propiedades elásticas (periodo de vibración y amortiguación viscosa) y en la comparabilidad con el comportamiento histerético no lineal obtenido mediante el análisis cíclico de pushover en modelos MDOF. Ambos sistemas, SDOF y MDOF, se basan en un modelo de macro-elementos no lineales capaces de reproducir el comportamiento cíclico y de flexión en el plano de los elementos de espalón y antepecho (Graziotti, Penna, Bossi, & Magenes, 2014). La comparación de los resultados en términos de desplazamiento máximo obtenido para el sistema SDOF y para el sistema MDOF demuestra la viabilidad y fiabilidad del enfoque propuesto.

El bajo esfuerzo computacional involucrado con este tipo de análisis simplificado, facilita el uso de cálculos dinámicos no lineales en estudios paramétricos. Los análisis dinámicos SDOF pueden usarse para estudiar la correlación entre la demanda de desplazamiento y diversas medidas de intensidad sísmica, para realizar análisis dinámicos incrementales simplificados, para calcular curvas de fragilidad estático-dependientes; o para crear métodos simplificados que puedan estimar las demandas de desplazamiento máximo en las estructuras de mampostería (a este último punto está enfocado el presente trabajo) (Graziotti, Penna, Bossi, & Magenes, 2014).

2.2.1.1 Definición del modelo simplificado SDOF

Para realizar un análisis dinámico no lineal simplificado, los investigadores (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013) crearon un modelo de grado único de libertad (SDOF). Este modelo es capaz de interpretar sintéticamente la respuesta sísmica de un modelo de varios grados de libertad (MDOF) que representa una construcción de mampostería completa. Consta de dos macro-elementos en paralelo y caracterizados por comportamientos no lineales típicos de los paneles de mampostería. Los elementos están conectados por un enlace superior rígido. Tal necesidad surge del deseo de desacoplar por completo los mecanismos de cizalladura y flexión, lo que facilita la calibración independiente de los parámetros. Las variables que rigen el modelo son: la geometría de los elementos, su compresión axial, las características

mecánicas y la masa inercial. El desplazamiento horizontal superior de los dos elementos donde se concentra la masa, es el único grado de libertad; se evita la rotación del borde superior de los elementos.

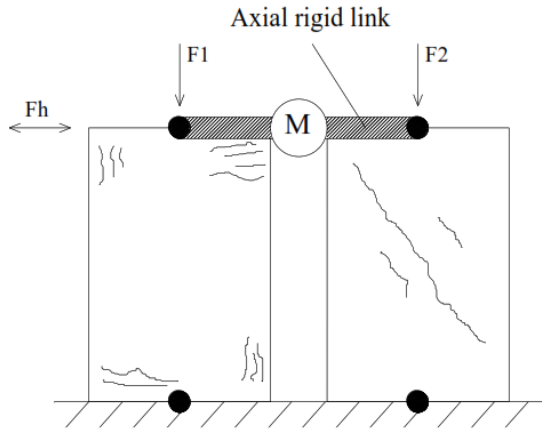


Figura 2.6: Esquema del modelo simplificado SDOF obtenido ensamblando dos elementos, uno gobernado por flexión y otro por corte. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

La figura (2.6) muestra una ilustración simplificada del modelo SDOF. El modelo fue creado con el software TREMURI¹.

2.2.1.2 Calibración del modelo

El método para crear el sistema equivalente SDOF implica dos pasos de calibración: estático y dinámico. Ambos pasos deben realizarse comparando el modelo calibrado SDOF con un modelo MDOF representativo de la estructura real. Por esta razón, existe la necesidad de realizar análisis estáticos y dinámicos por medio de un software de análisis estructural capaz de proporcionar resultados fiables en términos de comportamiento cíclico de la mampostería (por ejemplo, deformación y degradación de la resistencia del cizallamiento y el mecanismo de flexión). La confiabilidad del modelo MDOF puede aumentarse usando datos experimentales de prueba para la calibración de las características mecánicas de los diversos componentes estructurales.

¹ Software desarrollado para el análisis estructural y sísmico de edificios de mampostería.

2.2.1.2.1 Estático: análisis estático no lineal cíclico

La primera calibración que se realizará implica el uso de análisis estático no lineal. El objetivo de esta calibración es obtener un modelo SDOF con un comportamiento cíclico estático similar al modelo MDOF de referencia. Es necesario realizar un empuje cíclico del sistema MDOF para aumentar los niveles de desplazamiento (positivo y negativo) hasta el desplazamiento máximo correspondiente al estado límite final seleccionado (por ejemplo, prevención del colapso estructural). Si el modelo es capaz de predecir cualquier degradación de propiedades mecánicas, puede ser útil repetir más de un ciclo para cada nivel de desplazamiento. Para comparar la fuerza y el desplazamiento de los dos sistemas, es necesario establecer una relación entre las variables. Una relación confiable es dada por la formulación típica del análisis modal:

$$\Gamma = \frac{\phi^T M 1}{\phi^T M \phi} \quad (2.1)$$

$$F_S = \frac{F_M}{\Gamma} \quad (2.2)$$

$$d_S = \frac{d_M}{\Gamma} \quad (2.3)$$

donde Γ es el factor de participación modal, M es la matriz de masa del sistema MDOF, F_S y F_M son respectivamente el corte en la base del sistema SDOF y MDOF, d_S y d_M son respectivamente los desplazamientos del sistema SDOF y MDOF (en el modelo MDOF d_M es el desplazamiento del sistema en el nodo de control o “target node”) y el vector ϕ es la forma modal normalizada para $d_M = 1$. Un empuje cíclico SDOF se ejecuta con el mismo desplazamiento de una ejecución para MDOF. Los parámetros que caracterizan el sistema podrían calibrarse comparando las respuestas estáticas de los dos análisis. En particular, las variables principales a verificar pueden ser: el corte basal máximo, la rigidez inicial, la rigidez de descarga y recarga, la deformación y rigidez a cortante y el área de los bucles de histéresis. Las propiedades a calibrar son: la geometría de los elementos, las características mecánicas y la configuración de carga (por ejemplo, fuerzas axiales).

2.2.1.2.2 Dinámico: masa y amortiguación

Para crear un modelo calibrado, existe la necesidad de asignar una masa equivalente M_S y los parámetros de amortiguación Rayleigh α_S y β_S . La masa M_S se asigna usando la ecuación del análisis modal:

$$M_S = \phi^T M 1 \quad (2.4)$$

De esta forma, la masa del sistema dinámico SDOF se elige teniendo en cuenta el primer modo de vibración. Esto representará mejor el comportamiento de las estructuras con un alto factor de participación en el primer modo.

Los dos parámetros del amortiguamiento de Rayleigh puede calibrarse comparando diez análisis dinámicos no lineales (con demandas de desplazamiento crecientes) maximizando la correlación entre el máximo SDOF y MDOF (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013):

$$\xi_S = \alpha_S M_S + \beta_S k_S \quad (2.5)$$

donde ξ_S es la fracción de amortiguación crítica y k_S es la rigidez SDOF.

El coeficiente de amortiguación del sistema simplificado no es necesariamente igual al MDOF. Esto también se debe a que el modelo SDOF no puede tener en cuenta la contribución de cualquier modo de vibración superior. Después de estas calibraciones, el resultado es un modelo con un comportamiento dinámico similar al de un sistema MDOF (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

2.2.1.3 Veracidad del método simplificado

Para verificar la veracidad del método, se expondrá el ejemplo planteado por los autores (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013) en su trabajo, quienes crearon un modelo numérico tridimensional MDOF ajustando las características mecánicas para una prueba experimental a escala completa. El modelo se calibró mediante una prueba cíclica cuasi-estática sobre una estructura de mampostería no reforzada (Magenes, Calvi, & Kingsley, 1995). En la figura (2.7) se puede observar la geometría del modelo.

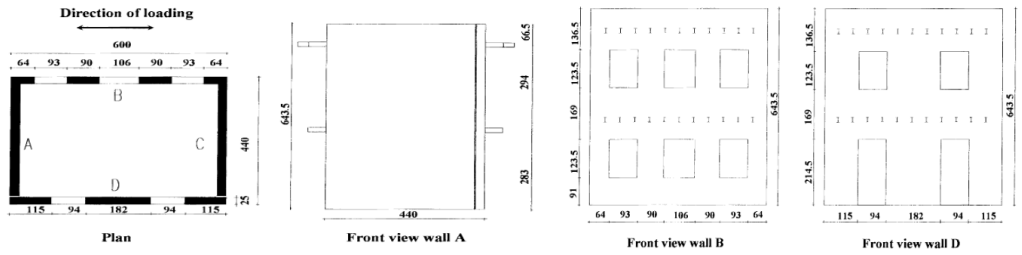


Figura 2.7: Geometría y vistas en planta y frontales del modelo experimental. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

Los investigadores en su estudio, brindan información acerca de la relación fuerza/desplazamiento de las paredes (B, D). Es importante destacar que la fachada D se encuentra desacoplada de las paredes A, C y que las fuerzas de empuje son iguales en los dos niveles de piso.

2.2.1.3.1 Creación de un modelo MDOF

Los autores crearon dos modelos numéricos mediante el programa TREMURI; en el cual representan las paredes B y D, mismas que se usaron para calibrar los parámetros mecánicos por medio del empuje cíclico en los mismos niveles de desplazamiento de la prueba de laboratorio.

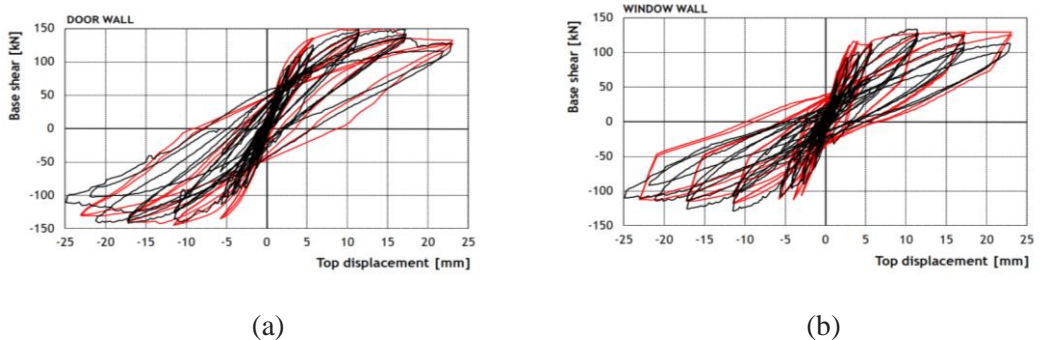


Figura 2.8: a) Curvas cíclicas experimentales (negra) y numéricas (roja) de la pared D y b) Curvas cíclicas experimentales y numéricas de la pared B. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

La figura (2.8) indica una buena aproximación entre los resultados experimentales y numéricos de las pruebas cíclicas.

Debido al ajuste mencionado, fue posible determinar los parámetros del modelo que permitan una simulación justa de los resultados experimentales. En particular, las

propiedades mecánicas de la mampostería calibrada son: módulo elástico $E = 3000$ MPa, módulo de corte $G = 500$ MPa, resistencia a la compresión $f_m = 2.8$ MPa, cohesión $c = 0.14$ MPa y el coeficiente de fricción $\mu = 0.15$. Los macro-elementos calibrados fueron utilizados para crear modelos simétricos más grandes que representan un edificio realista de dos pisos con losa rígida.

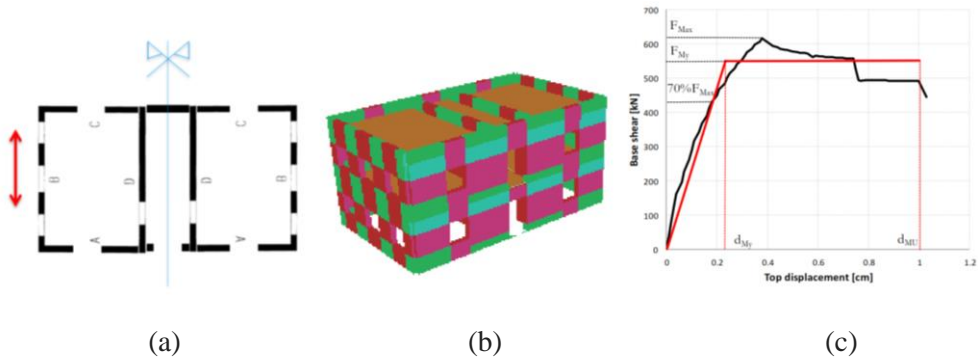


Figura 2.9: a) Vista en planta del edificio analizado en el ejemplo, b) Vista tridimensional del modelo del edificio analizado en el ejemplo y c) Curva pushover con su curva equivalente bilineal del modelo revisado en el ejemplo. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

En la figura (2.9) se observa la vista en planta y el modelo tridimensional del edificio analizado (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013). La masa total de la estructura es de 228.2 ton, el primer periodo elástico modal es 0.14 s y la masa participante para el primer modo de vibración es de 188 ton; la figura también muestra el análisis estático no lineal utilizado para definir la curva bilineal equivalente, esta curva está definida de acuerdo a los criterios presentados en el Código de Construcción Italiano; este análisis se realiza teniendo en cuenta una deriva de límite de corte igual a 5%, es decir, la resistencia lateral y la rigidez de los elementos que excedan dicho valor se establece en cero.

Los desplazamientos característicos podrían definirse como:

$d_{My} = 0.23$ cm, límite de la rama lineal;

$d_{MU} = 1$ cm, el cortante basal se reduce hasta el 80% de la fuerza máxima;

$d_{MC} = 1.3$ cm, punto de deriva de corte igual a 5% en los muelles del primer piso (pared D).

El factor de participación modal $\Gamma = 1.2$ y la masa del sistema SDOF $M_s = 157$ ton fueron calculadas mediante las ecuaciones (2.1) y (2.4). El período del sistema bilineal equivalente es calculado mediante:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M_s \cdot d_{My}}{F_{My}}} = 0.16 \text{ s} \quad (2.6)$$

2.2.1.3.2 Ajuste del modelo

○ Estático: Análisis estático no lineal cíclico

Los parámetros mecánicos de los modelos SDOF se calibraron comparando los resultados de dos curvas pushover cíclicas. En particular, la elaboración de la curva pushover para el modelo MDOF fue adaptativa, con una distribución de fuerza relacionada con la forma deformada actual. Las variables de los dos análisis que se controlaron fueron el máximo cortante en la base, la rigidez inicial, la rigidez de descarga, la deformación de cizallamiento y el área de histéresis debajo de cada bucle. En el gráfico (a) de la figura (2.10) se presenta la comparación entre los ciclos de histéresis de los modelos MDOF y SDOF en términos de cortante basal/desplazamiento; mientras que el gráfico (b) muestra la comparación en términos de áreas acumulativas de los ciclos de histéresis.

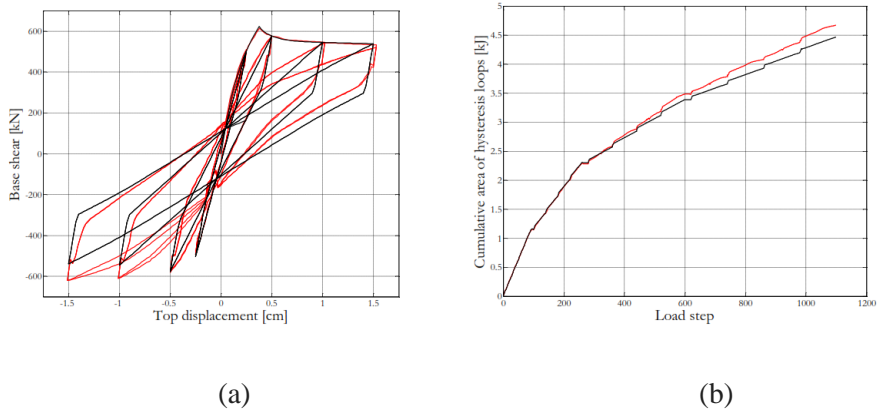


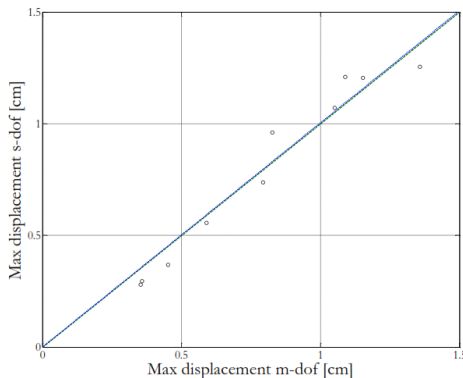
Figura 2.10: a) Ciclos de histéresis de los modelos MDOF (rojo) y SDOF (negro) y b) comparación de las áreas acumulativas de los ciclos de histéresis de los modelos MDOF (rojo) y SDOF (negro).

Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

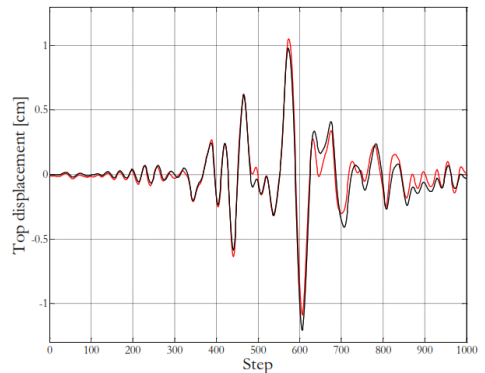
Se puede observar como el modelo SDOF puede interpretar el comportamiento estático del sistema MDOF.

○ Dinámico: masa y amortiguamiento

En los puntos anteriores se calculó la masa del modelo, la cual era de 157 ton. Los parámetros de Rayleigh del modelo SDOF se calcularon a través de 10 análisis dinámicos no lineales ejecutados en el modelo MDOF. Este modelo tiene los parámetros de amortiguación Rayleigh $\alpha_M = 0.43$ y $\beta_M = 7.8 \times 10^{-4}$, con el modelo MDOF que tiene una amortiguación casi constante del 2% entre el primer período elástico y el período secante cerca del colapso (con un valor mínimo de amortiguación de 1.8%). Los parámetros de amortiguación SDOF que pueden replicar mejor la salida del análisis no lineal son $\alpha_S = 1.2$ y $\beta_S = 3 \times 10^{-4}$ (con valores de amortiguación entre 2 – 4%); el leve aumento de la amortiguación probablemente sea debido a la contribución de modos más altos que el modelo SDOF no tiene en cuenta. En el gráfico (a) de la figura (2.11) se muestra la correlación entre los 10 análisis utilizados para la calibración de los parámetros del modelo SDOF, mientras que en el gráfico (b) se presenta el historial de desplazamiento de uno de los análisis utilizados para la calibración.



(a)



(b)

Figura 2.11: a) Correlación entre los análisis utilizados para la calibración de los parámetros del modelo SDOF y b) historial de desplazamiento de uno de los análisis utilizados en la calibración (MDOF en rojo y SDOF en negro), respectivamente. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

2.2.1.3.3 Validación del método

En el proceso de validación del método los autores optaron por varios caminos para obtener mejores resultados.

- Se utilizó una gran base de datos de acelerogramas naturales.
- Se realizaron análisis dinámicos no lineales utilizando ambos modelos (completo y simplificado).

- Se compararon los desplazamientos superiores considerando diversas medidas de intensidad de terremoto.

- o **Base de datos de acelerogramas de referencia**

La base de datos que los investigadores utilizaron para seleccionar 768 acelerogramas es SIMBAD. Este catálogo se creó utilizando bases de datos de todo el mundo, en particular de terremotos corticales poco profundos con magnitudes que varían de 5 M_W a 7.3 M_W y distancia epicentral $R_{epi} \leq 30\text{km}$. Esto garantiza proporcionar registros de movimientos de terreno relevantes para el área de ingeniería.

- o **Comparación entre las demandas de desplazamiento**

A través de los análisis dinámicos no lineales múltiples se realizó la comparación de las demandas de desplazamiento de los dos sistemas.

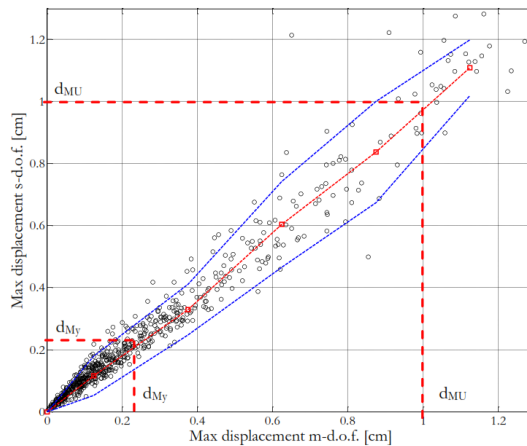


Figura 2.12: Correlación entre los desplazamientos superiores obtenidos con los modelos SDOF y MDOF. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

En la figura (2.12) se puede observar la correlación entre los desplazamientos superiores de los sistemas SDOF y MDOF. Los gráficos no consideran desplazamientos superiores al punto de colapso $d_{MC} = 1.3\text{ cm}$. El gráfico presenta líneas para la media y \pm una desviación estándar. Es notable como el modelo SDOF puede interpretar la respuesta del MDOF. El coeficiente de correlación entre los vectores de desplazamiento máximo de los modelos MDOF y SDOF es de 0.98.

- **Correlación entre la demanda de desplazamiento y la medida de intensidad espectral**

El uso de acelerogramas naturales sin escala permite la correlación de las respuestas estructurales con diferentes medidas de intensidad espectral. En particular se presentarán las correlaciones con la aceleración máxima de terreno (PGA, por sus siglas en inglés), el desplazamiento espectral elástico y la intensidad modificada de Housner².

- Aceleración máxima de terreno (PGA)

En el gráfico (a) de la figura (2.13) se muestran los desplazamientos superiores máximos, calculados con el modelo MDOF frente a los respectivos PGA; en tanto que el gráfico (b) se muestra lo mismo para modelo SDOF. En los gráficos no se consideran desplazamientos superiores a 1.3 cm (d_{MC}), ya que están en el rango de colapso.

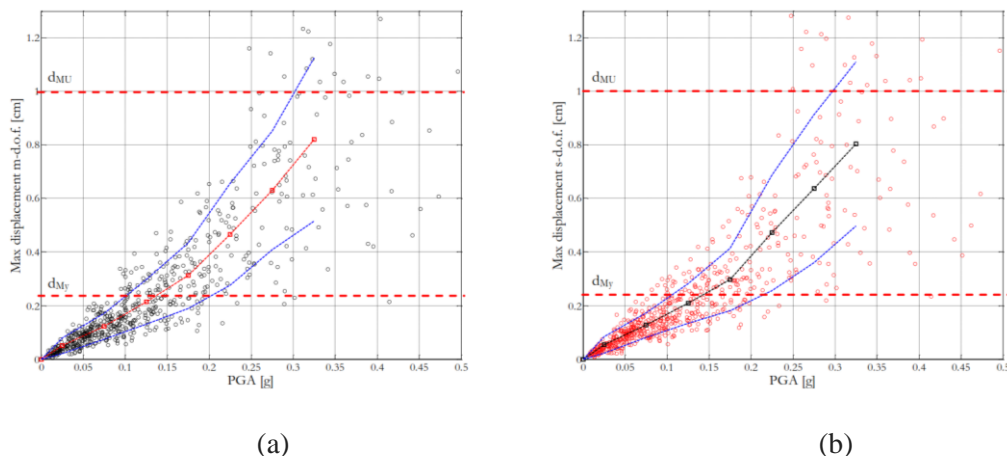


Figura 2.13: Desplazamientos superiores máximos frente a los respectivos PGA: a) Para el modelo MDOF, b) Para el modelo SDOF. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

Como se puede observar en la figura (2.13) los gráficos muestran una correlación aceptable entre las dos variables, hasta un desplazamiento $d_{My} = 0.23$ cm. Las

² Integral del espectro de pseudo-velocidad.

similitudes entre los dos gráficos en términos de valor medio y coeficiente de variación dan un nivel de fiabilidad al método.

La demanda de desplazamiento para los análisis que indican colapso no se puede cuantificar por medio de un valor numérico. La excedencia del estado límite de colapso se estudia independientemente.

Los histogramas que se presentan en la figura (2.14) indican, para ambos modelos, los rangos de desplazamiento superior para cada valor del PGA, los cuales se expresan en porcentaje. Cabe señalar que el modelo simplificado subestima los colapsos para eventos moderados (-8% en un rango de 0.3g a 0.4g).

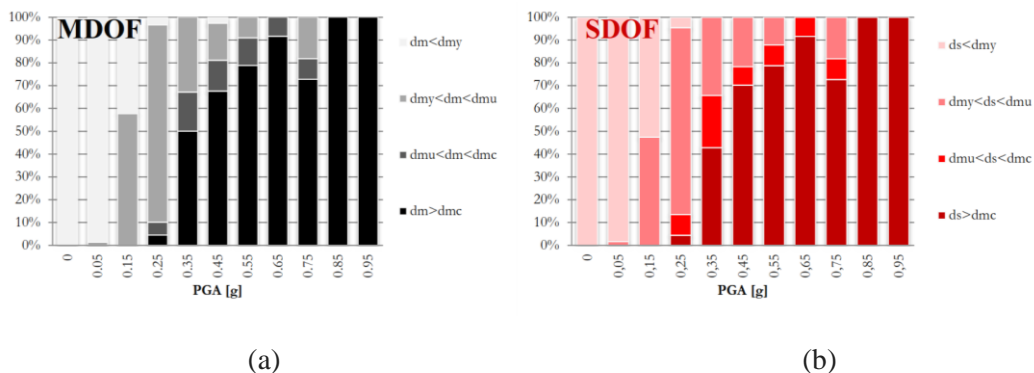


Figura 2.14: Rangos de desplazamiento superior como una función del PGA, expresados en porcentaje: a) Para el modelo MDOF y b) Para el modelo SDOF. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

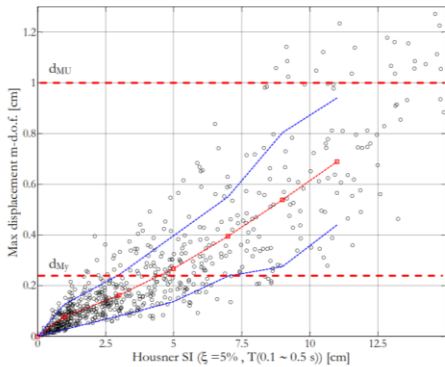
➤ Índice modificado de Housner

El índice de Housner está definido como la integral del espectro de pseudo-velocidad entre un período estructural de 0.1 s – 2.5 s, con amortiguamiento viscosa del 5%.

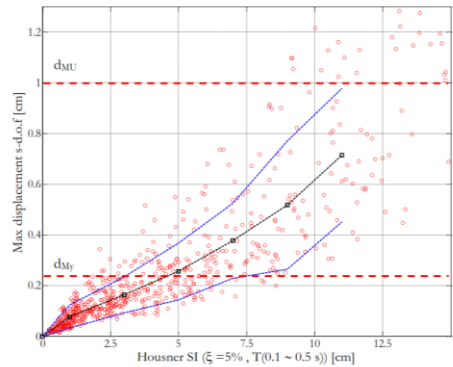
$$SI(\xi) = \int_{0.1}^{2.5} PSV(\xi, T) dT \quad (2.7)$$

Los autores exteriorizan en su trabajo que considerando un intervalo de período más corto se da una mejor correlación, modificando el índice de Housner de acuerdo al nuevo intervalo.

$$SI(5\%) = \int_{0.1}^{0.5} PSV(5\%, T) dT \quad (2.8)$$



(a)

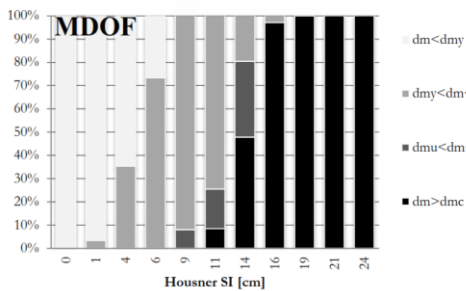


(b)

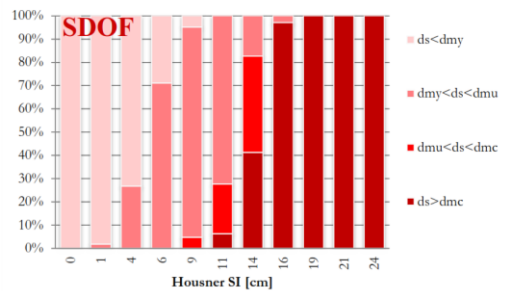
Figura 2.15: Desplazamiento máximo vs. Intensidad modificada de Housner: a) Obtenida con el modelo MDOF y b) Obtenida con el modelo SDOF. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

Como se muestra en la figura (2.15) se puede apreciar una mejor correlación entre los desplazamientos superiores máximos calculados con los modelos MDOF y SDOF versus sus respectivas intensidades modificadas de Housner.

La figura (2.16) presenta los histogramas para ambos modelos, en donde se indican los rangos de desplazamiento superior que dependen de los valores de la intensidad modificada de Housner, ecuación (2.8), los cuales se expresan en porcentaje. El modelo simplificado subestima los colapsos para eventos moderados (-8% en un rango de 0.25 – 0.3 m).



(a)



(b)

Figura 2.16: Rangos de desplazamiento superior como una función de la intensidad modificada de Housner, expresados en porcentaje: a) Para el modelo MDOF y b) Para el modelo SDOF. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

➤ Desplazamiento elástico espectral

El parámetro clásico más utilizado para calcular la demanda de desplazamiento es el desplazamiento amortiguado espectral del 5% calculado para el período estructural. En particular, se estudió la correlación entre la respuesta no lineal de la estructura y este parámetro. Se utilizó un período de 0.16 s (calculado con la ecuación (2.6)). La figura (2.17) muestra los desplazamientos máximos superiores calculados con los modelos MDOF y SDOF frente al desplazamiento elástico espectral respectivo; como era de esperar, la correlación es muy alta, hasta un desplazamiento $d_{My} = 0.23$ cm.

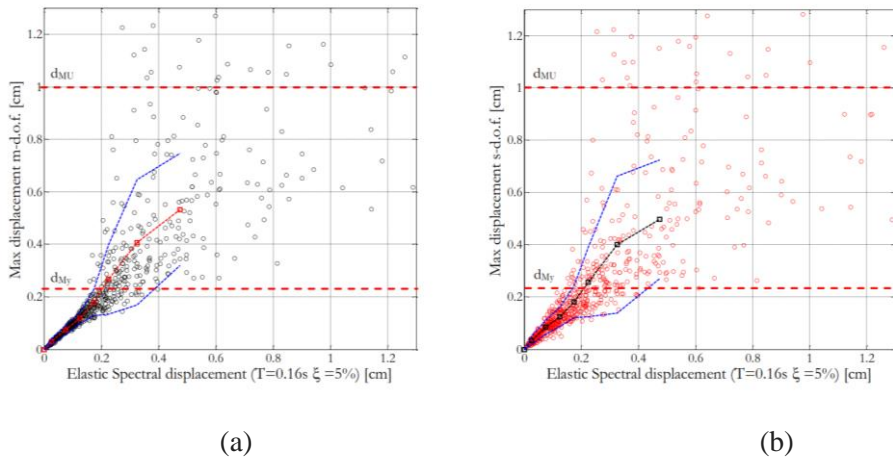


Figura 2.17: Desplazamiento máximo vs. desplazamiento elástico espectral ($T=0.16$ s, $\xi=5\%$): a) Obtenido con el modelo MDOF y b) Obtenido con el modelo SDOF. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

En la figura (2.18) se presentan los histogramas para los dos modelos, los mismos que indican los rangos de desplazamiento superiores que dependen de los valores del desplazamiento elástico espectral, los cuales se expresan en porcentaje.

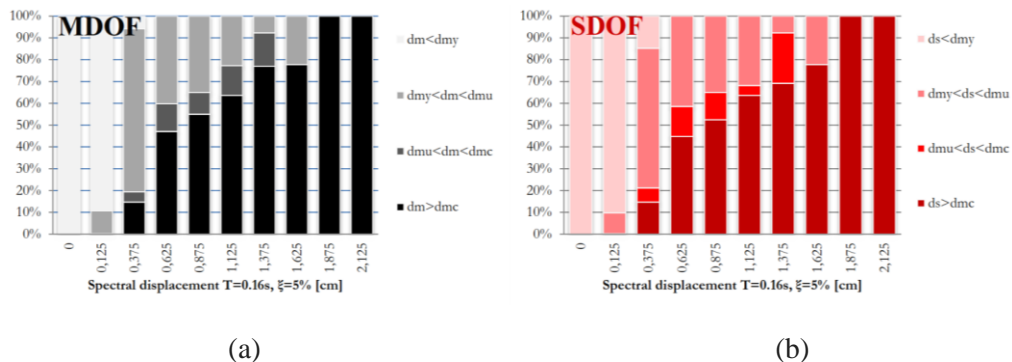


Figura 2.18: Rangos de desplazamiento superior como una función del desplazamiento elástico espectral ($T=0.16$ s, $\zeta=5\%$), expresados en porcentaje: a) Para el modelo MDOF y b) Para el modelo SDOF. Fuente: (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013).

El modelo simplificado SDOF, conseguido y estudiado por Francesco Graziotti, Andrea Penna y Guido Magenes, se puede utilizar para evaluar la demanda de desplazamiento de una estructura de mampostería de una manera rápida y confiable (Graziotti, Penna, & Magenes, 2013), que es hacia donde está dirigido el presente proyecto.

2.3 IDENTIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS DE CUENCA

En esta sección se hará una revisión general de las edificaciones existentes de la ciudad de Cuenca, con el fin de determinar qué características tienen las estructuras que predominan en la ciudad, esto será posible mediante un catastro obtenido del GAD Municipal de Cuenca, con el cual se podrá determinar el tipo de implantación, área y año de construcción de las viviendas unifamiliares.

De lo observado en el catastro, de un universo de 68084 edificaciones, el 55% de estas, son viviendas de 2 pisos. En la figura (2.19) se observa una imagen de la evaluación catastral de la ciudad de Cuenca, en donde se puede apreciar la predominancia de las viviendas de dos niveles.

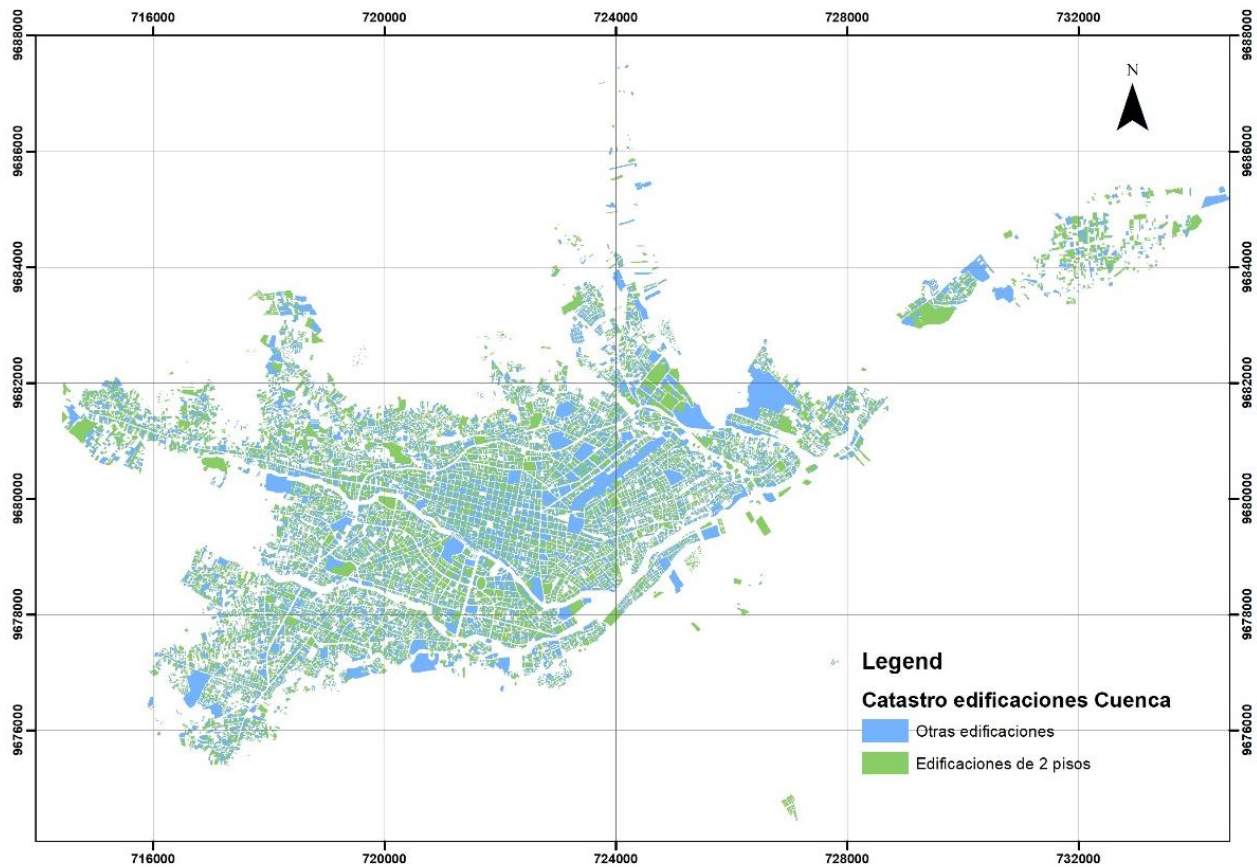


Figura 2.19: Catastro representativo de las edificaciones de la ciudad de Cuenca – Ecuador. Fuente: GAD Municipal de Cuenca.

Mediante el análisis de estos datos, se han generado una serie de tablas, las cuales nos indican el tipo de implantación que tienen las edificaciones de la ciudad; el área de construcción, principalmente de las viviendas de 2 pisos; y, el año en el que han sido construidas.

Tipo de implantación	Nº Viviendas	Porcentaje
Sin definición	2313	6,18%
Continua sin retiro	3353	8,95%
Continua con retiro	13798	36,84%
Continua con portal	91	0,24%
Aislada con retiro	203	0,54%
Aislada sin retiro	1802	4,81%
Pareada con retiro	10909	29,13%
Pareada sin retiro	4986	13,31%
Total	37455	100,00%

Tabla 2.1: Porcentaje de viviendas de acuerdo al tipo de implantación. Fuente: GAD Municipal de Cuenca.

En el estudio realizado por Enrique Flores (Flores, 2016) se define al tipo de implantación como la característica que estudia el emplazamiento de la edificación en el predio, por lo tanto la unidad considerada para el análisis es la edificación, pudiendo existir varias construcciones dentro de un predio. En la siguiente figura (2.20) se presentan los diferentes tipos de implantación que existen:

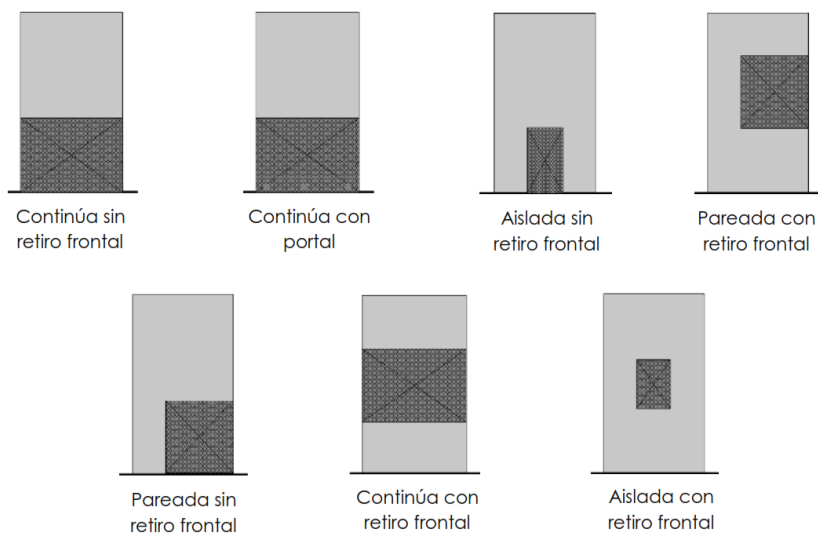


Figura 2.20: Tipos de implantaciones de las viviendas de Cuenca. Fuente: (Flores, 2016).

En la tabla (2.1) se analizan los diferentes tipos de implantación con las que han sido construidas las edificaciones de la ciudad de Cuenca, teniendo prevalencia las edificaciones continuas con retiro frontal con un 36.84% del total.

Este tipo de estructuras son las más comunes en la ciudad y por ende son las que se estudian en el presente proyecto.

Es de importancia destacar que dentro de las normas que rige la ciudad se establece un tipo de implantación para cada sector de planeamiento, por lo tanto su incumplimiento constaría como infracción; sin embargo por características especiales como acuerdo de adosamiento entre vecinos o limitantes en la superficie del predio para la construcción se autorizan tipos de implantación diferentes a los establecidos en la normativa (Flores, 2016).

Área de construcción	Nº Viviendas	Porcentaje
Menor o igual a 200 m ²	21589	57,64%
Entre 200 - 500 m ²	14159	37,80%
Mayor a 500 m ²	1707	4,56%
Total	37455	100,00%

Tabla 2.2: Porcentaje de viviendas de acuerdo al área de construcción. Fuente: GAD Municipal de Cuenca.

La tabla (2.2) indica el análisis de las áreas de construcción de las viviendas y nos da una mayor visión del tipo de edificaciones que constituyen la ciudad de Cuenca, encabezando las viviendas con un área menor o igual a 200 m², que comúnmente son el tipo de viviendas unifamiliares que se construyen en la ciudad. Este tipo de vivienda se construye en urbanizaciones o ciudadelas tanto en el área urbana como rural. La vivienda utilizada para el análisis de la presente investigación tiene un área menor a 200 m².

Año de construcción	Nº Viviendas
Hasta 1950	1300
1951 – 1970	2128
1971 – 1990	13669
1991 – Actualidad	20356

Tabla 2.3: Número de viviendas de acuerdo al año de construcción. Fuente: GAD Municipal de Cuenca.

En la tesis elaborada por Juan Jiménez (Jiménez, 2002), el autor analiza de manera breve las estructuras de la ciudad de Cuenca de acuerdo a su tipología manifestando que a inicios de los años 50, en el centro histórico, ya consolidado, se inicia un periodo de rápido crecimiento de la ciudad que corresponde al proceso de afianzamiento del sector periférico. El inicio de este periodo dio surgimiento a edificaciones en hormigón armado y ladrillo. De acuerdo al estudio realizado por el autor, a nivel tipológico, indica que la mayoría de edificaciones emplazadas en el Centro histórico están construidas de mampostería no reforzada (MNR) con paredes de materiales tradicionales (adobe, bahareque); en tanto que en el sector periférico se encuentran básicamente edificaciones de MNR con paredes de ladrillo.

De lo expuesto anteriormente y observando la tabla (2.3) se puede confirmar que a inicios de los años 50 la ciudad empezó con un amplio crecimiento en el ámbito de la construcción, sobretodo en viviendas unifamiliares de 2 pisos.

2.4 DEFINICIÓN Y ANÁLISIS DE VIVIENDAS TIPO

En el trabajo realizado por Pablo Quito (Quito, 2012), el autor expone que la mampostería es un material que se utiliza en tabiques divisorios de espacios que, aunque colaboran en gran parte con la estructura de la vivienda, se encuentran poco anclados a la estructura, siendo su uso únicamente como paredes de relleno; es decir, el autor considera que la estructura de las edificaciones de mampostería confinada

solamente son las vigas y columnas de confinamiento; dicha afirmación expuesta por el autor es incorrecta, ya que varias investigaciones han demostrado que el aporte estructural de las edificaciones que se construyen con mampostería confinada, no solo lo dan las vigas y columnas de confinamiento; sino que las paredes de ladrillo, al estar ancladas o confinadas en estos elementos estructurales, soportan también las solicitaciones impuestas a la vivienda (Sánchez, 1995).

A continuación se presentara un breve detalle de cómo se elaboran las viviendas en la ciudad de Cuenca, en donde se mostraran las formas constructivas y materiales más usados en el medio:

- Sistemas constructivos de mampostería “soportante” los cuales se cimentan sobre muros corridos; esta mampostería puede ser de adobe o de ladrillo macizo.
- Sistemas constructivos conformados por pórticos, cimentados sobre plintos, losas de cimentación o zapatas corridas. Estos pórticos pueden ser de: madera más bahareque, hormigón armado o estructura metálica. Las paredes divisorias de relleno, en este caso, son de: mampostería de ladrillo (industrial hueco), mampostería de bloque, planchas de yeso cartón, etc.

1) **Mampostería “soportante” sobre cimiento corrido**

Este sistema constructivo es muy utilizado para edificar en suelos con una buena capacidad soportante (sobre 1 kg/cm^2) y para estructuras de hasta dos pisos. Dichos paneles de mampostería son construidos con ladrillo panelón artesanal tradicional, aunque también se emplea variantes como bloques de hormigón o ladrillo industrial.

Regularmente la cimentación se soluciona sobre un cimiento corrido de hormigón ciclópeo, con una profundidad de entre 60 cm y 1 m; sobre la cual se funde una “cadena armada” en la cual se soporta la pared. Esta cadena tiene dimensiones pequeñas que van desde 15 cm de ancho con un peralte de 20 cm; hasta 20 cm de ancho con un peralte de 25 cm. Los esfuerzos que resistirá el panel son relativamente bajos ya que toda la pared sirve como trasmisora de las cargas de manera uniforme sobre el cimiento y este al suelo.

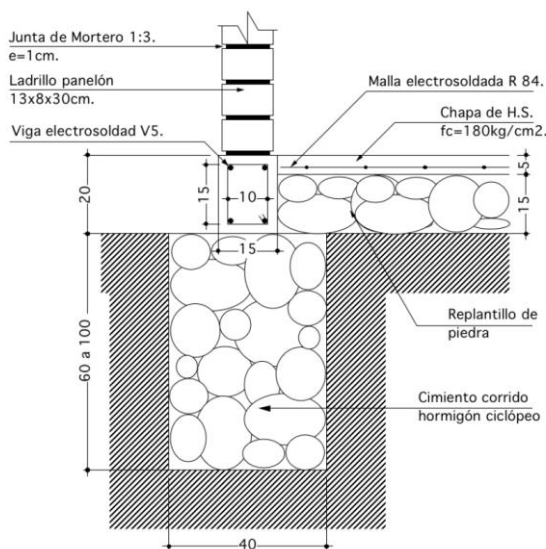


Figura 2.21: Cimiento corrido de hormigón ciclópeo para pared soportante. Fuente: (Quito, 2012).

Este sistema soportante es un método constructivo que se usa con frecuencia en la ciudad, el mismo que se confina con cadenas perimetrales, dándole un mejor comportamiento y ductilidad a la estructura.

2) Estructuras en pórticos de hormigón armado en zapatas

En la ciudad comúnmente se utilizan estructuras de hormigón armado, madera o estructura metálica a manera de pórticos, conformados por columnas, cadenas y vigas. Estas estructuras se encuentran cimentadas sobre zapatas, las mismas que dependen de su tamaño y profundidad, de la resistencia del suelo y de la carga que va a soportar. Solo en casos de suelos deficientes, las zapatas se pueden transformar en zapatas corridas o en una losa de cimentación. Sobre estos pórticos se apoyan las losas de entrepisos que pueden ser nervadas o macizas. Las paredes divisorias pueden ser de mampostería de ladrillo (industrial hueco), mampostería de bloque, planchas de yeso cartón, etc. Este sistema es aplicado en edificaciones desde uno a varios pisos.

En Cuenca, por lo general, el suelo es bastante bueno; las zapatas generalmente tienen dimensiones mayores a 0.8 m; estas se encuentran amarradas por vigas de arriostamiento que generalmente se encuentran a nivel de piso.

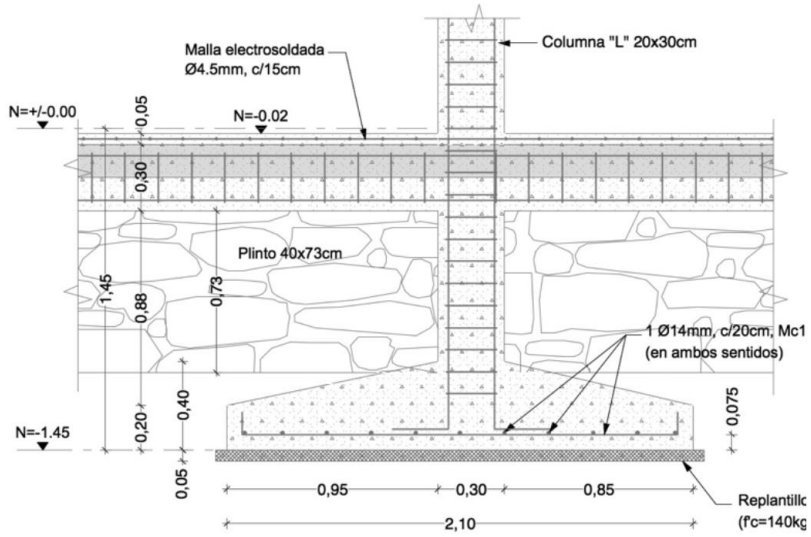


Figura 2.22: Sistema zapata, plinto y cadena. Fuente: (Quito, 2012).

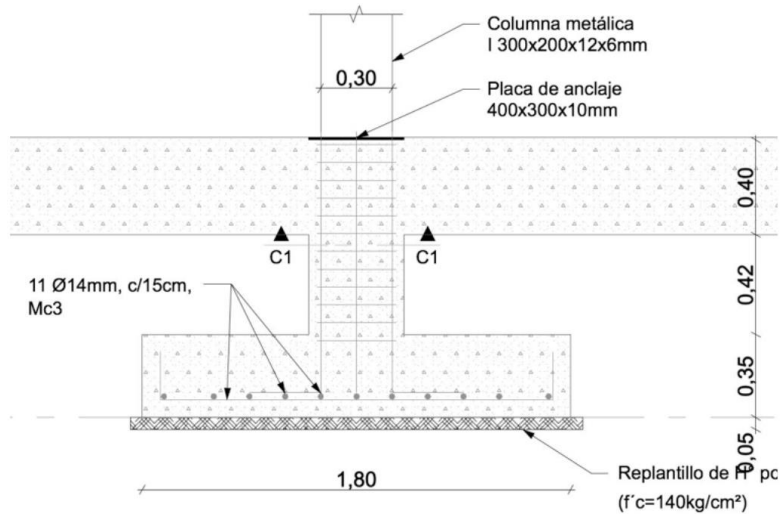


Figura 2.23: Sistema mixto. Fuente: (Quito, 2012).

2.4.1 Análisis del sistema constructivo

Para el desarrollo del trabajo de investigación se usó como modelo el tipo de viviendas unifamiliares construidas en la urbanización Lagunas del Sol (García, 2017). En total son 325 viviendas, ubicadas en el kilómetro seis y medio de la vía El Valle – Santa Ana, de un proyecto que se fundamentó en la Ordenanza municipal “lotizaciones y urbanizaciones progresivas de carácter de interés social”

Este tipo de viviendas se fabricaron con una cimentación corrida a unos 80 cm de profundidad. Se utilizó piedra de cantera con hormigón ciclópeo, sobre el cual se le colocaron cadenas electro soldadas de sobre cimientado, para asentar las paredes. Finalmente se arma una losa de 5 cm de espesor con una resistencia de 180 kg/cm², sobre un replantillo de piedra de 15 cm.

En la estructura de hormigón armado, tanto las cadenas como las columnas se elaboraron con vigas electro soldadas V5 de 15x20 cm.

Las paredes son de ladrillo industrial de 6 huecos, el mismo que se enlucen posteriormente. Las columnas, o castillos como comúnmente se les conoce, están unidas a las paredes mediante chicotes³ que se dejan al momento de conformar la armadura de hierro de estos elementos. Luego de armar el hierro de las columnas y vigas de confinamiento, se procede al levantamiento de las paredes del muro de mampostería, para posteriormente proceder a la fundición de los elementos refuerzo, que son las vigas y columnas ubicadas alrededor de la pared. A la unión de estos elementos es lo que se conoce como mampostería confinada. Este proceso constructivo permite al muro mejorar su ductilidad y soportar repeticiones de carga sin deformarse excesivamente.

El entrepiso está formado por vigas prefabricadas postensadas sobre encofrados metálicos apoyados en pasadores provisionales. Estas vigas tienen una luz de 3.5 m; la separación entre las viguetas es de 60 cm. Encima de esta se coloca una capa de hormigón de 6 cm.

La grada de la vivienda es de estructura de tubo cuadrado, empotrado al piso y a la losa de entrepiso, se colocaron tablas triplex de 3 cm a las huella y contrahuella de las escaleras y sobre esta se puso alfombra. El pasamano se lo arma con estructura redonda al cual se le coloca tabla MDF, a los costados.

³ Parte de la varilla de acero que sobresale de un armado de hierros de vigas o columnas, cuya función es traslapar a otro elemento para formar un solo cuerpo.

Por último la cubierta se realiza con estructura metálica, con 2G de 80x40x15x2 mm, las cuales se unen a las vigas y columnas con chicotes previamente dejados en la estructura. Las correas se colocan cada metro y se sueldan a la estructura para la colocación de la placa de cubierta de eternit, las dimensiones de estas son de 80x40x15x2 mm. Finalmente, la teja industrial será colocada sobre estas planchas.

2.4.2 Análisis Estático

Uno de los pasos para determinar la vulnerabilidad de la estructura frente a un evento sísmico es realizar un análisis estático no lineal; este tipo de procedimiento no es más que un análisis simplificado en el que la estructura, que será objeto de análisis, aportará una valoración máxima de la respuesta esperada como consecuencia de un sismo.

Por lo general estos procedimientos se basan en el análisis estático no lineal o análisis pushover para caracterizar la resistencia de la estructura a través de curvas de capacidad. La curva obtenida muestra la relación del cortante basal con el desplazamiento horizontal de un punto de control de la estructura. Cada punto de la curva se puede asociar con un determinado estado de daño global del sistema (Reyes, 2009).

La curva pushover se obtiene mediante la aplicación de una distribución prefijada de fuerzas las mismas que se incrementarán de manera estática y monotónica. Las fuerzas serán aplicadas hasta llegar al límite de rotura, siendo así posible realizar un análisis de la relación fuerza-desplazamiento.

Por lo tanto, la demanda requerida por el movimiento telúrico y la capacidad resistente ofrecida por la estructura son dependientes una de la otra, ambas están vinculadas a los cambios en la rigidez y amortiguamiento desarrollados por el sistema estructural durante la sollicitación sísmica.

2.4.2.1 Análisis pushover

Como se mencionó en párrafos anteriores, uno de los métodos para determinar la vulnerabilidad sísmica de la estructura es mediante un análisis pushover. Este análisis se genera al distribuir una serie de fuerzas estáticamente sobre la estructura, las mismas que tienen como objetivo simular la acción de un sismo; mientras que la no linealidad del análisis se debe a los materiales y al tipo de enlace que conforman los mismos en la estructura.

La intención del análisis es estudiar el grado de desplazamiento de un nodo de control debido al progresivo aumento de la carga sísmica (Reyes, 2009). El software a emplear genera un diagrama que compara la resultante de la fuerza sísmica con el desplazamiento del nodo de control, este diagrama tiene el nombre de “curva de capacidad portante”.

A continuación se presentan los tipos de métodos pushover que se pueden utilizar en un análisis sísmico estructural (Lagomarsino, Penna, Galasco, & Cattari, 2008):

Análisis Pushover con patrón de carga masiva: Este tipo de análisis supone un patrón de carga fija relacionado con la distribución de la masa en altura. La relación de fuerza entre los nodos depende de la masa efectiva de cada nodo.

Análisis Pushover con patrón de carga triangular inversa: De la misma manera que el análisis anterior, aquí se asume un patrón de carga fija relacionado con la distribución de la masa en altura. Pero la relación de fuerza entre los nodos depende del producto de cada masa nodal por su altura, eso es consistente con la respuesta del primer modo de vibración.

Análisis Pushover con patrón de carga adaptativa: En este tipo de análisis se modifica el patrón de carga conforme se degrada el modelo. Para respetar las condiciones del entorno físico, el patrón de carga actual debe incluirse entre la masa y la carga triangular. El primer patrón de relación se asume con el patrón de carga inverso-triangular.

La curva de capacidad fuerza-desplazamiento se transforma a unidades de aceleración-desplazamiento espectral, formando una nueva curva definida como espectro de capacidad. Esta conversión a coordenadas espectrales se realiza para poder comparar el espectro de capacidad obtenido con el espectro de demanda sísmica. En la figura (2.24) se muestra un ejemplo de las dos curvas mencionadas.

Ahora se presentarán los procedimientos de cálculo que se pueden usar con una curva pushover (Zabala, 2017):

Método del espectro de capacidad: El objetivo de este método es comparar el diagrama de capacidad y el espectro de diseño, ambos en coordenadas espectrales, para determinar el punto de demanda sísmica de la estructura. Este método fue propuesto por primera vez por Freeman en 1975.

Método N2: Este método es una variación del método anterior, sino que prácticamente este utiliza la relación de las ecuaciones $R - \mu - T$ para obtener

la demanda sísmica. Cabe recalcar que este es el método que se empleó en el presente proyecto. Este método fue desarrollado por Fajfar y Fischinger en 1988.

Método del coeficiente de desplazamiento: El objetivo de este procedimiento es obtener el desplazamiento máximo esperado en una estructura multiplicando la respuesta de un sistema SDOF por varios coeficientes. Este método se presenta en el código FEMA 273 (Guía para la rehabilitación sísmica de edificios).

Método de análisis modal pushover: Este método es capaz de tener en cuenta la influencia de algunos modos de vibración, debido a la combinación modal de sus respuestas. Este método lo desarrollaron por primera vez Chopra y Goel en 2001.

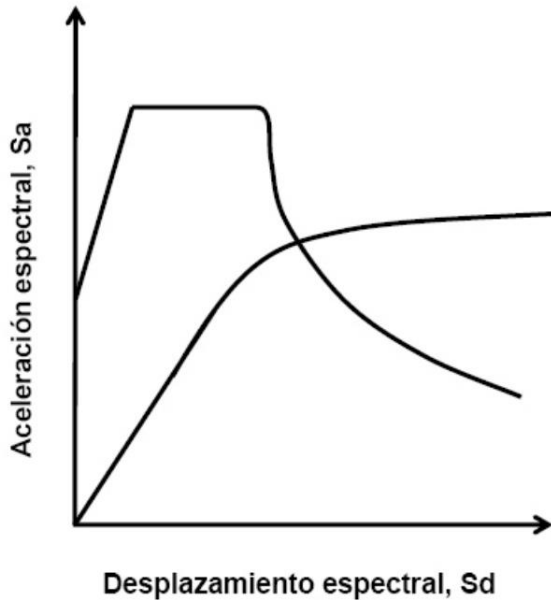


Figura 2.24: Espectro de demanda sísmica y espectro de capacidad. Fuente: (Reyes, 2009).

Ahora, mediante la intersección de los espectros de capacidad y demanda se obtiene el punto de desempeño estructural de la vivienda frente a la solicitación sísmica.

2.4.3 Análisis dinámico

Otro de los procedimientos para definir la vulnerabilidad de una estructura es mediante un análisis dinámico, este método permite realizar un análisis paso a paso,

aplicando a la base de la estructura acelerogramas en las tres direcciones principales (Reyes, 2009).

Los resultados entregados por el software para cada análisis, son una visualización temporal de los movimientos en los nudos de la estructura, en los que también puede apreciarse los máximos desplazamientos relativos en el plano registrados durante el análisis y el estado de daño de cada uno de los elementos una vez terminada la sollicitación sísmica.

Vale señalar que no se optó por este tipo de procedimiento debido a que el hecho de realizar análisis con acelerogramas requiere de un estudio más complejo y extenso que quedaba fuera del límite de tiempo y de los alcances que se presentaron en la tesis; y por otro lado, en nuestro medio no existen registros reales de movimientos telúricos, por lo que hubiésemos tenido que buscar registros de sismos de todo el mundo y clasificar los que mejor se adapten a las características de nuestro entorno.

3 MODELACIÓN

3.1 DESARROLLO DEL MODELO MATEMÁTICO PARA LA MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA

En el período actual con el creciente desarrollo informático en diversas áreas, una de ellas la ingeniería, se ha facilitado el desarrollo y solución de problemas complejos mediante modelos matemáticos que en la mayoría de los casos son implementados en programas de uso comercial. Un modelo pretende conocer o predecir las propiedades o fenómenos de un objeto real, obteniendo así un sistema de menor complejidad.

Según Sixto Ríos, reconocido matemático español, un modelo es un objeto, concepto o conjunto de relaciones, que se utiliza para representar y estudiar de forma simple y comprensible una porción de la realidad empírica (Ríos, 1995).

El modelo matemático que usa 3MURI⁴ se basa en un modelo de macroelementos propuesto por Penna, Lagomarsino y Galasco, quienes pretenden, a través del análisis de la respuesta no lineal de paneles de mampostería, determinar la capacidad sísmica de muros y edificios complejos (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

Este programa trabaja de la misma manera que el software TREMURI mencionado con anterioridad, siendo esta la versión científica y el programa que se utilizó para la modelación (3MURI) la versión comercial. El programa sintetiza el edificio a través de objetos estructurales (paredes, forjados, vigas, pilares), proyectando la estructura para un análisis incremental no lineal con control de fuerza o desplazamiento, análisis pushover, análisis modal y análisis dinámico con excitación sísmica en la base de la estructura; permitiendo evaluar directamente los mecanismos de colapso, disipación de energía, los mismos que permiten determinar en términos de estados límite de desplazamiento una medida de la vulnerabilidad del edificio.

3.1.1 Modelo de macroelemento

En general el modelo de macroelementos se puede describir mediante la matriz planteada en la expresión (3.1); de la cual se derivan ocho variables cinemáticas (u_i ,

⁴ Software utilizado para el análisis no lineal de estructuras de mampostería, desarrollado en la Universidad de Génova, Italia.

$w_i, \phi_i, u_j, w_j, \phi_j, w_e, \phi_e$) y ocho fuerzas nodales ($N_i, V_i, M_i, N_j, V_j, M_j, N_e, M_e$) (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013). En la matriz se diferencian los términos elásticos e inelásticos, siendo los términos inelásticos los correspondientes a las condiciones de agrietamiento o aplastamiento en las esquinas del macroelemento para el comportamiento axial y de flexión, mientras que para el comportamiento por cortante, los términos inelásticos están determinados por las condiciones de fricción y cohesión del material.

$$(3.1) \quad \begin{Bmatrix} N_i \\ V_i \\ M_i \\ N_j \\ V_j \\ M_j \\ N_e \\ M_e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} klt & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -klt & 0 \\ 0 & \frac{Glt}{h} & 0 & 0 & -\frac{Glt}{h} & 0 & 0 & -Glt \\ 0 & 0 & \frac{1}{12}klt^3 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{12}klt^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & klt & 0 & 0 & -klt & 0 \\ 0 & -\frac{Glt}{h} & 0 & 0 & \frac{Glt}{h} & 0 & 0 & Glt \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{12}klt^3 & 0 & -\frac{1}{12}klt^3 \\ -klt & 0 & 0 & -klt & 0 & 0 & 2klt & 0 \\ 0 & -Glt & -\frac{1}{12}klt^3 & 0 & Glt & -\frac{1}{12}klt^3 & 0 & Glth + \frac{1}{6}klt^3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_i \\ u_i \\ \phi_i \\ w_j \\ u_j \\ \phi_j \\ w_e \\ \phi_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_i^* + N_i^{**} \\ V_i^* \\ M_i^* + M_i^{**} \\ N_j^* + N_j^{**} \\ V_j^* \\ M_j^* + M_j^{**} \\ N_e^* \\ M_e^* \end{Bmatrix}$$

Las variables cinemáticas u_i, w_i, ϕ_i , representan el desplazamiento lateral, desplazamiento vertical y rotación en el nodo i respectivamente; u_j, w_j, ϕ_j , representan el desplazamiento lateral, desplazamiento vertical y rotación en el nodo j respectivamente y w_e, ϕ_e , representan el desplazamiento vertical y la rotación en el centro del macroelemento. En tanto que las fuerzas nodales N_i, V_i, M_i , representan la normal, el cortante y el momento en el nodo i respectivamente; N_j, V_j, M_j , representan la normal, el cortante y el momento en el nodo j respectivamente y N_e, M_e , representan la normal y el momento en el centro del macroelemento.

Las expresiones para cada uno de estos elementos han sido determinadas por los autores, mediante el desarrollo de la formulación del macroelemento (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013). En la figura (3.1) se muestra de forma general como se da la formulación de un macroelemento; el panel se subdivide en 3 partes: un módulo central rígido donde solo va a existir deformación por cortante y dos interfaces como se muestra en el gráfico, donde se producirán deformaciones axiales y de flexión.

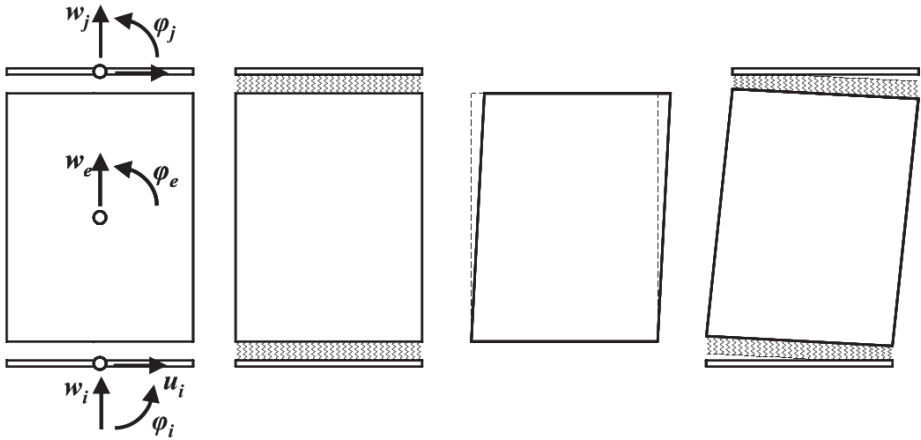


Figura 3.1: Cinemática del macroelemento. Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

Es decir, la cinemática del macroelemento se puede describir por medio de ocho grados de libertad, seis componentes de desplazamiento nodal ($u_i, w_i, \phi_i, u_j, w_j, \phi_j$) y dos componentes internos (w_e, ϕ_e), como ya se había mencionado al inicio de esta sección.

Es importante acotar que un modelo de macroelemento debe ser capaz de simular los modos de falla tanto por cortante como por flexión, presentados en la figura (3.2), y además debe cumplir los siguientes requisitos (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013):

- a) Tiene que representar adecuadamente las propiedades elásticas del panel de mampostería;
- b) Debe evaluar adecuadamente la fuerza lateral asociada con los modos de falla principales (cizallamiento y balanceo por flexión);
- c) Deberá proporcionar una respuesta cíclica físicamente constante cuando se somete a carga lateral.

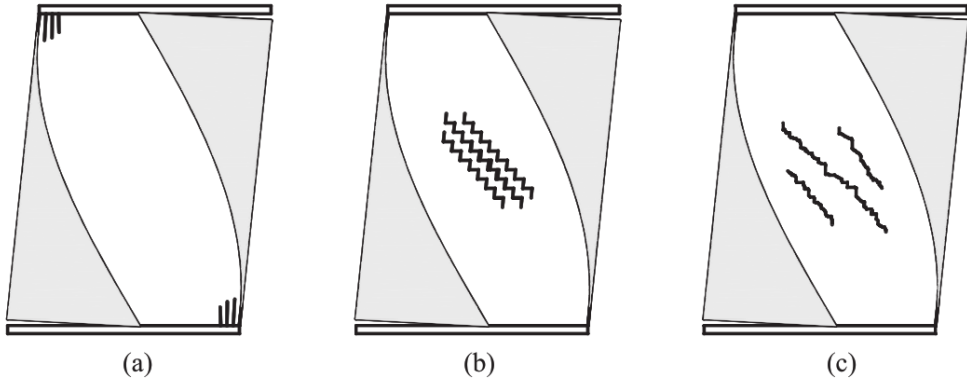


Figura 3.2: Modos de falla principales de un panel de mampostería sujeto a carga lateral en el plano: a) Balanceo por flexión con posible aplastamiento en las esquinas, b) Cizallamiento con deslizamiento a lo largo de las juntas de mortero y c) Cizallamiento con grietas diagonales a través de ladrillos y mortero. Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

3.1.1.1 Comportamiento axial y de flexión

El comportamiento axial y de flexión, como ya se había mencionado, es producido en las interfaces a los extremos del macroelemento (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013). En primer lugar se realizará el análisis del nodo i en el que las fuerzas N y M del elemento corresponden a las variables estáticas y cinemáticas, mientras que los desplazamientos relativos se expresan por w y ϕ . Las fuerzas nodales del macroelemento están conformadas por una parte elástica y una parte inelástica. La parte elástica se da cuando no se produce fisuración en el macroelemento al estar este completamente comprimido, por lo que el problema se desacopla con relaciones lineales que se presentan en las ecuaciones de la expresión (3.2):

$$\begin{cases} N = kltw \\ M = \frac{k}{12} tl^3 \phi \end{cases}, \quad (3.2)$$

donde l es la longitud de la pared; t es el espesor de la pared; $k = 2E/h$ es la rigidez axial del elemento por unidad de superficie, con un módulo de Young de compresión E y una altura h de la pared; w es el desplazamiento axial relativo ($w=w_i - w_e$ en el nodo i y $w=w_e - w_j$ en el nodo j) y ϕ es la rotación relativa ($\phi=\phi_i - \phi_e$ en el nodo i y $\phi=\phi_e - \phi_j$ en el nodo j).

La parte inelástica se produce cuando se cumple la condición de agrietamiento presentada en la expresión (3.3):

$$|\varphi| > \frac{2w}{l} \quad (3.3)$$

La figura (3.3) muestra la representación de las variables cinemáticas bajo condiciones de agrietamiento.

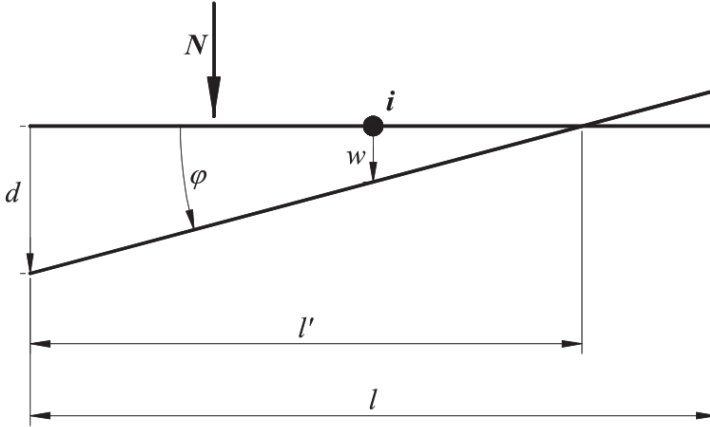


Figura 3.3: Representación de las variables cinemáticas en el nodo de interface i , bajo condiciones de agrietamiento. Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

Bajo la hipótesis de desplazamientos pequeños y de acuerdo a las reglas de triángulos iguales los autores han determinado las expresiones de las fuerzas nodales para la parte inelástica (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013), las cuales se presentan en las expresiones (3.4) y (3.5):

$$N = -\frac{kt}{8|\varphi|}(l|\varphi| + 2w)^2 \quad (3.4)$$

$$M = \frac{kt}{24} \frac{(l|\varphi| + w)}{\varphi|\varphi|} (l|\varphi| + 2w)^2 \quad (3.5)$$

Las expresiones (3.4) y (3.5) pueden combinarse diferenciando su contribución elástica e inelástica, mediante la expresión (3.6):

$$\begin{aligned} N &= ktlw - \frac{kt}{8|\varphi|} (|\varphi|l + 2w)^2 H(|\varphi| + 2w/l) \\ M &= \frac{1}{12} ktl^3 \varphi - \frac{kt(|\varphi|l - w)}{24 \varphi|\varphi|} (|\varphi|l + 2w)^2 H(|\varphi| + 2w/l) \end{aligned} \quad (3.6)$$

donde H es una función Heaviside⁵ que activa los términos inelásticos de las ecuaciones si la sección transversal está agrietada.

En la figura (3.4) se presenta la interacción entre el desplazamiento vertical y la rotación para diferentes valores de carga axial.

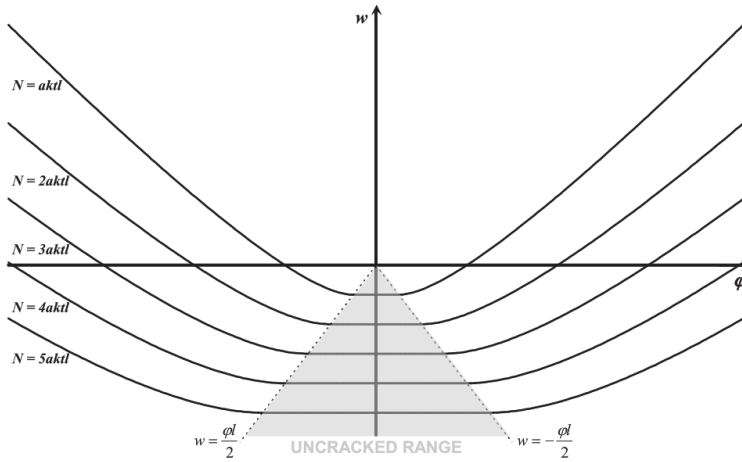


Figura 3.4: Interacción entre el desplazamiento vertical w y la rotación ϕ para una pared sometida a diferentes valores de carga axial. Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

Las fuerzas nodales N y M del elemento, que se mostraron en las ecuaciones de la expresión (3.6), se pueden presentar en forma de matriz como:

$$\begin{Bmatrix} N_i \\ M_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} ktl & 0 \\ 0 & \frac{ktl^3}{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_i - w_e \\ \varphi_i - \varphi_e \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} N_i^*(w_i, w_e, \varphi_i, \varphi_e) \\ M_i^*(w_i, w_e, \varphi_i, \varphi_e) \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

donde N_i^* y M_i^* son las componentes inelásticas de N y M debido al agrietamiento de la sección transversal.

Estas expresiones pueden ser evaluadas como:

⁵ Función discontinua cuyo valor es 1 para el argumento positivo y 0 en el resto del intervalo.

$$N_i^* = \frac{kt}{8|\varphi|} (|\varphi|l + 2(w_i - w_e))^2 H(|\varphi| + 2(w_i - w_e)/l)$$

$$M_i^* = \frac{kt(|\varphi_i - \varphi_e|l - (w_i - w_e))}{24 (\varphi_i - \varphi_e)|\varphi_i - \varphi_e|} (|\varphi_i - \varphi_e|l + 2(w_i - w_e))^2 H(|\varphi_i - \varphi_e| + 2(w_i - w_e)/l)$$

De la misma manera que se obtuvieron las ecuaciones constitutivas en la interfaz del nodo i , se pueden obtener ecuaciones similares para la interfaz en el nodo j .

Mediante pruebas experimentales se ha podido verificar que los mecanismos de falla de un panel de mampostería generalmente se dan por el aplastamiento en las esquinas en la base de los pilares de mampostería, lo que limita el momento de flexión final y degradación de la rigidez en los ciclos de carga posteriores (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

Para entender cómo se produce este fenómeno, la figura (3.5) nos muestra un modelo constitutivo bilineal con degradación de la rigidez a los resortes articulares de interfaz, el mismo que se ha asignado para incluir los efectos mencionados en el modelo no lineal.

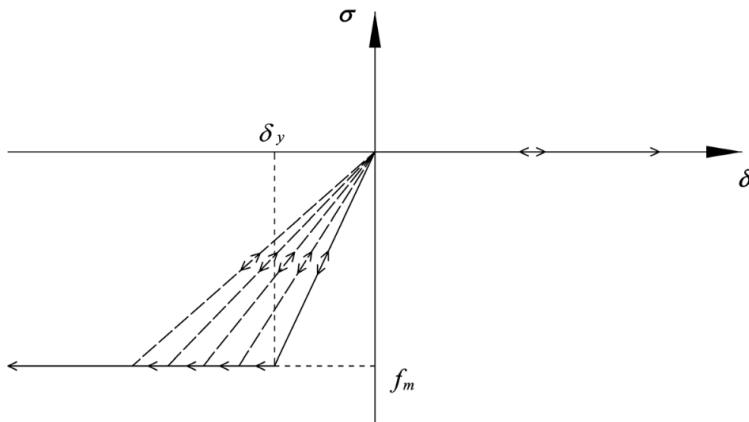


Figura 3.5: Modelo constitutivo bilineal, sin resistencia a la tracción, con resistencia a la compresión limitada y degradación de la rigidez a la compresión para los resortes articulares de interfaz. Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

Si se sobrepasa el límite de desplazamiento δ_y , la resistencia a la compresión en el resorte se limita al valor f_m y la rigidez del resorte k se degrada al valor de la rigidez secante en el desplazamiento máximo alcanzado durante ciclo de carga anterior, δ_{\max} .

Para determinar las componentes no lineales asociadas con los fenómenos de aplastamiento en las esquinas y para actualizar la rigidez a la compresión asociada con el comportamiento de balanceo, se han introducido dos variables de daño en cada borde de la sección transversal (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013):

- $\mu_c = d_{max}/\delta_y$ Demanda de ductilidad en el resorte comprimido externo; y,
- $\zeta = (\mu_c - 1) \delta_y/\varphi l$ Relación entre la longitud de la fracción de la sección transversal involucrada en la no linealidad de la fisuración.

La degradación de la rigidez puede, de hecho, expresarse como una función de los valores máximos de las variables de daño:

$$k^*(x, \mu_c, \zeta) = k \left(1 + \frac{\mu_c - 1}{\zeta l} [x + l(\zeta - 0.5)] \right)^{-1} \quad (3.9)$$

donde $x \in [(0.5 - \zeta)l; l/2]$ es la posición del resorte con respecto al punto medio de la sección transversal.

La tensión de compresión axial es lineal con el desplazamiento relativo, en la parte comprimida de la sección transversal donde el valor de δ_y no se ha excedido y tiene una tendencia más compleja en la parte degradada.

Sin embargo, una aproximación lineal de la degradación de la rigidez no induce diferencias significativas tanto en la trayectoria de la tensión como en las correcciones no lineales de las fuerzas nodales.

Con fundamento en esta última aseveración, ha sido posible determinar las componentes no lineales para N y M:

$$\begin{aligned} N^{**}(\mu_c, \zeta, w, \varphi) &= -k \frac{\mu_c - 1}{2\mu_c} \zeta l t \left(-w + \varphi \frac{l}{2} \right) \\ M^{**}(\mu_c, \zeta, w, \varphi) &= - \left(\frac{\zeta}{3} - \frac{1}{2} \right) l N^{**} \end{aligned} \quad (3.10)$$

Estas correcciones son válidas tanto en caso de reducción de la tensión debido al efecto de degradación de la rigidez como en el caso de que los resortes nuevos alcancen el límite de resistencia.

En la figura (3.6a) se muestra la curva de momento-rotación para el modelo de interfaz con resistencia a la compresión limitada mientras que la figura (3.6b) presenta la influencia de la resistencia a la compresión de la mampostería en la curva.

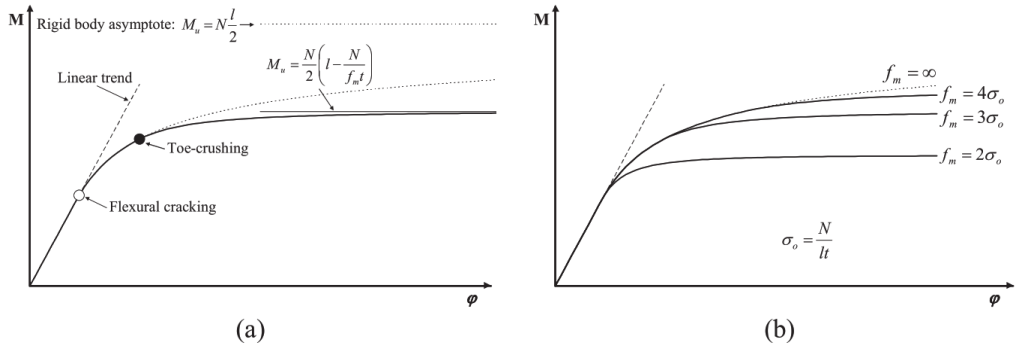


Figura 3.6: Curvas de momento-rotación para el modelo de interfaz con la resistencia a compresión limitada en caso de fuerza axial constante: a) Identificación del agrietamiento por flexión, condiciones de aplastamiento en las esquinas y rectas horizontales que indican la resistencia máxima con un valor de rigidez $k=1$ y b) efecto del incremento de la resistencia a la compresión de la mampostería. Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

El modelo de daño por compresión, además, influye en la interacción entre el desplazamiento axial y la rotación. Para carga monotónica, la relación está dada por:

$$w = \frac{N|\phi|}{kt\delta_y} - \frac{1}{2}(\delta_y - |\phi|l) \quad (3.11)$$

que es válida para $|\phi| > \frac{2(\delta_y + w)}{l} = -\frac{\delta_y^2 kt}{2N}$

La figura (3.7) muestra la interacción cíclica entre w y ϕ , la cual está altamente influenciada por el efecto de la degradación de rigidez con una limitación en la variación de w y una clara dependencia del valor actual de w en el ciclo de desplazamiento anterior.

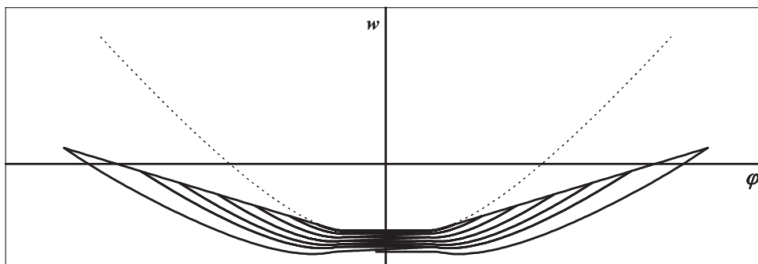


Figura 3.7: Interacción entre el desplazamiento vertical y rotación para carga axial constante. Acoplamiento debido al comportamiento sin tensión con (línea continua) y sin daño cíclico de aplastamiento en las esquinas (línea punteada). Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

3.1.1.2 Comportamiento por corte

Generalmente, en un panel de mampostería las juntas de mortero horizontales se consideran como posibles superficies deslizantes, donde un criterio basado en las contribuciones de fricción y cohesión entre los elementos, ofrece resistencia al cizallamiento del cuerpo central del modelo del macroelemento.

El desplazamiento transversal u del macroelemento está compuesto de dos partes, un componente elástico representado por u_{el} y un componente deslizante plástico descrito por s .

El componente de desplazamiento plástico se origina cuando se aplica una fuerza de corte monótona e incremental luego del rango elástico, es decir, cuando $|V| > V_f$.

Siendo:

$$V = \frac{Glt}{h}u \quad (3.12)$$

$$V_f = -\mu N > 0 \quad (3.13)$$

donde V_f es la máxima fuerza de fricción estática y μ es el coeficiente de fricción equivalente.

Ahora, la cohesión del material proporciona una resistencia al corte adicional hasta alcanzar un valor máximo.

$$V = V_f + V_c \quad (3.14)$$

donde V_c es la fuerza de corte debido a la cohesión del material.

En la figura (3.8) se muestra un diagrama de fuerza-desplazamiento que permite identificar los diferentes componentes de fuerza y desplazamiento del macroelemento que se mencionaron con anterioridad.

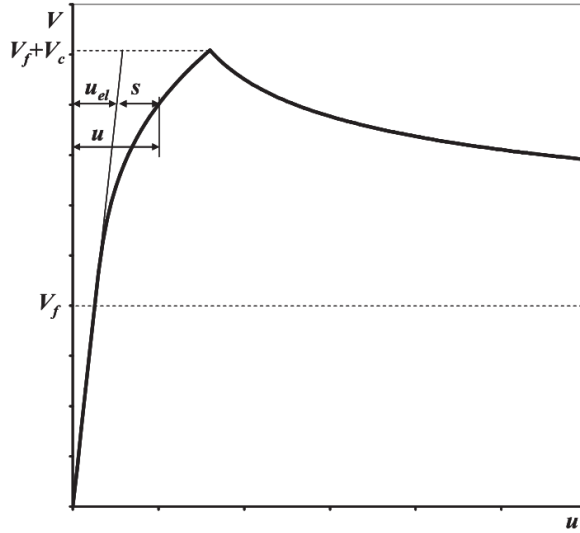


Figura 3.8: Fuerza cortante vs. desplazamiento: Identificación de las componentes de corte y desplazamiento. Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

Para representar el comportamiento de corte del modelo de macroelementos, se introducen dos variables de daño estructural (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013). La primera variable se da en el rango de deslizamiento por fricción y está representada por α , siendo cero mientras no se produzca daño en el panel, alcanzando un valor de 1 por la resistencia al corte máximo del panel y superando este valor en la rama suavizada posterior al pico.

La segunda condición límite está dada por el modelo de daño de cohesión, porque la superación de la condición de falla puede causar un incremento de la degradación del material si antes no se ha alcanzado un nivel de daño más alto, en términos del parámetro α .

Esta condición está representada por la expresión (3.15):

$$\Phi_d = E_D - R(\alpha) = \frac{1}{2} \frac{lt}{c_t h \alpha^2} s^2 - R(\alpha) \leq 0 \quad (3.15)$$

Como las funciones de restricción no pueden ser positivas, cualquier combinación de parámetros que induzcan a un valor mayor a cero, proporcionan residuales que deben compensarse por medio de incrementos de las variables de daño α y s , modificando así el dominio límite de superficies asociadas.

Mediante un proceso iterativo, las variables de daño deben actualizarse para garantizar que:

$$\begin{cases} \Delta\phi_d + d\dot{\phi}_d = 0 \\ \Delta\phi_s + d\dot{\phi}_s = 0 \end{cases} \quad (3.16)$$

Por lo tanto, los valores actualizados de las variables de daño α' y s' se pueden evaluar como:

$$\begin{Bmatrix} \alpha' \\ s' \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha \\ s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \dot{\alpha} \\ \dot{s} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha \\ s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \text{sign}(V_f) \end{bmatrix} M^{-1} \begin{Bmatrix} \Delta\phi_d \\ \Delta\phi_s \end{Bmatrix} \quad (3.17)$$

La corrección de la fuerza de corte en el macroelemento se puede derivar como:

$$\begin{aligned} V_i = V_j = V = V^{el} - V^* &= \frac{Glt}{h}(u - s) \\ &= \frac{Glt}{h}(u_i - u_j + \varphi_e h) - \frac{Glt}{h}s \end{aligned} \quad (3.18)$$

El efecto de los parámetros β y c_t en el modelo de corte no lineal se representa en las figuras (3.9) y (3.10), en las respuestas monótona y cíclica, respectivamente. Como se puede observar a partir de la gráfica (b) de las figuras (3.9) y (3.10), la amplitud del componente de desplazamiento inelástico que depende del comportamiento cohesivo es proporcional a c_t . En particular, como se puede notar fácilmente a partir de desplazamientos a la máxima resistencia, el componente inelástico s es proporcional al producto Gc_t .

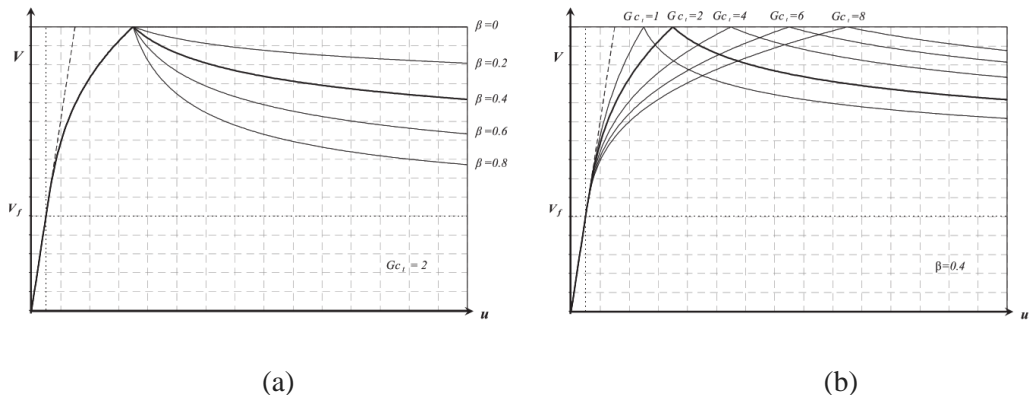


Figura 3.9: Rol de los parámetros en la forma del modelo de corte no lineal: a) Rol del parámetro β y b) Rol del parámetro c_t . Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

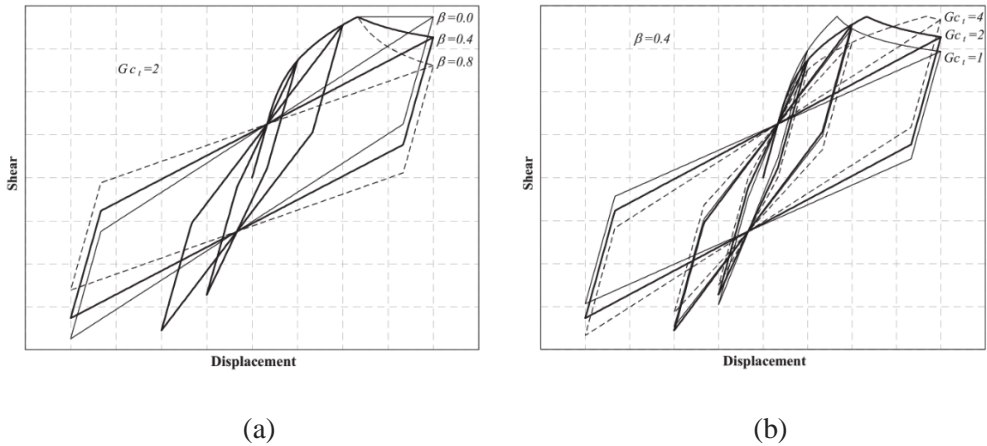


Figura 3.10: Influencia de los parámetros del modelo en la respuesta de corte cíclica: a) Parámetro β y b) parámetro c_t . Fuente: (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013).

3.1.1.3 Falla del macroelemento por deriva máxima

De acuerdo a resultados experimentales realizados por los autores en paneles de mampostería (Penna, Lagomarsino, & Galasco, 2013), los límites de deformación asociados con una pérdida repentina de la fuerza lateral se identifican como condiciones cerca del colapso, lo cual se produce si se cumple una de las condiciones planteadas en la expresión (3.19):

$$\begin{cases} \left| \frac{u_j - u_i}{h} + \varphi_e \right| \geq \delta_s \\ \left| \frac{\varphi_j - \varphi_i}{2} + \varphi_e \right| \geq \delta_r \end{cases} \quad (3.19)$$

3.2 IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO AL SOFTWARE 3MURI

Para el diseño del modelo estructural de la vivienda que será objeto de estudio en este proyecto, se utilizaron muchos programas de análisis estructural, escogiendo para esta investigación el más adecuado para modelar mampostería. El primer programa en ser modelada la vivienda unifamiliar fue en SAP2000, para este programa se utilizó un tiempo considerable, aquí se modeló la casa en su totalidad, pero los resultados que arrojaba el programa eran erróneos. Esto se debe a que los modelos que utiliza SAP2000 para modelar la edificación no corresponden a los

revisados en la literatura para estructuras de mampostería, SAP presenta modelos para estructuras de hormigón y acero; y para estructuras de obra de fábrica generalmente se utilizan elementos tipo Shell, los cuales no fueron de gran ayuda para este proyecto ya que rigidizaban en sobre medida la estructura.

Por otro lado se utilizó Opensees navigator, este programa es mucho más completo y permite modelar mampostería mediante la combinación de ciertos modelos, no se dedicó mucho tiempo a este programa debido a su amplio entorno de trabajo y el corto tiempo que se tenía para realizar el proyecto de investigación.

Por último se usó el software de análisis estructural 3MURI, el mismo que fue desarrollado específicamente para análisis sísmico de estructuras de mampostería. Cabe resaltar que para el uso del software se realizó un oficio a S.T.A. DATA⁶, solicitando una licencia temporal que me permita utilizar el programa durante mi proyecto de investigación, la solicitud se presenta en el anexo (1)

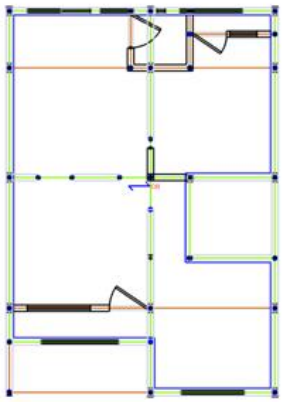
En la figura (3.11) se presenta el modelo de la vivienda unifamiliar diseñada en 3MURI, la misma que en principio tuvo muchas dificultades, ya que los resultados que proporcionaba el programa indicaban que la estructura era demasiado rígida inicialmente, pero colapsaba con facilidad, es decir, no soportaba cargas demasiado grandes.

La vivienda fue modelada con ladrillo macizo, cuyas características se presentan en la tabla (3.1):

Tipo de material	Módulo de Young	Módulo de corte	Densidad	Resistencia a la compresión	Cohesión	Coefficiente de fricción
	E [MPa]	G [MPa]	[kg/m ³]	f_{tm} [MPa]	f_{vo} [MPa]	μ [-]
Ladrillo macizo	2770	1111	1800	6,84	0,3	0,145

Tabla 3.1: Parámetros de diseño del ladrillo macizo. Fuente: (García, 2017).

⁶ Compañía fundada en 1983 por Adriano Castagnone, ingeniero estructural y pionero del software científico para ingeniería estructural. La empresa fue creada para ofrecer servicios, capacitación y consultoría en ingeniería civil, en el área de diseño y cálculo estructural.



(a)



(b)

Figura 3.11: Modelo de vivienda unifamiliar generado en 3MURI: a) Vista en planta, b) Modelo tridimensional. Fuente: Autor.

En los gráficos presentados en la figura (3.12) se puede observar la falencia del modelo, mediante una comparación de las curvas de capacidad pushover de la estructura elaborada, con las curvas realizadas por Hernán García las mismas que fueron parte de su trabajo de investigación (García, 2017).

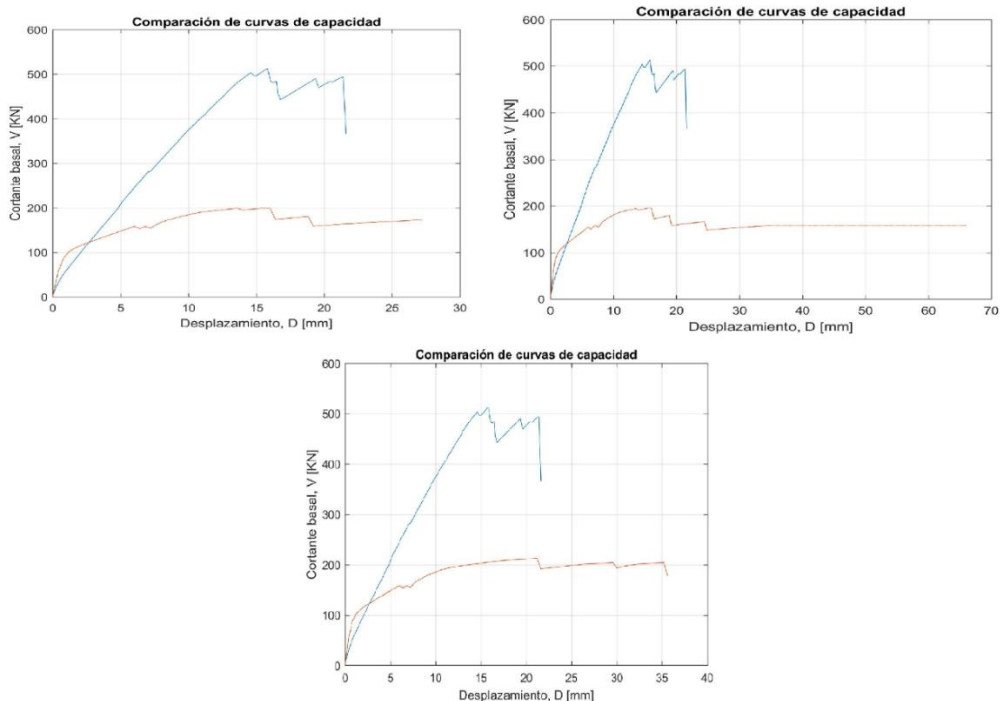


Figura 3.12: Curvas de capacidad pushover: Curva del modelo analizado (roja), curva de Hernán García (azul). Fuente: Autor.

Luego de realizar un exhaustivo análisis tanto de los planos estructurales como arquitectónicos de la vivienda y al observar que no existe variación ni falla de ninguno de ellos con respecto al modelo elaborado, se procedió a mejorar el modelo colocando elementos estructurales que ayuden con este objetivo.

Esto se realizó ya que mediante el estudio realizado por Cesar Reyes (Reyes, 2009) se pudo determinar que el programa 3MURI genera planos de debilidad en los vanos o aberturas correspondientes a puertas y ventanas, esto se da debido a que ante un movimiento sísmico las fuerzas se concentran en las esquinas de estos vanos, originando grietas en diagonal haciendo que la estructura falle principalmente en estos puntos, provocando el colapso prematuro de la vivienda.

Los elementos adicionales que se colocaron a la estructura de la vivienda son dinteles de concreto con su respectivo refuerzo longitudinal. Las tablas (3.2) y (3.3) nos dan un resumen de las dimensiones y refuerzo de estos elementos.

DETALLE DINTELES					
PLANTA BAJA					
	Posts		Crossbars		Observaciones
	b	h	b	h	
Pared 1	10	12	10	10	Ventana frontal
Pared 2	10	12	10	10	Ventana frontal
	10	12	10	10	Puerta entrada
Pared 3	10	12	10	10	Puerta baño
	10	12	10	10	Puerta patio
	10	12	10	10	Ventana patio
Pared 4	10	12	10	10	Ventana posterior
	10	12	10	10	Ventana posterior
PLANTA ALTA					
	Posts		Crossbars		Observaciones
	b	h	b	h	
Pared 1	12	12	10	10	Ventana frontal
Pared 2	12	12	10	10	Ventana
Pared 3	12	12	10	10	Ventana posterior
	12	12	10	10	
	12	12	10	10	

Tabla 3.2: Dimensiones y disposición de los dinteles. Fuente: Autor.

ACERO	
Varillas longitudinales	4 ϕ 14mm
Estribos	ϕ 8mm c/10cm

Tabla 3.3: Detalle del acero de refuerzo en dinteles. Fuente: Autor.

En la figura (3.13) se presenta nuevamente el modelo tridimensional de la vivienda unifamiliar con los dinteles ya colocados



Figura 3.13: Modelo tridimensional de la vivienda unifamiliar con dinteles de refuerzo. Fuente: Autor.

Esta vez, con el modelo mostrado en la figura (3.13), se pudo determinar una curva de capacidad más aproximada a la realidad; de la misma manera se comparó con la curva de capacidad obtenida por Hernán García dando resultados similares, los cuales se presentan en la figura (3.14).

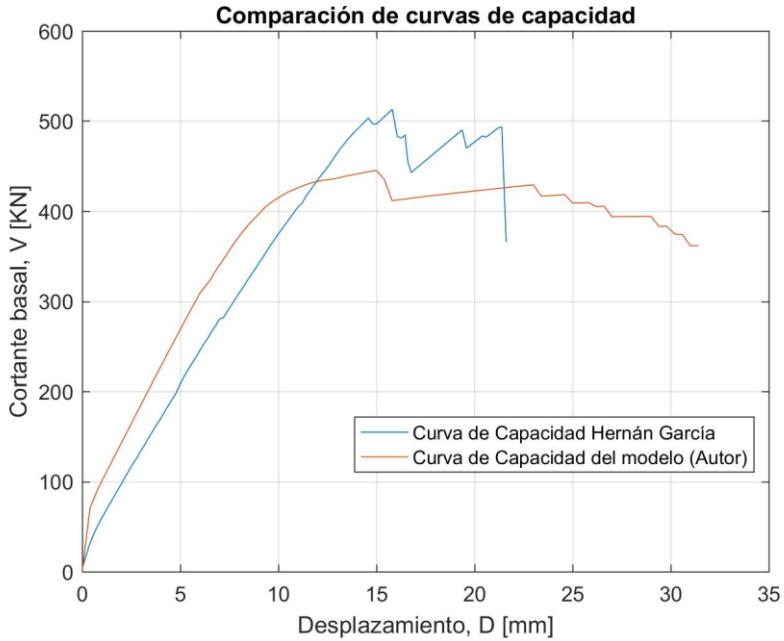


Figura 3.14: Curva pushover: Curva del modelo estudiado (roja), curva de Hernán García (azul).
Fuente: Autor.

3.2.1 Diagrama de capacidad

La metodología utilizada para obtener las curvas presentadas en la figura (3.14) se denomina “Capacity curve” cuyo objetivo es relacionar el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en la cubierta de la estructura, como se presenta en la figura (3.15).

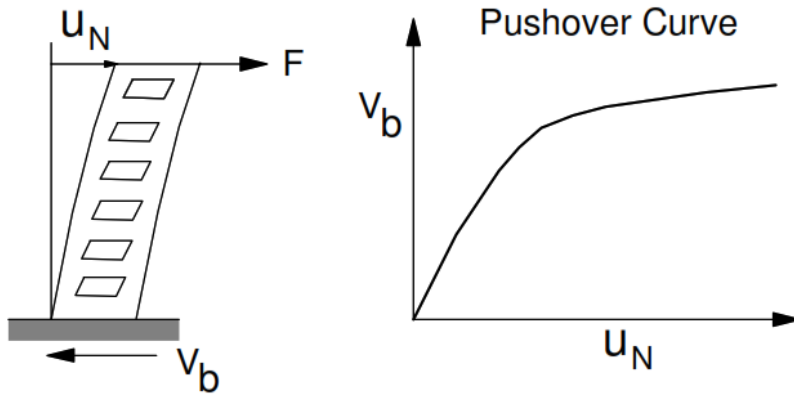


Figura 3.15: Determinación de la curva pushover o curva de capacidad. Fuente: (Chopra & Goel, 1999).

Ahora bien, con la curva de capacidad obtenida, se procede a realizar un análisis espectral el cual nos permitirá determinar el punto de demanda sísmica de la vivienda. Para ello, la curva pushover, que se encuentra en coordenadas de desplazamiento-cortante basal, se debe transformar a un diagrama de capacidad en coordenadas espectrales, figura (3.16).

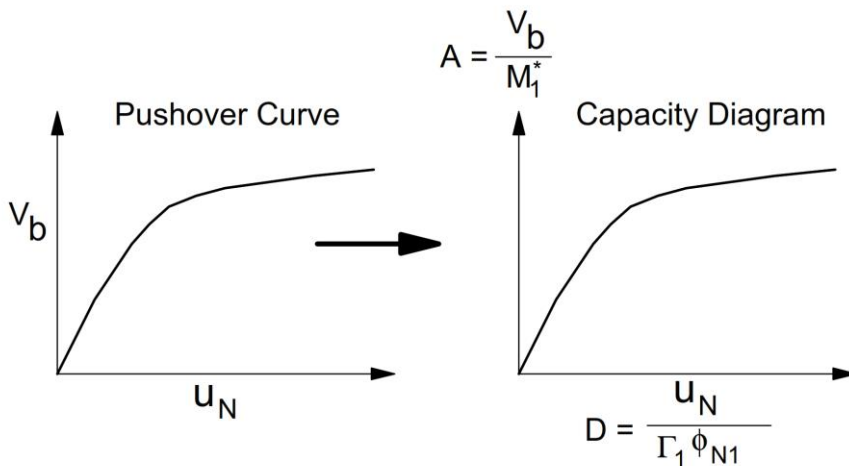


Figura 3.16: Transformación de la curva pushover al diagrama de capacidad. Fuente: (Chopra & Goel, 1999).

Donde:

$M^* = 84673 \text{ kg}$ Es la masa modal efectiva para el modo fundamental de vibración.

$\Gamma = 1.28$ Es el factor de participación modal.

$\phi = 1$ Es el desplazamiento del primer modo.

3.2.2 Determinación de la curva bilineal equivalente al diagrama de capacidad

La fuerza de fluencia F_y^* que representa el esfuerzo último del sistema idealizado, es igual a la fuerza cortante basal en la formación del mecanismo plástico. La rigidez inicial del sistema idealizado se determina de tal manera que las áreas bajo las curvas de fuerza-deformación real e idealizada, sean iguales (Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004).

Mediante esta suposición, el desplazamiento de fluencia d_y^* del sistema idealizado SDOF está dado por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.20)$$

donde E_m^* es la energía de deformación actual o el área bajo la curva, hasta la formación del mecanismo plástico (definido por el punto A). Todos los parámetros mencionados con anterioridad se presentan en la figura (3.17).

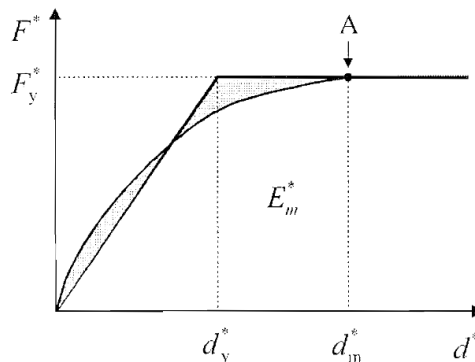


Figura 3.17: Obtención de la curva bilineal equivalente mediante el diagrama de capacidad. Fuente: (Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004).

3.2.3 Espectro de diseño

Con el diagrama de capacidad, ya en coordenadas espectrales, el siguiente paso es determinar los espectros de diseño para la zona de estudio. En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC: Cargas sísmicas - Diseño sismo resistente, 2014) se especifican los parámetros para determinar el espectro de diseño de acuerdo a cada región del país, el tipo de suelo y la zona sísmica.

Sabiendo que Cuenca es una ciudad que se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico con un $PGA=0.25$ g (NEC: Cargas sísmicas - Diseño sismo resistente, 2014), se realizó un amplio análisis en el que se utilizaron tres tipos de suelos (Suelo B, suelo C y suelo D), los cuales fueron analizados en varios niveles de zonas sísmicas que van de 0.05 g a 0.3 g con incrementos de 0.01 g.

Para cada zona sísmica con su tipo de suelo se elaboró un espectro de diseño elástico, el cual se realizó como se presenta en la figura (3.18):

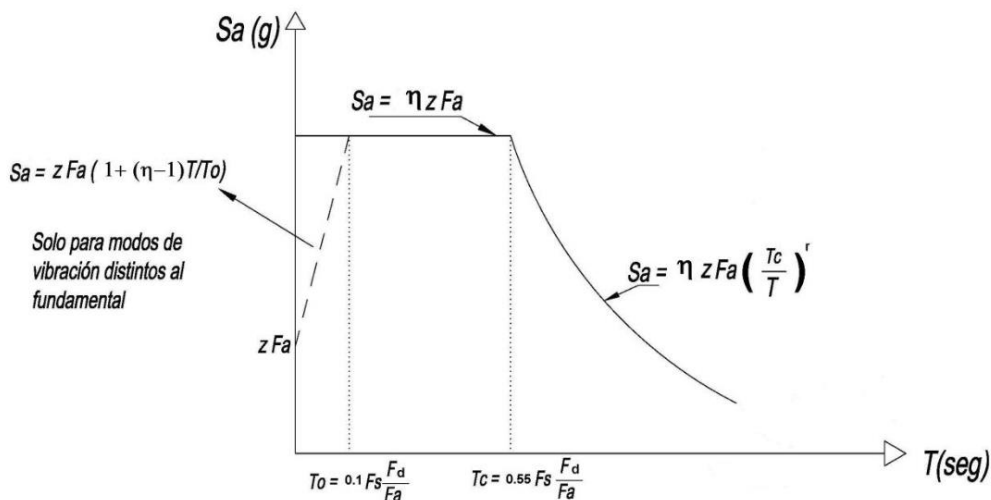


Figura 3.18: Parámetros para el desarrollo del espectro de diseño elástico. Fuente: (NEC: Cargas sísmicas - Diseño sismo resistente, 2014).

Donde:

- z Aceleración máxima en roca esperada para el terremoto de diseño, que se define en términos de la aceleración de la gravedad g .
- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y la aceleración de suelo máxima (PGA) para el período de retorno seleccionado.

- Sa Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Este parámetro depende del modo de vibración de la estructura o periodo estructural de la misma.
- Fa Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplía las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos del sitio.
- Fd Coeficiente de amplificación de suelo. Amplía las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos de sitio.
- Fs Coeficiente de amplificación de suelo. Toma en cuenta el comportamiento inelástico de los suelos, la reducción del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia del movimiento telúrico y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- T Período esencial de vibración de la estructura.
- T₀ Período último de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_C Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Luego de obtener el espectro de diseño elástico, para poder relacionarlo con el diagrama de capacidad, se deberá transformar a un espectro de diseño inelástico. Debido a que el análisis que realiza 3MURI para obtener la curva de capacidad es un análisis no lineal.

Para determinar el espectro de diseño inelástico, primero se realiza una conversión en los ejes coordenados del espectro elástico, los cuales están definidos por el periodo (T_n) y aceleración (A) y ahora se expresaran en términos de desplazamiento (D) y aceleración (A), como se muestra en la figura (3.19).

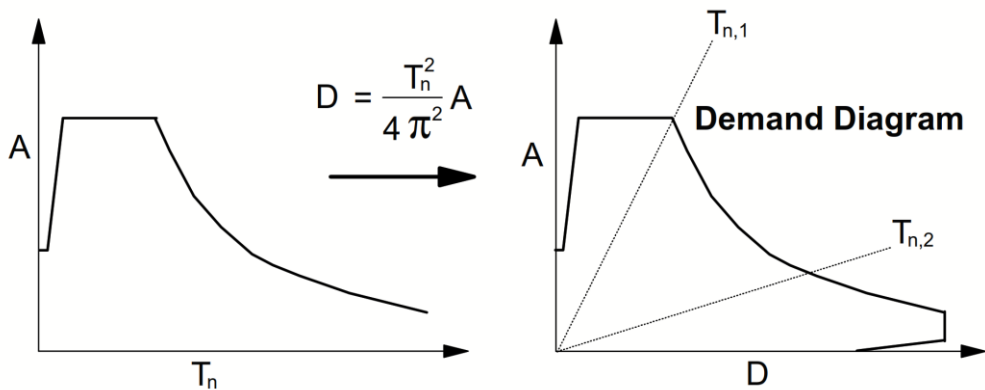


Figura 3.19: Conversión de coordenadas en el espectro de diseño elástico. Fuente: (Chopra & Goel, 1999).

Ahora, a partir de este diagrama, el espectro de diseño inelástico se calcula utilizando un factor de reducción de fuerza, el cual se expresa mediante:

$$S_{a,inelástico} = \frac{1}{R} S_{a,elástico} \quad (3.21)$$

Siendo R el factor de reducción de fuerza, el cual depende del nivel de ductilidad y de las variaciones con el periodo de vibración de la estructura.

Para determinar este nuevo espectro de diseño, se usan las llamadas R- μ -T ecuaciones (Chopra & Goel, 1999):

$$R = \begin{cases} 1 & T < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_b < T < T_{c'} \\ \mu & T > T_c \end{cases} \quad (3.22)$$

Donde los rangos del periodo, según el estudio realizado por los autores es (Chopra & Goel, 1999):

$$T_a = 0.05 \text{ s,}$$

$$T_b = 0.12 \text{ s,}$$

$$T_{c'} = 0.5 \text{ s,}$$

$$T_c = 1.0 \text{ s.}$$

Como el periodo estructural de la vivienda es $T=0.256$ (dato obtenido de la modelación en 3MURI) y al observar que se encuentra entre los valores de T_b y $T_{c'}$, el valor del factor de reducción de fuerza se calcula mediante:

$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.23)$$

donde μ es la ductilidad⁷ de la estructura, que de acuerdo a las propiedades de la mampostería su valor puede oscilar entre $\mu = 1 - 2$.

Por lo tanto el valor del factor de reducción de fuerza es: $R = 1.7321$.

Una vez obtenido el espectro de diseño inelástico, el siguiente paso para obtener el punto de demanda sísmica de la estructura es encontrar los puntos de intersección de estos dos diagramas (espectro de diseño inelástico – curva bilineal equivalente del diagrama de capacidad).

3.2.4 Determinación del punto de demanda sísmica de la vivienda unifamiliar

El procedimiento de cálculo denominado “Capacity curve” usa los diagramas de capacidad inelásticos, los cuales se superponen a los espectros de diseño elaborados para los diferentes tipos de suelo y zonas sísmicas analizadas. La rama de rendimiento del diagrama de capacidad intersecta al espectro de diseño, a ese punto se le conoce como punto de demanda sísmica estructural y prácticamente es la deformación que sufre la vivienda bajo dicha acción sísmica.

Si la pendiente del diagrama de capacidad equivalente, que se conoce como la rigidez secante de la estructura, no intersecta el espectro de diseño, dicha pendiente deberá prolongarse hasta que corte con cada espectro de diseño elaborado para el análisis.

En las figuras (3.20 a 3.22) se puede observar el desarrollo y elaboración de todos los diagramas y espectros de diseño para los diferentes tipos de suelo; el análisis se realizó en la dirección positiva del eje “X”. Cabe mencionar que todo el proceso, de obtención de gráficas y resultados, fue implementado en Matlab.

⁷ Capacidad de una estructura para sufrir deformaciones inelásticas con una rigidez y reducción de la resistencia aceptables.

Determinación del Punto de demanda

Tipo de suelo: B - Zona Sísmica: 0.05g:0.01g:0.3g

Pushover X (Ladrillo macizo)

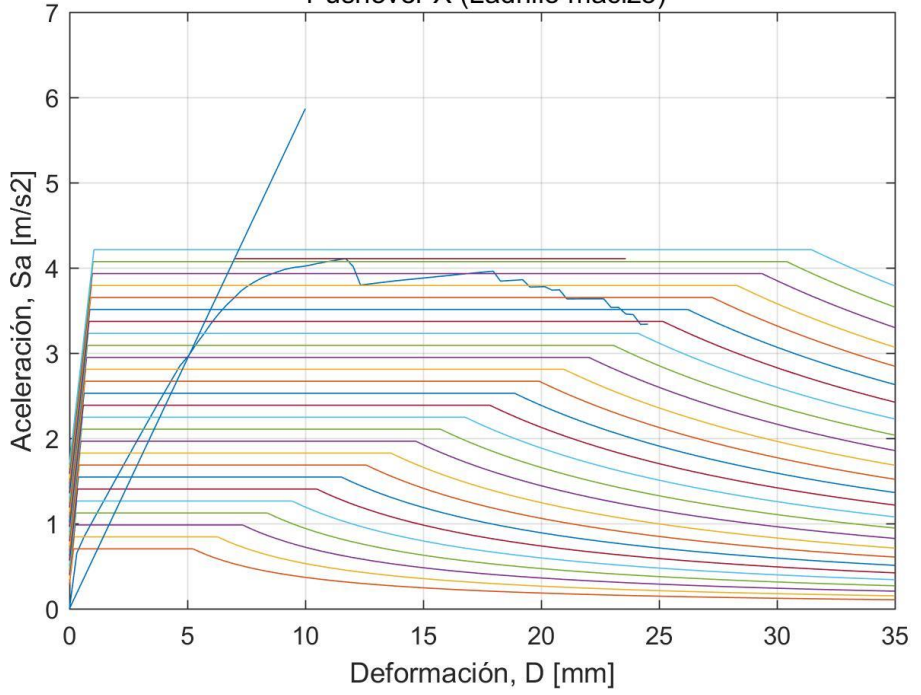


Figura 3.20: Intersección entre curva bilineal equivalente y espectros de diseño inelástico para el tipo de suelo B. Fuente: Autor.

Determinación del Punto de demanda

Tipo de suelo: C - Zona Sísmica: 0.05g:0.01g:0.3g

Pushover X (Ladrillo macizo)

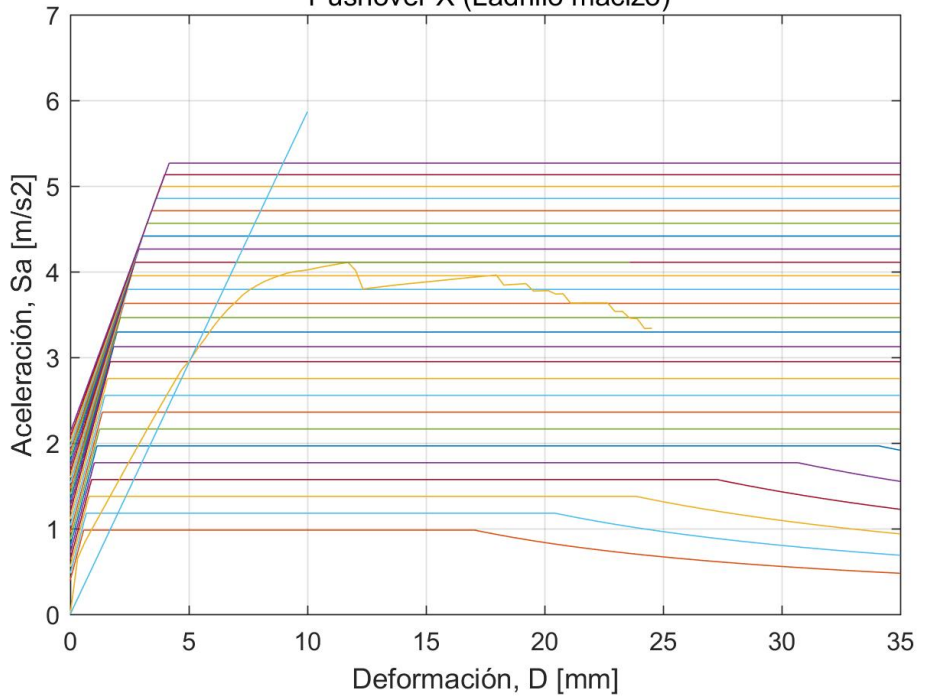


Figura 3.21: Intersección entre curva bilineal equivalente y espectros de diseño inelástico para el tipo de suelo C. Fuente: Autor.

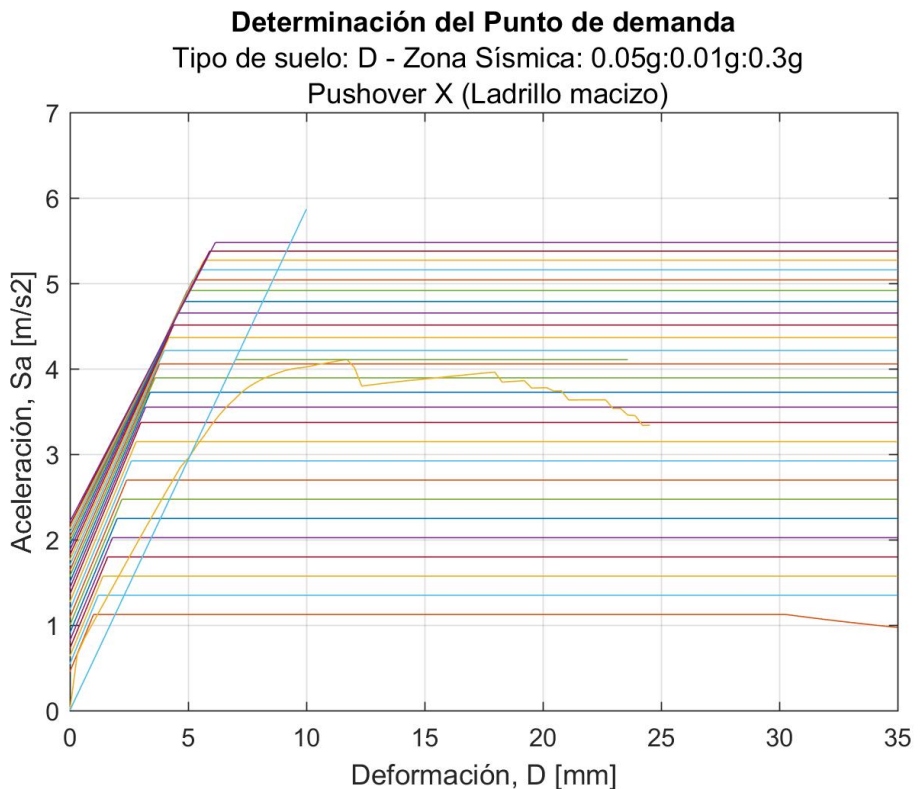


Figura 3.22: Intersección entre curva bilineal equivalente y espectros de diseño inelástico para el tipo de suelo D. Fuente: Autor.

Luego de realizar la superposición de los dos diagramas mencionados, se procede al cálculo de sus intersecciones, este proceso fue desarrollado en Matlab de la siguiente manera:

- Se implementaron y graficaron ambos diagramas.
- Se creó una función que se aproxime de una manera muy precisa tanto al diagrama de capacidad como al espectro de diseño inelástico.
- Mediante un proceso iterativo se obtuvo el punto de corte de ambas funciones.
- Dicho punto se multiplicó por el factor de reducción de fuerza, dándonos así el valor real de la demanda de desplazamiento de la vivienda.

Los puntos de la demanda sísmica para los diferentes tipos de suelos y zonas sísmicas se presentan en las tablas (3.4 a 3.6).

SUELO B

Zona sísmica (z)	eta	Fa	Fd	Fs	r	Intersección	
						x	y
0,05	2,48	1	1	0,75	1	2,08269	1,21647
0,06	2,48	1	1	0,75	1	2,49922	1,45977
0,07	2,48	1	1	0,75	1	2,91576	1,70306
0,08	2,48	1	1	0,75	1	3,33230	1,94636
0,09	2,48	1	1	0,75	1	3,74883	2,18965
0,1	2,48	1	1	0,75	1	4,13066	2,43295
0,11	2,48	1	1	0,75	1	4,54720	2,67624
0,12	2,48	1	1	0,75	1	4,96373	2,91954
0,13	2,48	1	1	0,75	1	5,38027	3,16283
0,14	2,48	1	1	0,75	1	5,79681	3,40613
0,15	2,48	1	1	0,75	1	6,21334	3,64942
0,16	2,48	1	1	0,75	1	6,62988	3,89272
0,17	2,48	1	1	0,75	1	7,04642	4,13601
0,18	2,48	1	1	0,75	1	7,46296	4,37931
0,19	2,48	1	1	0,75	1	7,87949	4,62260
0,2	2,48	1	1	0,75	1	8,29603	4,86590
0,21	2,48	1	1	0,75	1	8,71257	5,10919
0,22	2,48	1	1	0,75	1	9,12910	5,35249
0,23	2,48	1	1	0,75	1	9,54564	5,59578
0,24	2,48	1	1	0,75	1	9,96218	5,83908
0,25	2,48	1	1	0,75	1	10,37872	6,08237
0,26	2,48	1	1	0,75	1	10,79525	6,32567
0,27	2,48	1	1	0,75	1	11,21179	6,56896
0,28	2,48	1	1	0,75	1	11,62833	6,81226
0,29	2,48	1	1	0,75	1	12,01015	7,05555
0,3	2,48	1	1	0,75	1	12,42669	7,29885

Tabla 3.4: Determinación del punto de demanda sísmica de desplazamiento, analizado para el tipo de suelo B. Fuente: Autor.

SUELO C

Zona sísmica (z)	eta	Fa	Fd	Fs	r	Intersección	
						x	y
0,05	2,48	1,4	1,6	1	1	2,91576	1,70306
0,06	2,48	1,4	1,6	1	1	3,47114	2,04368
0,07	2,48	1,4	1,6	1	1	4,06124	2,38429
0,08	2,48	1,4	1,6	1	1	4,65133	2,72490
0,09	2,48	1,4	1,6	1	1	5,24142	3,06552
0,1	2,48	1,4	1,6	1	1	5,79681	3,40613
0,11	2,48	1,4	1,6	1	1	6,38690	3,74674
0,12	2,48	1,4	1,6	1	1	6,97700	4,08735
0,13	2,48	1,4	1,6	1	1	7,53238	4,42797
0,14	2,48	1,4	1,6	1	1	8,12247	4,76858
0,15	2,48	1,4	1,6	1	1	8,71257	5,10919
0,16	2,48	1,39	1,59	1,01	1	9,23324	5,41088
0,17	2,48	1,38	1,58	1,02	1	9,71920	5,70770
0,18	2,48	1,37	1,57	1,03	1	10,23987	5,99965
0,19	2,48	1,36	1,56	1,04	1	10,72583	6,28674
0,2	2,48	1,35	1,55	1,05	1	11,21179	6,56896
0,21	2,48	1,34	1,54	1,06	1	11,66304	6,84632
0,22	2,48	1,33	1,53	1,07	1	12,14900	7,11881
0,23	2,48	1,32	1,52	1,08	1	12,60025	7,38643
0,24	2,48	1,31	1,51	1,09	1	13,05149	7,64919
0,25	2,48	1,3	1,5	1,1	1	13,46803	7,90708
0,26	2,48	1,29	1,48	1,12	1	13,91928	8,16011
0,27	2,48	1,28	1,46	1,14	1	14,33582	8,40827
0,28	2,48	1,27	1,44	1,16	1	14,75235	8,65157
0,29	2,48	1,26	1,42	1,18	1	15,16889	8,89000
0,3	2,48	1,25	1,4	1,2	1	15,55072	9,12356

Tabla 3.5: Determinación del punto de demanda sísmica de desplazamiento, analizado para el tipo de suelo C. Fuente: Autor.

SUELO D

Zona sísmica (z)	eta	Fa	Fd	Fs	r	Intersección	
						x	y
0,05	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	3,33230	1,94636
0,06	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	3,99181	2,33563
0,07	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	4,65133	2,72490
0,08	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	5,31085	3,11417
0,09	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	5,97036	3,50345
0,1	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	6,62988	3,89272
0,11	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	7,28940	4,28199
0,12	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	7,94892	4,67126
0,13	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	8,64314	5,06053
0,14	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	9,30266	5,44981
0,15	2,48	1,6	1,9	1,2	1,5	9,96218	5,83908
0,16	2,48	1,58	1,88	1,205	1,5	10,48285	6,15050
0,17	2,48	1,56	1,86	1,21	1,5	11,00352	6,45218
0,18	2,48	1,54	1,84	1,215	1,5	11,48948	6,74413
0,19	2,48	1,52	1,82	1,22	1,5	11,97544	7,02636
0,2	2,48	1,5	1,8	1,225	1,5	12,42669	7,29885
0,21	2,48	1,48	1,78	1,23	1,5	12,87794	7,56161
0,22	2,48	1,46	1,76	1,235	1,5	13,32919	7,81463
0,23	2,48	1,44	1,74	1,24	1,5	13,74572	8,05793
0,24	2,48	1,42	1,72	1,245	1,5	14,12755	8,29149
0,25	2,48	1,4	1,7	1,25	1,5	14,50937	8,51532
0,26	2,48	1,38	1,68	1,26	1,5	14,89120	8,72942
0,27	2,48	1,36	1,66	1,27	1,5	15,23831	8,93379
0,28	2,48	1,34	1,64	1,28	1,5	15,55072	9,12843
0,29	2,48	1,32	1,62	1,29	1,5	15,86312	9,31333
0,3	2,48	1,3	1,6	1,3	1,5	16,17552	9,48850

Tabla 3.6: Determinación del punto de demanda sísmica de desplazamiento, analizado para el tipo de suelo D. Fuente: Autor.

3.2.5 Análisis de estados límite

Para definir el estado estructural de la vivienda, frente a un evento sísmico, es necesario determinar la ubicación de los estados límite en la diagrama de capacidad equivalente.

En el análisis de riesgo sísmico, el escenario de deterioro de una estructura puede ser expresado en términos de estados de daño (DS, por sus siglas en inglés), que son una descripción cualitativa discreta del daño general en los elementos estructurales y no estructurales del edificio. Generalmente se consideran 5 estados de daño: DS1 leve, DS2 moderado, DS3 extenso, DS4 cerca del colapso y DS5 colapsado (Lagomarsino & Cattari, 2014).

Existen varios métodos para describir el estado de daño de una edificación, entre ellos están los métodos empíricos y los métodos analíticos. El primero de estos describe el DS a través de una observación cualitativa del daño, sobre la base de la distribución y la gravedad de las grietas, de acuerdo con formas y bocetos específicos. En tanto que, en el método analítico, si se dispone de un modelo numérico detallado del edificio, el daño en cada elemento estructural se obtiene mediante un análisis estático o dinámico no lineal y se podría realizar una especie de atribución de estado de daño virtual. Los autores (Lagomarsino & Cattari, 2014) han propuesto un enfoque de escala múltiple para edificios de mampostería que define los Estados Límite (LS) en la curva de capacidad: 1) comprobando la extensión del daño en elementos de mampostería, 2) la deriva intersticial en muros de mampostería y 3) el comportamiento general del edificio (representado por su curva de capacidad). Los LS son los umbrales que separan varios DS.

Otro punto de relación de los estados de daño es con el rendimiento específico del edificio: el uso y la ocupación, la seguridad de las personas y la reparabilidad (en términos económicos). Por lo general los estados límite de rendimiento (PLS) se pueden definir como coincidentes con los estados límite de daño (LS), esto significa que se garantiza el cumplimiento de un determinado rendimiento si la demanda de desplazamiento sísmico no supera el umbral correspondiente al LS.

En este caso para la determinación de los LS se ha considerado un enfoque heurístico, analizado por Lagomarsino y Cattari, que se da a través de un posicionamiento de los LSs en la curva de capacidad y se obtiene mediante las siguientes expresiones (Lagomarsino & Cattari, 2014):

$$LS1: D_1 = 0.7D_y \quad (3.24)$$

$$LS2: D_2 = c_2 D_y \quad (3.25)$$

$$LS3: D_3 = c_3 D_2 + (1 - c_3) D_4 \quad (3.26)$$

$$LS4: D_4 = D_u \quad (3.27)$$

Donde la posición de LS2 depende de la complejidad e irregularidad del edificio, el coeficiente c_2 puede variar entre (1.2 - 2), siendo menor su valor para edificaciones simples y regulares. Por otro lado los valores que definen a c_3 , parámetro para determinar LS3, varían entre ($0.3 < c_3 < 0.5$).

Los valores de los parámetros utilizados para el cálculo de los estados límite (LS), de acuerdo al modelo realizado, son los siguientes:

$$c_2 = 1.6$$

$$c_3 = 0.4$$

$$D_y = 7.002 \text{ mm.}$$

$$D_u = 23.59 \text{ mm.}$$

En la tabla (3.7) se presentan los estados límite calculados:

Estados límite		
LS1	4,9014	Completamente operacional
LS2	11,2032	Operacional
LS3	18,34	Moderado
LS4	23,59	Cerca del colapso

Tabla 3.7: Determinación de Estados Límite. Fuente: Autor.

Mediante los valores obtenidos en los estados límite y al relacionar los mismos con los puntos de demanda sísmica obtenidos de la curva de capacidad, se puede determinar el estado estructural de la vivienda, el cual se definirá como: Completamente operacional, operacional, moderado o cerca del colapso.

En las figuras (3.23 a 3.25) y las tablas (3.8 a 3.10) se podrá observar el estado estructural de la vivienda estudiada, de acuerdo al tipo de suelo y la zona sísmica analizada.

Determinación del Punto de demanda

Tipo de suelo: B - Zona Sísmica: 0.05g:0.01g:0.3g

Pushover X (Ladrillo macizo)

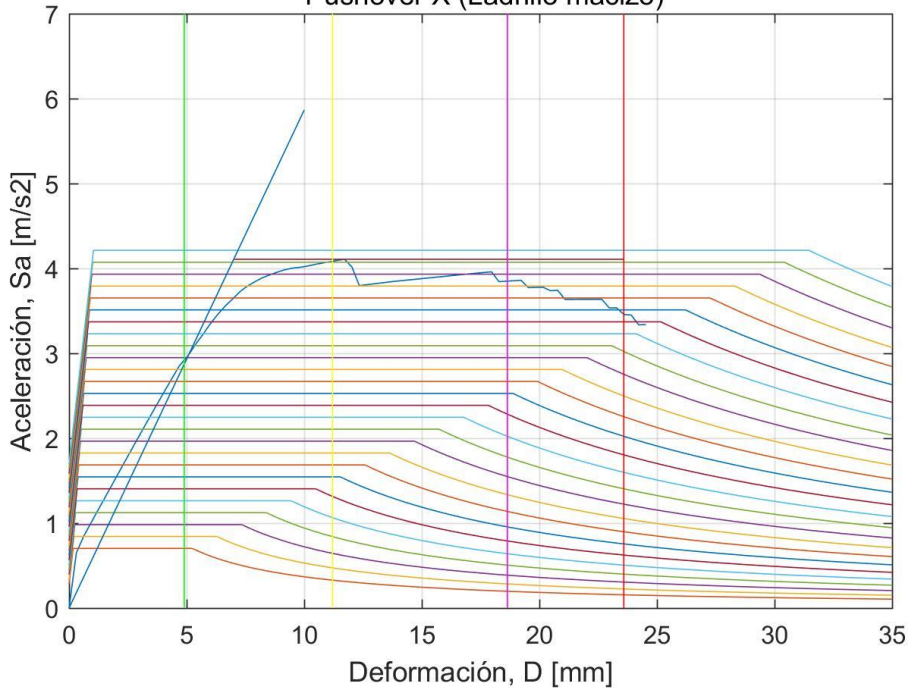


Figura 3.23: Definición de estados límite (LS) en la curva de capacidad, para el suelo B. Fuente: Autor.

SUELO B

Zona sísmica (z)	Intersección		Estado Estructural
	x	y	
0,05	2,08269	1,21647	Completamente operacional
0,06	2,49922	1,45977	Completamente operacional
0,07	2,91576	1,70306	Completamente operacional
0,08	3,33230	1,94636	Completamente operacional
0,09	3,74883	2,18965	Completamente operacional
0,1	4,13066	2,43295	Completamente operacional
0,11	4,54720	2,67624	Completamente operacional
0,12	4,96373	2,91954	Operacional
0,13	5,38027	3,16283	Operacional
0,14	5,79681	3,40613	Operacional
0,15	6,21334	3,64942	Operacional
0,16	6,62988	3,89272	Operacional
0,17	7,04642	4,13601	Operacional
0,18	7,46296	4,37931	Operacional
0,19	7,87949	4,62260	Operacional
0,2	8,29603	4,86590	Operacional
0,21	8,71257	5,10919	Operacional
0,22	9,12910	5,35249	Operacional
0,23	9,54564	5,59578	Operacional
0,24	9,96218	5,83908	Operacional
0,25	10,37872	6,08237	Operacional
0,26	10,79525	6,32567	Operacional
0,27	11,21179	6,56896	Moderado
0,28	11,62833	6,81226	Moderado
0,29	12,01015	7,05555	Moderado
0,3	12,42669	7,29885	Moderado

Tabla 3.8: Determinación del estado estructural de la vivienda para el tipo de suelo B. Fuente: Autor.

Determinación del Punto de demanda

Tipo de suelo: C - Zona Sísmica: 0.05g:0.01g:0.3g

Pushover X (Ladrillo macizo)

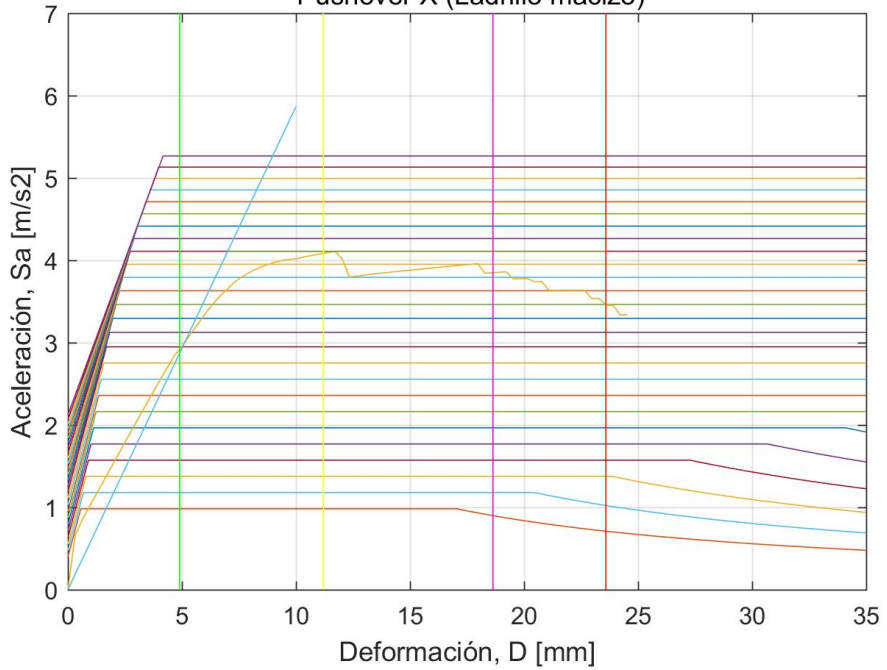


Figura 3.24: Definición de estados límite (LS) en la curva de capacidad, para el suelo C. Fuente: Autor.

SUELO C

Zona sísmica (z)	Intersección		Estado Estructural
	x	y	
0,05	2,91576	1,70306	Completamente operacional
0,06	3,47114	2,04368	Completamente operacional
0,07	4,06124	2,38429	Completamente operacional
0,08	4,65133	2,72490	Completamente operacional
0,09	5,24142	3,06552	Operacional
0,1	5,79681	3,40613	Operacional
0,11	6,38690	3,74674	Operacional
0,12	6,97700	4,08735	Operacional
0,13	7,53238	4,42797	Operacional
0,14	8,12247	4,76858	Operacional
0,15	8,71257	5,10919	Operacional
0,16	9,23324	5,41088	Operacional
0,17	9,71920	5,70770	Operacional
0,18	10,23987	5,99965	Operacional
0,19	10,72583	6,28674	Operacional
0,2	11,21179	6,56896	Moderado
0,21	11,66304	6,84632	Moderado
0,22	12,14900	7,11881	Moderado
0,23	12,60025	7,38643	Moderado
0,24	13,05149	7,64919	Moderado
0,25	13,46803	7,90708	Moderado
0,26	13,91928	8,16011	Moderado
0,27	14,33582	8,40827	Moderado
0,28	14,75235	8,65157	Moderado
0,29	15,16889	8,89000	Moderado
0,3	15,55072	9,12356	Moderado

Tabla 3.9: Determinación del estado estructural de la vivienda para el tipo de suelo C. Fuente: Autor.

Determinación del Punto de demanda

Tipo de suelo: D - Zona Sísmica: 0.05g:0.01g:0.3g

Pushover X (Ladrillo macizo)

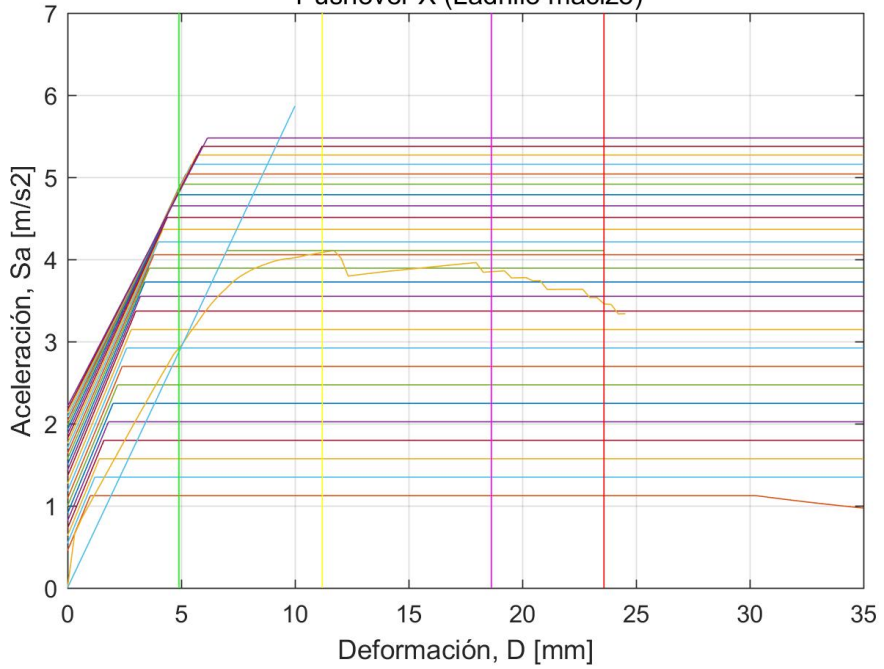


Figura 3.25: Definición de estados límite (LS) en la curva de capacidad, para el suelo D. Fuente: Autor.

SUELO D

Zona sísmica (z)	Intersección		Estado Estructural
	x	y	
0,05	3,33230	1,94636	Completamente operacional
0,06	3,99181	2,33563	Completamente operacional
0,07	4,65133	2,72490	Completamente operacional
0,08	5,31085	3,11417	Operacional
0,09	5,97036	3,50345	Operacional
0,1	6,62988	3,89272	Operacional
0,11	7,28940	4,28199	Operacional
0,12	7,94892	4,67126	Operacional
0,13	8,64314	5,06053	Operacional
0,14	9,30266	5,44981	Operacional
0,15	9,96218	5,83908	Operacional
0,16	10,48285	6,15050	Operacional
0,17	11,00352	6,45218	Operacional
0,18	11,48948	6,74413	Moderado
0,19	11,97544	7,02636	Moderado
0,2	12,42669	7,29885	Moderado
0,21	12,87794	7,56161	Moderado
0,22	13,32919	7,81463	Moderado
0,23	13,74572	8,05793	Moderado
0,24	14,12755	8,29149	Moderado
0,25	14,50937	8,51532	Moderado
0,26	14,89120	8,72942	Moderado
0,27	15,23831	8,93379	Moderado
0,28	15,55072	9,12843	Moderado
0,29	15,86312	9,31333	Moderado
0,3	16,17552	9,48850	Moderado

Tabla 3.10: Determinación del estado estructural de la vivienda para el tipo de suelo D. Fuente: Autor.

3.3 MODELACIÓN DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA PARA LAS DIFERENTES DIRECCIONES DE ANÁLISIS

Como ya se observó en el apartado anterior se modeló la estructura de una vivienda unifamiliar con las características de un tipo de ladrillo (ladrillo macizo) y se realizó el análisis en la dirección positiva del eje “X”, es decir, se obtuvo la curva de capacidad pushover X.

En este punto se presentarán los resultados del proceso realizado en la otra dirección de análisis, es decir, se determinará la curva de capacidad y los puntos de demanda sísmica de la edificación para la dirección Y.

Los análisis se realizaron de la misma forma que en el punto anterior, para los 3 tipos de suelo y para las zonas sísmicas mencionadas. Al cambiar la dirección en el que se realiza el análisis, en general, se engloba la mayor parte de edificaciones de vivienda unifamiliar de dos pisos que conforman la ciudad de Cuenca – Ecuador.

Las tablas (3.12 a 3.23) muestran los valores del estado límite, el punto de demanda sísmico y el estado estructural de la vivienda para la curva de capacidad pushover Y.

Resultados de la curva de capacidad pushover Y – Ladrillo macizo:

Estados límite		
LS1	3,7534	Completamente operacional
LS2	8,5792	Operacional
LS3	11,95	Moderado
LS4	14,19	Cerca del colapso

Tabla 3.11: Determinación de Estados Límite de la curva pushover Y (Ladrillo macizo). Fuente: Autor.

SUELO B

Zona sísmica (z)	Intersección		Estado Estructural
	x	y	
0,05	1,31209	1,21647	Completamente operacional
0,06	1,57937	1,45977	Completamente operacional
0,07	1,84665	1,70306	Completamente operacional
0,08	2,11393	1,94636	Completamente operacional
0,09	2,38120	2,18965	Completamente operacional
0,1	2,62418	2,43295	Completamente operacional
0,11	2,89146	2,67624	Completamente operacional
0,12	3,15874	2,91954	Completamente operacional
0,13	3,42602	3,16283	Completamente operacional
0,14	3,69330	3,40613	Completamente operacional
0,15	3,96057	3,64942	Operacional
0,16	4,20355	3,89272	Operacional
0,17	4,47083	4,13601	Operacional
0,18	4,73811	4,37931	Operacional
0,19	5,00539	4,62260	Operacional
0,2	5,27267	4,86590	Operacional
0,21	5,53994	5,10919	Operacional
0,22	5,78292	5,35249	Operacional
0,23	6,05020	5,59578	Operacional
0,24	6,31748	5,83908	Operacional
0,25	6,58476	6,08237	Operacional
0,26	6,85203	6,32567	Operacional
0,27	7,11931	6,56896	Operacional
0,28	7,36229	6,81226	Operacional
0,29	7,62957	7,05555	Operacional
0,3	7,89685	7,29885	Operacional

Tabla 3.12: Determinación del estado estructural de la vivienda para el análisis de la curva pushover Y (Ladrillo macizo) – Suelo B. Fuente: Autor.

SUELO C

Zona sísmica (z)	Intersección		Estado Estructural
	x	y	
0,05	1,84665	1,70306	Completamente operacional
0,06	2,21112	2,04368	Completamente operacional
0,07	2,57559	2,38429	Completamente operacional
0,08	2,94006	2,72490	Completamente operacional
0,09	3,32883	3,06552	Completamente operacional
0,1	3,69330	3,40613	Completamente operacional
0,11	4,05777	3,74674	Operacional
0,12	4,42224	4,08735	Operacional
0,13	4,78671	4,42797	Operacional
0,14	5,15118	4,76858	Operacional
0,15	5,53994	5,10919	Operacional
0,16	5,85582	5,41088	Operacional
0,17	6,17169	5,70770	Operacional
0,18	6,48756	5,99965	Operacional
0,19	6,80344	6,28674	Operacional
0,2	7,11931	6,56896	Operacional
0,21	7,41089	6,84632	Operacional
0,22	7,70246	7,11881	Operacional
0,23	7,99404	7,38643	Operacional
0,24	8,28562	7,64919	Operacional
0,25	8,55289	7,90708	Operacional
0,26	8,82017	8,16011	Moderado
0,27	9,11175	8,40827	Moderado
0,28	9,35473	8,65157	Moderado
0,29	9,62201	8,89000	Moderado
0,3	9,86499	9,12356	Moderado

Tabla 3.13: Determinación del estado estructural de la vivienda para el análisis de la curva pushover Y (Ladrillo macizo) – Suelo C. Fuente: Autor.

SUELO D

Zona sísmica (z)	Intersección		Estado Estructural
	x	y	
0,05	2,11393	1,94636	Completamente operacional
0,06	2,52699	2,33563	Completamente operacional
0,07	2,94006	2,72490	Completamente operacional
0,08	3,37742	3,11417	Completamente operacional
0,09	3,79049	3,50345	Operacional
0,1	4,20355	3,89272	Operacional
0,11	4,64092	4,28199	Operacional
0,12	5,05398	4,67126	Operacional
0,13	5,46705	5,06053	Operacional
0,14	5,90441	5,44981	Operacional
0,15	6,31748	5,83908	Operacional
0,16	6,65765	6,15050	Operacional
0,17	6,97352	6,45218	Operacional
0,18	7,28940	6,74413	Operacional
0,19	7,60527	7,02636	Operacional
0,2	7,89685	7,29885	Operacional
0,21	8,18842	7,56161	Operacional
0,22	8,45570	7,81463	Operacional
0,23	8,72298	8,05793	Moderado
0,24	8,96596	8,29149	Moderado
0,25	9,20894	8,51532	Moderado
0,26	9,45192	8,72942	Moderado
0,27	9,67060	8,93379	Moderado
0,28	9,88928	9,12843	Moderado
0,29	-	-	Cumple
0,3	-	-	Cumple

Tabla 3.14: Determinación del estado estructural de la vivienda para el análisis de la curva pushover Y (Ladrillo macizo) – Suelo D. Fuente: Autor.

En la tabla (3.14) se puede observar que para los PGA 0.29 g y 0.30 g no existe valor de intersección, esto se dio debido a que al momento de relacionar el diagrama de capacidad equivalente con los espectros de diseños correspondientes a estas zonas sísmicas, no existió punto de corte, por más que se haya prolongado la pendiente de la rigidez secante del diagrama de capacidad. Lo cual quiere decir que para estas sollicitaciones sísmicas, la edificación cumple su función estructural de forma correcta.

4 RESULTADOS

En esta sección se determinará la vulnerabilidad estructural de la vivienda, a través de los resultados obtenidos mediante la modelación estructural y los estados límite de la curva de capacidad, presentados en el capítulo 3. La vulnerabilidad estructural se conceptúa como la relación entre el peligro sísmico y la capacidad estructural de la vivienda (García, 2017).

Para un PGA dado, la vulnerabilidad estructural con respecto a un estado límite particular, se define como la probabilidad condicional de que la respuesta estructural S exceda la capacidad estructural R . Dicha probabilidad puede ser representada por (Jaw & Hwang, 1988):

$$P_f = P_r(R \leq S) = \int_0^{\infty} [1 - F_s(r)] f_R(r) dr \quad (4.1)$$

donde $F_s(r)$ es la distribución de probabilidad acumulada de S y $f_R(r)$ es la función de densidad de probabilidad de R .

A continuación se presentaran los resultados y porcentajes de vulnerabilidad de la edificación para los diferentes casos de análisis.

Dirección de análisis X

PGA	Completamente operacional (LS1)	Operacional (LS2)	Moderado (LS3)	Cerca del colapso (LS4)
0,05	0	0	0	0
0,06	1	0	0	0
0,07	2	0	0	0
0,08	2	0	0	0
0,09	2	0	0	0
0,1	3	0	0	0
0,11	3	0	0	0
0,12	3	0	0	0
0,13	3	0	0	0
0,14	3	1	0	0
0,15	3	1	0	0
0,16	3	2	0	0
0,17	3	2	0	0
0,18	3	2	0	0
0,19	3	2	0	0
0,2	3	2	0	0
0,21	3	2	0	0
0,22	3	3	0	0
0,23	3	3	0	0
0,24	3	3	0	0
0,25	3	3	1	0
0,26	3	3	1	0
0,27	3	3	2	0
0,28	3	3	2	0
0,29	3	3	2	0
0,3	3	3	2	0

Tabla 4.1: Número de excedencia de los estados límite para cada nivel de PGA. Ladrillo macizo, dirección de análisis X. Fuente: Autor.

Completamente operacional (LS1)	Operacional (LS2)	Moderado (LS3)	Cerca del colapso (LS4)
70	41	10	0
22,44%	13,14%	3,21%	0,00%

Tabla 4.2: Porcentaje de vulnerabilidad de la edificación, para los datos obtenidos en la tabla (4.1).
Fuente: Autor.

Como se puede observar en la tabla (4.2) de un análisis total de 312 muestras que corresponden al análisis de los diferentes tipos de suelo y zonas sísmicas, el 22.44% sobrepasa el estado límite LS1, el 13.14% sobrepasa el LS2, el 3.21% sobrepasa el LS3 y el 0% se encuentra en el LS4. Lo que quiere decir que el porcentaje de vulnerabilidad de la estructura a fallar durante la ocurrencia de un terremoto es nula.

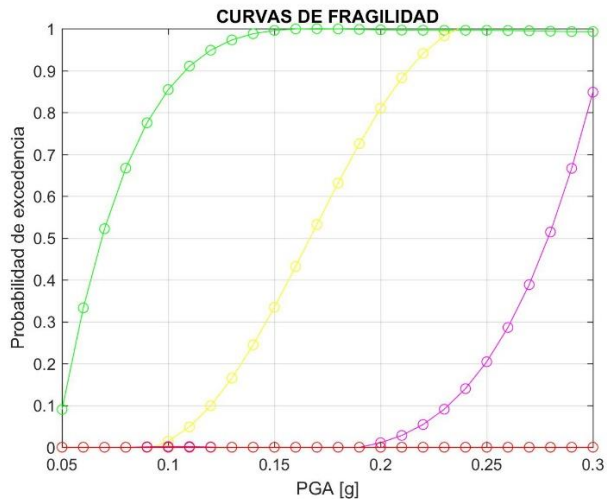


Figura 4.1: Curvas de fragilidad de la estructura en la dirección de análisis X para los diferentes niveles de rendimiento: completamente operacional (línea verde), operacional (línea amarilla), moderada (línea magenta) y cerca del colapso (línea roja). Fuente: Autor.

Dirección de análisis Y

PGA	Completamente operativo (LS1)	Operacional (LS2)	Moderado (LS3)	Cerca del colapso (LS4)
0,05	0	0	0	0
0,06	0	0	0	0
0,07	1	0	0	0
0,08	2	0	0	0
0,09	2	0	0	0
0,1	2	0	0	0
0,11	2	0	0	0
0,12	3	0	0	0
0,13	3	0	0	0
0,14	3	0	0	0
0,15	3	0	0	0
0,16	3	0	0	0
0,17	3	1	0	0
0,18	3	1	0	0
0,19	3	2	0	0
0,2	3	2	0	0
0,21	3	2	0	0
0,22	3	2	0	0
0,23	3	2	0	0
0,24	3	2	0	0
0,25	3	2	0	0
0,26	3	3	1	0
0,27	3	3	1	0
0,28	3	3	2	0
0,29	2	2	1	0
0,3	2	2	1	0

Tabla 4.3: Número de excedencia de los estados límite para cada nivel de PGA. Ladrillo macizo, dirección de análisis Y. Fuente: Autor.

Completamente operacional (LS1)	Operacional (LS2)	Moderado (LS3)	Cerca del colapso (LS4)
64	29	6	0
21,05%	9,54%	1,97%	0,00%

Tabla 4.4: Porcentaje de vulnerabilidad de la edificación, para los datos obtenidos en la tabla (4.3).
Fuente: Autor.

Como se puede observar en la tabla (4.4) de un análisis total de 304 muestras que corresponden al análisis de los diferentes tipos de suelo y zonas sísmicas, el 21.05% sobrepasa el estado límite LS1, el 9.54% sobrepasa el LS2, el 1.97% sobrepasa el LS3 y el 0% se encuentra en el LS4. Lo que quiere decir que el porcentaje de vulnerabilidad de la estructura a fallar durante la ocurrencia de un terremoto es nula. También es válido recalcar que la probabilidad de que la edificación sobrepase cierto estado límite es menor en esta dirección de análisis, esto se da debido a que la vivienda en la dirección Y tiene un comportamiento más rígido, por la disposición en la que fueron colocados los materiales (ladrillos) en la construcción.

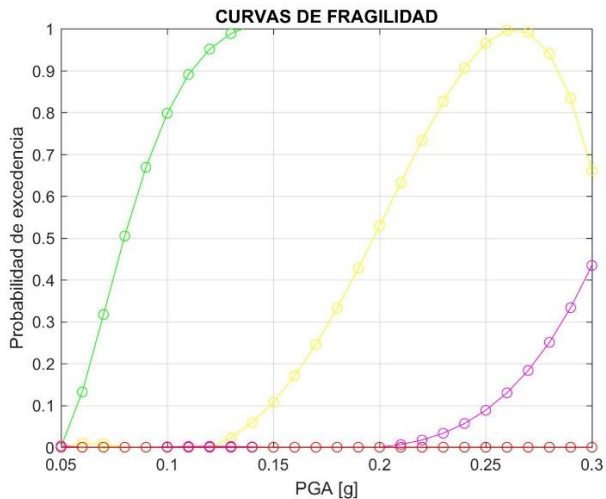


Figura 4.2: Curvas de fragilidad de la estructura en la dirección de análisis Y para los diferentes niveles de rendimiento: completamente operacional (línea verde), operacional (línea amarilla), moderada (línea magenta) y cerca del colapso (línea roja). Fuente: Autor.

Las figuras (4.1) y (4.2) muestran las curvas de fragilidad para la edificación en las dos direcciones de análisis. Como se puede observar, la probabilidad de colapso de la edificación para un PGA de 0.25 g, que es la aceleración de terreno definida para Cuenca, es nula. No obstante, es importante mencionar que este estudio está sujeto a varios tipos de incertidumbre como son la geometría de la vivienda, las propiedades del material, las condiciones de contorno y el comportamiento estructural.

5 RECOMENDACIONES

En edificios de mampostería confinada, el panel de ladrillo que forma parte de la construcción, juega un rol predominante en la capacidad resistente de estas edificaciones. Un edificio sin las paredes de obra de fábrica seguramente no podrá soportar las cargas verticales impuestas a la estructura y peor aún las cargas producidas por movimientos sísmicos (cargas horizontales).

La capacidad de la mampostería es una función de la calidad del mortero y del ladrillo utilizado, esta hipótesis se corroboró mediante el estudio de vulnerabilidad sísmica realizado con diferentes tipos de mampostería (García, 2017).

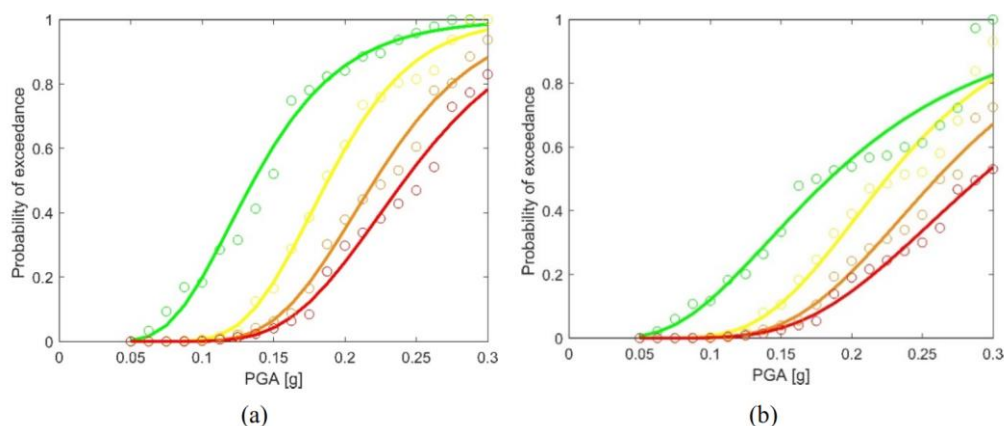


Figura 5.1: Curvas de fragilidad de una estructura para diferentes niveles de rendimiento. (a) Estructura con ladrillo hueco, (b) estructura con ladrillo macizo. Fuente: (García, 2017).

Como se observa en la figura (5.1) y como se mencionó en el párrafo anterior la capacidad de resistencia de una estructura depende del tipo de ladrillo utilizado, en este caso la estructura construida con ladrillo macizo es menos vulnerable a colapsar frente a un evento sísmico que la estructura construida con ladrillo hueco. Por lo tanto es pertinente que exista un control en la fabricación y expendio de ladrillo.

Se debe procurar también utilizar morteros prefabricados al momento de realizar construcciones con mampostería, ya que estos permiten reducir la incertidumbre de los materiales involucrados en la construcción.

En nuestra ciudad la mayoría de edificios son de mampostería confinada y son construcciones adosadas, de acuerdo a lo analizado en la sección 2.3.

La literatura indica que las edificaciones con aberturas grandes son más vulnerables a movimientos sísmicos (Reyes, 2009), por lo que es necesario diseñar las edificaciones de mampostería de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Todo lo mencionado anteriormente indica que los constructores y diseñadores deben conocer el sistema estructural que definirá el proyecto arquitectónico; de esta manera el modelo se asemejara a lo diseñado y el comportamiento de la estructura en caso de fuerzas extremas será similar a lo calculado. En pocas palabras, la identificación correcta del sistema estructural permite un diseño apropiado.

Si el proyectista (arquitecto) propone una edificación de mampostería, el diseñador estructural debe saber que el diseño incluye a las paredes y por lo tanto estas deben ser de buena calidad, pudiendo ser capaces de soportar las solicitaciones impuestas a la estructura.

La figura (5.2) muestra los principales elementos que constituyen un sistema estructural basado en mampostería confinada (NEC-SE-VIVIENDA, 2014).

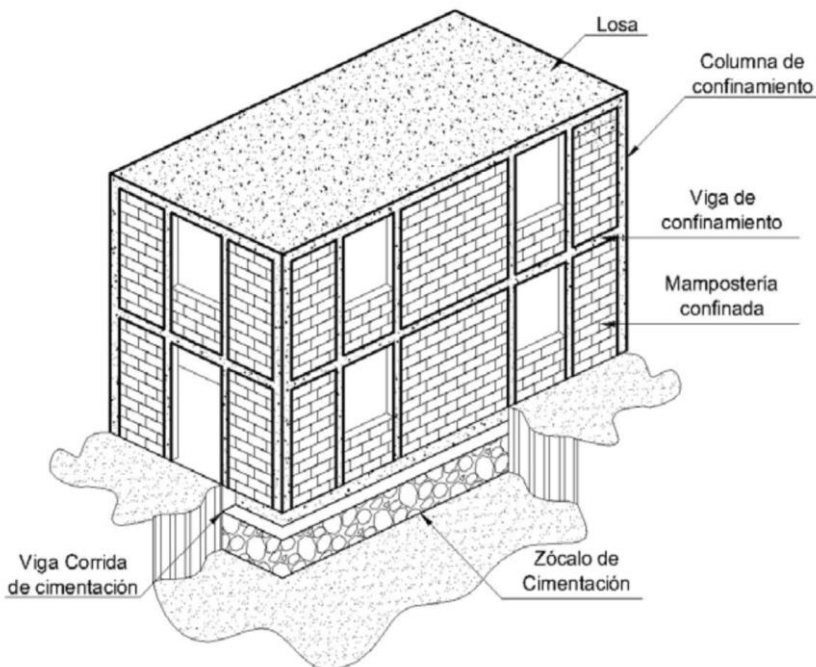


Figura 5.2: Elementos que forman parte de una edificación construida con mampostería confinada.
Fuente: (NEC-SE-VIVIENDA, 2014).

A su vez el confinamiento debe respetar las normas indicadas en la (NEC) y que se muestran en la figura (5.3) (NEC-SE-VIVIENDA, 2014):

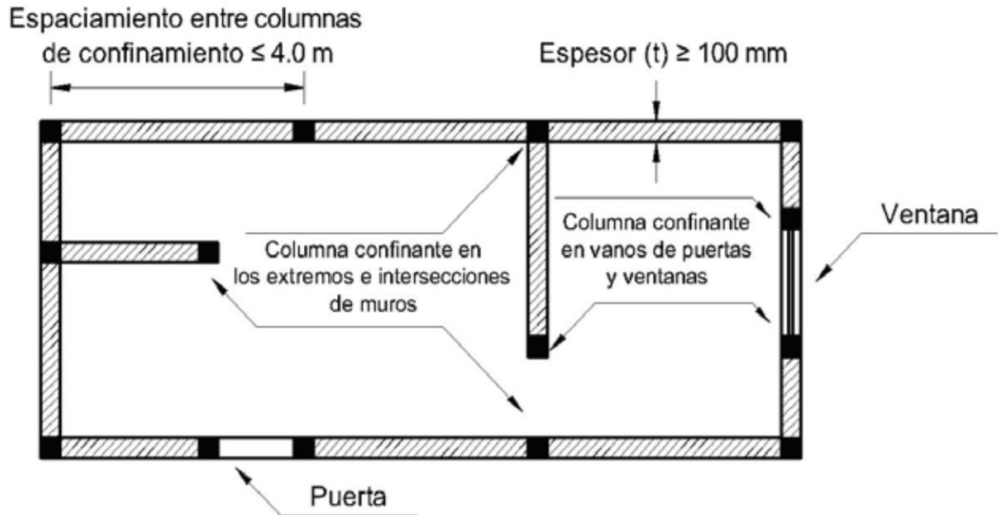


Figura 5.3: Requisitos mínimos para viviendas de mampostería confinada. Fuente: (NEC-SE-VIVIENDA, 2014).

- Los elementos de confinamiento (columnas y vigas) deberán ser construidos utilizando un hormigón cuya resistencia mínima sea de 21 MPa medido a los 28 días.
- Estos elementos de confinamiento deberán ser elaborados utilizando acero de refuerzo longitudinal corrugado.
- El espesor mínimo de los elementos de confinamiento debe ser el mismo del muro confinado.

Para disminuir la vulnerabilidad en edificaciones existentes es necesario realizar una inspección e identificar la ubicación de las columnetas y cadenas de confinamiento, comprobar si cumplen con las separaciones mínimas y en caso de que no sea así, recomendar al propietario de la vivienda que se deben colocar elementos de confinamiento.

Al momento de realizar el reforzamiento en edificaciones existentes, los trabajos deben producir el menor daño posible.

Es necesario, con pruebas experimentales no destructivas, determinar las características de los materiales, modulo elástico y capacidad a la compresión (Avilés, 2016).

Hay que comprobar que la estructura de cubierta esté amarrada a la mampostería y al confinamiento.

La falta de confinamiento reduce la ductilidad

La forma en la que se diseña la edificación es el principal punto que permite generar vulnerabilidad, por lo que se debe buscar racionalidad en planta y elevación, esto reduce los efectos torsionantes en edificaciones.

Más allá del ámbito profesional como constructores y diseñadores, el problema de vulnerabilidad que existe en la ciudad es un tema político. Esto se da debido a que al momento de edificar y diseñar las viviendas, las autoridades no exigen un control de calidad exhaustivo en el proceso de construcción, por lo que en muchas ocasiones no se cumple con los requisitos mínimos que exige la NEC.

Por último y resumiendo todos los ítems anteriores, la resistencia a un sismo depende de la forma de la edificación, calidad de los materiales y de la construcción.

6 CONCLUSIONES

Se presenta un análisis simplificado para determinar la capacidad estructural y la vulnerabilidad de una vivienda unifamiliar frente a un evento sísmico. La vivienda analizada representa a las edificaciones de mampostería confinada típicas de la ciudad de Cuenca, Ecuador. El trabajo pretende concientizar sobre el riesgo sísmico que sufren las estructuras en la ciudad; y, al no existir mayor información sobre el tema, brinda un aporte investigativo sobre el análisis sísmico de este tipo de edificios.

Se trabajó con un modelo simplificado que represente el comportamiento global de los modelos estructurales de varios grados de libertad, debido a que los modelos MDOF conllevan un alto esfuerzo computacional, lo que se traduce en una pérdida de tiempo y de recursos en el campo profesional. Además los análisis con modelos SDOF se usan para estudiar la correlación entre la demanda de desplazamiento y diversas medidas de intensidad sísmica, para realizar análisis dinámicos incrementales simplificados, para calcular curvas de fragilidad o para estimar las demandas de desplazamiento máximo en estructuras de mampostería.

Para la construcción del modelo de vivienda unifamiliar se hizo uso del programa 3MURI, el cual se basa en un modelo matemático de macroelementos, que pretende, a través del análisis de la respuesta no lineal de paneles de mampostera, determinar la capacidad sísmica de muros y edificios complejos.

Se realizó un análisis estático no lineal a la estructura para determinar la curva de capacidad pushover. Se hizo un análisis espectral de los suelos de la ciudad de Cuenca para diferentes niveles de PGA. El desplazamiento estructural máximo obtenido, mediante estos dos análisis, se comparó con los estados límite definidos en la curva pushover y se contabilizó cada demanda que excedía el estado límite, determinando así la vulnerabilidad de la vivienda unifamiliar en términos porcentuales.

Los resultados presentados en el capítulo 4 indican que la edificación tiene una probabilidad nula de colapsar frente a un evento sísmico. También muestran que el comportamiento de la vivienda, en la dirección de análisis Y, es más rígido; esto se da debido a que en esta dirección existe un mayor número de paredes y las mismas no presentan aberturas.

El estudio realizado demuestra entonces que el nivel de vulnerabilidad de las edificaciones no solo depende de las propiedades del material, sino que este factor

está sujeto, entre otras cosas, a la geometría de la vivienda, las condiciones de contorno y el comportamiento estructural; por lo que es necesario continuar con el proceso investigativo y el desarrollo de ensayos experimentales para conseguir resultados con mayor precisión.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R., Zevallos, M., Palacios, J., Garcia, L., & Menéndez, E. (2016). *Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía. Terremoto de Ecuador del 16 de abril de 2016*. Portoviejo.
- Alcocer, S. (1997). Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*.
- Avilés, F. (2016). *Mechanical Characterization of Historical Masonry by means of In-situ and Laboratory experimental tests*. Tesis de Maestría.
- Bravo, D., & Flores, L. (2015). *Análisis estático no lineal de paredes de ladrillo de las casas de Cuenca*. Tesis, Cuenca, Ecuador.
- Calderini, C., & Lagomarsino, S. (2008). Continuum model for in-plane anisotropic inelastic behavior of masonry. *Journal of structural engineering*. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:2(209)
- Chopra, A., & Goel, R. (1999). Capacity-Demand-Diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDOF systems.
- de Felice, G., de Santis, S., Lourenco, P., & Mendes, N. (2016). Methods and challenges for the seismic assessment of history masonry structures. doi:10.1080/15583058.2016.1238976
- (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Reporte Técnico, Brussels, Belgium.
- Flores, E. (2016). *La construcción irregular, acercamiento a sus causas y efectos; análisis en un determinado sector de la ciudad de Cuenca*. Reporte Técnico, Cuenca, Ecuador.
- García, H. (2017). Seismic vulnerability analysis of two-story family dwelling in confined masonry in Cuenca, Ecuador. *Maskana*.
- Graziotti, F., Penna, A., & Magenes, G. (2013). Use of equivalent SDOF systems for the evaluation of displacement demand for masonry buildings.

- Graziotti, F., Penna, A., Bossi, E., & Magenes, G. (2014). Evaluation of displacement demand for unreinforced masonry buildings by equivalent SDOF systems.
- Jaw, J.-W., & Hwang, H. (1988). Seismic fragility analysis of shear wall structures.
- Jiménez, J. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación*. Tesis de Maestría, Quito, Ecuador.
- Lagomarsino, S., & Cattari, S. (2014). Fragility Functions of Masonry Buildings. doi:10.1007/978-94-007-7872-6_5
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2008). *TREMURI Program: Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings*. Repute Técnico, Génova, Italia.
- Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2003). An experimental confirmation of the equal displacement rule for RC structural walls.
- López, J., Oller, S., & Oñate, E. (1998). *Cálculo del comportamiento de la mampostería mediante elemento finitos*. Reporte Técnico, Centro internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Lourenço, P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Ph.D. Thesis.
- Magenes, G., Calvi, G., & Kingsley, G. (1995). Seismic Testing of a Full-Scale, Two-Story Masonry Building: Test Procedure and Measured Experimental Response.
- (2014). *NEC: Cargas sísmicas - Diseño sismo resistente*. Reporte Técnico, Quito.
- (2014). *NEC-SE-VIVIENDA*. Reporte Técnico, Quito.
- Orduña, A., & Ayala, A. G. (2001). Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujeto a cargas laterales.
- Penna, A., Lagomarsino, S., & Galasco, A. (2013). A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings. *Earthquake engineering & Structural dynamics*. doi:10.1002/eqe.2335

- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. *Revista de Ingeniería Sísmica*.
- Quinteros, R. (2014). *Modelización del comportamiento de estructuras de mampostería mediante la teoría de homogeneización*. Tesis Doctoral, Universidad Nacional de Salta.
- Quinteros, R., Bellomo, F., Nallin, L., & Oller, S. (2014). Modelo para el análisis estructural del comportamiento de mampostería mediante técnicas de homogeneización.
- Quito, P. (2012). *La mampostería estructural como alternativa para reducir la vulnerabilidad sísmica de la vivienda de interés social: Estudio de Factibilidad Técnica y Financiera para el Área Urbana de la ciudad de Cuenca*. Tesis de Maestría, Cuenca.
- Reyes, C. (2009). *Estudio del comportamiento de morteros reforzados con fibras de maíz, para componentes de viviendas de bajo coste*. Tesis Doctoral, Barcelona.
- Ríos, S. (1995). Modelización.
- Sánchez, T. (1995). Diseño y construcción de estructuras de mampostería.
- Sánchez, T. (1995). *Diseño y construcción de estructuras de mampostería*. México.
- Zabala, A. (2017). *Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero*. Tesis de Maestría, Cartagena, Colombia.

ANEXOS

Anexo 1: Solicitud de requerimiento del software 3MURI a S.T.A. DATA



Free temporary license for academic use

The company S.T.A. Data Srl, based in Turin, Corso Raffaello 12, grants the use of temporary free software 3Muri Professional version to:

Name: Luis Fernando

Last Name: Morocho Arenillas

Address: Cuenca

Fiscal code: 010150

Phone: (+593) 984059347

Email: luismorochoarenillas@gmail.com

hereinafter referred to as Candidate.

The license to use the software 3Muri is exclusively aimed at preparation of the thesis / degree in which the candidate will present at the University of

Professor: Ing. Hernán García Erazo, MSc, PhD KU Leuven (candidate), Belgium

Title of the thesis: Application of simplified methods for the prediction of seismic damage in low-rise structures

Short description of the thesis: The thesis objective is to do simplified nonlinear analysis on masonry buildings in order to perform Sensitivity analyses that estimate the influence of bricks and mortar strength on the quality of masonry and on the seismic capacity of low-rise masonry structures in Cuenca, Ecuador. It is proposed to use a macro-element procedure to model 3d masonry buildings. The buildings are analyzed statically, using an adaptive pushover method. The capacity curves, obtained from the pushover analyses, define equivalent SDOF systems that are compared with nonlinear response spectrum. The results will allow to estimate the influence of material characteristic in the resistance of the model. Thus, it is desired to model the structures using 3Muri software, in which the properties of the different types of masonry will be varied to obtain the capacity curves, which will help determine the level of sensitivity of each structure against seismic events. Subsequently, guidelines will be provided to improve the resistant capacity in existing masonry buildings.

Period for the use of the software 3Muri from: December/2017 **to:** December/2018

The Applicant agrees to comply with the conditions set out in Annex Terms of Use of the software. Delivery and use of the software is subject to the receipt of this document countersigned for acceptance, by fax (+39 011 6699375).

The Applicant authorizes the company S.T.A. Data Srl to publish on the web sites www.stadata.com faresismica.net his name, the title of the thesis and a brief description, granting from now to send a copy of the thesis in PDF format and of the models created with the software 3Muri, free of charge, to STA Data Srl for publication on the same sites as well as part of scientific newsletter.

S.T.A. DATA srl – Corso Raffaello, 12 – 10126 Torino – 011 6699345 - fax 011 6699375 – www.stadata.com



Cuenca, December 11, 2017

The Professor

For approval Annex - Conditions of use of the software

the Candidate

The Candidate

Annex - Conditions of use of the software

1. the 3Muri software will be downloaded by the candidate from the site stadata.com and protected by security software, sent upon receipt of this document duly completed.
2. S.T.A. DATA srl. makes no warranty regarding the use of the software and its adaptability to solve the problems that the Candidate must be examined.
3. Your license for access and temporary academic use is exclusively reserved for the candidate who undertakes not to disclose the material that has been provided.
4. At the end of writing the thesis, the candidate agrees to delete and remove the material received.
5. In the case of any use other than as provided in this document is provided for the immediate activation of a license for commercial use at the expense of the Applicant.
6. S.T.A. DATA srl to offer assistance to the Applicant, in its sole discretion and availability, during office hours (Monday- Friday - h. 9-13 14-18)

S.T.A. DATA srl – Corso Raffaello, 12 – 10126 Torino – 011 6699345 - fax 011 6699375 – www.stadata.com

UNIVERSIDAD POLITECNICA SALESIANA

UNIDAD DE POSGRADOS

MAESTRÍA EN MÉTODOS MATEMÁTICOS Y SIMULACIÓN NUMÉRICA EN INGENIERÍA

Autor:

Luis Fernando Morocho Arenillas

Dirigido por:

Ing. Hernán Alfredo García Erazo

APLICACIÓN DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA LA PREDICCIÓN DE DAÑO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE BAJA ALTURA

Este proyecto de investigación analiza la sensibilidad estructural de las viviendas unifamiliares de la ciudad de Cuenca, Ecuador construidas con mampostería confinada a través de un análisis no lineal simplificado de las estructuras de mampostería, utilizando el software de diseño estructural 3MURI. Las curvas pushover obtenidas mediante el programa se comparan con los espectros de diseño obtenidos para la ciudad de Cuenca, determinando de esta manera el punto de demanda sísmica de la vivienda. A su vez, dicha demanda sísmica se compara con los estados límite definidos en la curva pushover, contabilizando cada demanda que exceda el estado límite, determinando así la vulnerabilidad de la vivienda unifamiliar en términos porcentuales. Los resultados han permitido estimar la influencia del comportamiento del material en la resistencia del modelo. Adicionalmente se proporcionarán pautas para mejorar la capacidad de resistencia en los edificios de mampostería existentes.