

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE POSGRADO**



**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE  
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE UNO Y DOS  
NIVELES A TRAVÉS DE CURVAS DE CAPACIDAD Y  
FRAGILIDAD**

**PRESENTADO POR:**

**RAFAEL ALBERTO ALONZO HERNÁNDEZ  
MAURICIO ERNESTO MARTÍNEZ DÍAZ**

**PARA OPTAR AL TÍTULO DE:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 2018**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR :

**MSc. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO**

SECRETARIA GENERAL :

**MSc. CRISTOBAL HERNAN RÍOS BENÍTEZ**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

DECANO :

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL**

SECRETARIO :

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE POSGRADO**

DIRECTOR :

**MSc. PATRICIA HAYDÉE ESTRADA DE LÓPEZ**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE POSGRADO

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

Título :

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE  
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE UNO Y DOS  
NIVELES A TRAVÉS DE CURVAS DE CAPACIDAD Y  
FRAGILIDAD**

Presentado por :

**RAFAEL ALBERTO ALONZO HERNÁNDEZ  
MAURICIO ERNESTO MARTÍNEZ DÍAZ**

Trabajo de Graduación Aprobado por :

Docentes Directores :

**PHD. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR**

SAN SALVADOR, JUNIO DE 2018

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

**PHD. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR**

## AGRADECIMIENTOS

Agradecemos principalmente a Dios todopoderoso, por habernos permitido concluir otra etapa importante de nuestras vidas, dándonos la ayuda que necesitamos, en todo instante de nuestras vidas y guiarnos con sabiduría, para finalizar éste reto.

Además agradecer a nuestras familias ya que sin su apoyo y amor incondicional esto no hubiera sido posible.

Queremos agradecer además, a nuestro asesor Pdh. Ing. Manuel López, por su valiosa colaboración, entrega, paciencia, tiempo y conocimientos compartidos, a lo largo del desarrollo de toda la investigación, y con lo cual, hemos podido concluir satisfactoriamente todo este esfuerzo en conjunto.

Sin olvidar a nuestros amigos y compañeros con los que compartimos todos estos años de estudio.

.

**Los Autores.**

## DEDICATORIA

A DIOS PADRE TODOPODEROSO por haberme permitido la culminación de mi carrera profesional, guiarme y protegerme en el camino de la vida; a María Auxiliadora y San Juan Bosco por hacerme parte de la gran familia Salesiana la cual me ha enseñado a esforzarme por alcanzar mis metas y sueños.

A MIS PADRES: Francisca Dina Hernández y Rafael Antonio Alonzo todo su apoyo, amor, comprensión, aliento, consejos, y también por haberme brindado el apoyo espiritual y económico a lo largo de mis estudios.

A MIS HERMANOS: Luis David Alonzo y Dina Jasmin Alonzo por haberme dado todo su apoyo, comprensión, aliento, consejos durante todo este tiempo.

A MIS AMIGOS: De la Universidad especialmente a Mauricio Martínez, Stanley Grijalva, Carlos Chavarría, Héctor Campos y Miguel Mena. Con los que compartimos momentos buenos, y no tan buenos, pero que siempre me acompañaron en todo y siempre demostraron su sinceridad, y a mis amigos del colegio por compartir conmigo esta etapa de mi vida.

A MI ASESOR: PhD.Ing. Manuel López por toda su ayuda brindada en el desarrollo de este trabajo de graduación y brindarme el apoyo y ayuda necesaria siempre.

A MIS PROFESORES: que me brindaron todos sus conocimientos a lo largo de la carrera, además de su amistad, apoyo y colaboración siempre que lo necesite.

Rafael Alberto Alonzo Hernández.

## DEDICATORIA

A Dios Padre, Hijo y Espíritu Santo. Porque sin él no somos nada, gracias por la vida, por las bendiciones que día a día nos regala, por el amor incondicional y por estar conmigo siempre. También gracias a nuestra Virgen María por siempre rogar por nosotros.

A mis padres Martha Armencia Díaz de Martínez y Margarito de Jesús Martínez por el apoyo, el amor que me han brindado a lo largo de la vida.

A toda mi familia en especial a mis hermanos José Antonio Martínez y Luis Orlando Martínez a mis abuelas Paz Martínez y Arnuncia Díaz

A mi prometida María Auxiliadora arce por todo su apoyo, amor, aliento, regaños consejos gracias, mil gracias.

A todos mis amigos y compañeros que me apoyaron a lo largo de la carrera, en especial a Rafael Alberto Alonzo , Stanley Grijalva, Héctor Campos, Carlos Chavarría, Rex Alas y Miguel Mena.

A nuestro asesor Ph.D Ing. Manuel López por toda la ayuda brindada, la paciencia y comprensión.

Mauricio Ernesto Martínez Díaz

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: GENERALIDADES .....</b>	<b>11</b>
1.1 INTRODUCCIÓN .....	12
1.2 ANTECEDENTES.....	12
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	14
1.4 OBJETIVOS .....	15
1.4.1. <i>OBJETIVO GENERAL</i> .....	15
1.4.2. <i>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</i> .....	15
1.5 ALCANCES.....	16
1.6 LIMITACIONES .....	17
1.7 JUSTIFICACIÓN .....	18
<b>CAPÍTULO 2: METODOLOGÍA.....</b>	<b>19</b>
2.1 INTRODUCCIÓN .....	20
2.2 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS .....	20
2.2.1 <i>PASO 1: Definición de la edificación de referencia</i> .....	20
2.2.2 <i>PASO 2: Definir los componentes para el análisis de respuesta</i> . ....	21
2.2.3 <i>PASO 3: Seleccionar el tipo de modelo</i> .....	22
2.2.4 <i>PASO 4: Definir los estados límites de daño</i> .....	23
2.2.5 <i>PASO 5: Tipo de Análisis</i> .....	24
2.2.6 <i>PASO 6: Construcción de Curvas de Fragilidad</i> .....	26
2.3 MODELO MATEMÁTICO.....	26

2.3.1	<i>No linealidad geométrica</i> .....	27
2.3.2	<i>Inelasticidad de los materiales</i> .....	27
2.3.3	<i>Modelos constitutivos de los materiales</i> .....	29
2.3.3.1	Modelo no lineal de Mander para concreto confinado.....	29
2.3.3.1	Modelo no lineal de Mander para concreto no confinado.....	30
2.3.3.2	Modelo de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo.....	30
2.3.4.1	Sección Rectangular de Concreto Armado .....	31
2.3.5	<i>Clases de elementos</i> .....	32
2.3.5.1	Elementos inelásticos de tipo pórticos basado en fuerzas.....	32
2.3.5.2	Elemento inelástico infill panel.....	33
2.3.6	<i>Condiciones de Cargas</i> .....	38
2.4	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTA .....	39
2.5.1	<i>FUNDAMENTO DE IDA</i> .....	41
2.5.2	<i>Metodología para obtener las curvas de fragilidad (Estimación Estadística)</i>	

43

<b>CAPÍTULO 3: AMENAZA</b> .....	<b>46</b>
3.1 INTRODUCCIÓN .....	47
3.2 SISMICIDAD DE EL SALVADOR.....	47
3.3 ACELOROGRAMAS DE ANALISIS.....	52
3.3.1 ACELEROGRAMA.....	52
3.3.2 ACELEROGRAMAS CONSIDERADOS EN EL ANÁLISIS.....	53
3.3.3 REGISTROS ACELEROGRAFICOS .....	54

3.3.3.1	19 DE JUNIO DE 1982 .....	54
3.3.3.2	10 DE OCTUBRE DE 1986 .....	55
3.3.3.3	13 DE ENERO DE 2001 .....	57
3.3.3.4	13 DE FEBRERO DE 2001 .....	59
<b>CAPÍTULO 4: MODELO MATEMÁTICO .....</b>		<b>60</b>
4.1	INTRODUCCIÓN .....	61
4.2	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURAS .....	61
4.3	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	69
4.3.1	<i>MATERIALES</i> .....	69
4.3.1.1	CONCRETO .....	69
4.3.1.2	ACERO DE REFUERZO .....	70
4.3.2	<i>SECCIONES</i> .....	70
4.3.3	<i>CLASES DE ELEMENTOS</i> .....	71
4.3.4	<i>VÍNCULOS INTERNOS</i> .....	71
4.3.5	<i>VÍNCULOS EXTERNOS</i> .....	72
4.3.6	<i>CARGAS</i> .....	72
4.4	LÍMITES DE LOS ESTADOS DE DAÑO .....	73
<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>		<b>79</b>
5.1	INTRODUCCIÓN .....	80
5.2	RESULTADOS.....	80
5.2.1	<i>ACELERACIÓN ESPECTRAL Y PGA</i> .....	82

5.3	CURVAS DE IDA .....	83
5.4	CURVAS DE FRAGILIDAD .....	90
5.4.1	<i>DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA</i> .....	90
5.4.2	<i>TÉCNICA DE INTERPOLACIÓN</i> .....	91
5.4.3	<i>PARÁMETROS ESTADÍSTICOS</i> .....	91
5.4.4	<i>CURVAS DE FRAGILIDAD</i> .....	93
<b>CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>98</b>
6.1	INTRODUCCIÓN .....	99
6.2	CONCLUSIONES .....	99
6.3	RECOMENDACIONES .....	102
<b>REFERENCIAS .....</b>		<b>103</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>108</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>CAPÍTULO 3: AMENAZA.....</b>	<b>46</b>
TABLA 3.1. JERARQUÍA DE SISMOS POR EL NÚMERO DE PÉRDIDAS HUMANAS. (SNET, 2004) .....	50
TABLA 3.2. RESUMEN DE TERREMOTOS DE 1982, 1986 Y 2001 (SNET).....	51
TABLA 3.3. ACELEROGRAMAS A UTILIZAR.....	54
<b>CAPÍTULO 4: MODELO MATEMÁTICO .....</b>	<b>60</b>
TABLA 4.1. PROPIEDADES DEL CONCRETO.....	69
TABLA 4.2. PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO. ....	70
TABLA 4.3. SECCIONES DE LOS MODELOS. ....	71
TABLA 4.4 PESOS PARA CARGAS PERMANENTES .....	73
TABLA 4.5 CARGAS VIVAS UTILIZADAS. ....	73
TABLA 4.6. VALORES PREDEFINIDOS DE UMBRALES DE DAÑOS PARA EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA DEL GEM TECHNICAL REPORT 2015-08 v1.0.0 (TABLA. 6.6).....	74
TABLA 4.7. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	75
TABLA 4.8. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA .....	76
TABLA 4.9. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES.....	77
<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>79</b>
TABLA 5.1 CÓDIGOS DE LOS MODELOS.....	82

TABLA 5.2 ACCELERACIONES ESPECTRALES DE LOS MODELOS Y SISMOS EN ANÁLISIS....	82
TABLA 5.3 ACCELERACIONES MÁXIMAS DEL TERRENO (PGA) DE LOS SISMOS EN ANÁLISIS. ....	83
TABLA 5.4. DESPLAZAMIENTOS DEL MODELO MC6_HS1986 CON SU RESPECTIVO FACTOR DE ESCALA. ....	84
TABLA 5.5. RESULTADOS DE DERIVA DE ENTREPISO Y ACCELERACIÓN ESPECTRAL DEL MODELO MC6_HS1986. ....	85
TABLA 5.6. DATOS DE PARÁMETROS PARA LA DISTRIBUCIÓN NORMAL-LOGARÍTMICA .	93

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>CAPÍTULO 2: METODOLOGÍA.....</b>	<b>19</b>
FIGURA 2.1 DISCRETIZACIÓN DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA DE HORMIGÓN ARMADO (SEISMOSOFT LTD., 2016) .....	28
FIGURA 2.2 MODELO NO LINEAL DE MANDER PARA CONCRETO CONFINADO (SEISMOSOFT LTD., 2016) .....	29
FIGURA 2.3 MODELO NO LINEAL DE MANDER PARA CONCRETO NO CONFINADO (SEISMOSOFT LTD, 2016).....	30
FIGURA 2.4 MODELO DE MENEGOTTO-PINTO PARA ACERO (SEISMOSOFT LTD., 2016) .	31
FIGURA 2.5 EJEMPLO DE SECCIÓN RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO. (SEISMOSOFT LTD., 2016).....	32
FIGURA 2.6 TRIANGULACIÓN DE LA SECCIÓN. (SEISMOSOFT LTD., 2016). .....	33
FIGURA 2.7 ELEMENTO INELÁSTICO INFILL PANEL. (SEISMOSOFT LTD., 2016).....	34
FIGURA 2.8 VARIACIÓN DE LAS BIELAS A1 Y A2. (SEISMOSOFT LTD., 2016). .....	36
FIGURA 2.9 EJEMPLO DE INFORMACIÓN EXTRAÍDA DE UN ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL PARA UN EDIFICIO DE MARCOS DÚCTILES EN ACERO ESTRUCTURAL, SUJETO AL REGISTRO DE <i>EL CENTRO</i> (1940) (VAMVATSIKOS Y CORNELL, 2002). .....	40
<b>CAPÍTULO 3: AMENAZA.....</b>	<b>46</b>
FIGURA 3.1. EPICENTROS DE TERREMOTOS HISTÓRICOS EN EL SALVADOR EN EL SIGLO XX E INICIO DEL SIGLO XXI. (SNET, 2004). .....	49
FIGURA 3.2. GRÁFICO DE SISMO CONTRA NÚMERO DE MUERTES. (SNET, 2004) .....	49

FIGURA 3.3 RED ACELEROGRÁFICA DE EL SALVADOR(HERNÁNDEZ Y RAMÍREZ 2016)	53
FIGURA 3.4 ACELEROGRAMAS 19 DE JUNIO DE 1982.....	54
FIGURA 3.5 ACELEROGRAMAS DE HOTEL CAMINO REAL (10 DE OCTUBRE DE1986) ....	55
FIGURA 3.6 ACELEROGRAMAS DE HOTEL SHERATON (10 DE OCTUBRE DE1986) .....	55
FIGURA 3.7 ACELEROGRAMAS DE INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL (10 DE OCTUBRE DE1986) .....	56
CENTRO DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS .....	56
FIGURA 3.8 ACELEROGRAMAS DE CENTRO DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS (10 DE OCTUBRE DE1986).....	56
FIGURA 3.9 ACELEROGRAMAS DE SANTA TECLA (13 DE ENERO DE 2001) .....	57
FIGURA 3.10 ACELEROGRAMAS DE SANTIAGO DE MARÍA (13 DE ENERO DE 2001) .....	57
FIGURA 3.11 ACELEROGRAMAS DE ARMENIA (13 DE ENERO DE 2001) .....	58
FIGURA 3.12 ACELEROGRAMAS DE SAN PEDRO NONUALCO (10 DE OCTUBRE DE1986)	58
FIGURA 3.9 ACELEROGRAMAS DE TONACATEPEQUE (13 DE FEBRERO DE 2001) .....	59
FIGURA 3.10 ACELEROGRAMAS DE ZACATECOLUCA (13 DE FEBRERO DE 2001) .....	59
<b>CAPÍTULO 4: MODELO MATEMÁTICO .....</b>	<b>60</b>
FIGURA 4.1 MODELO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE 3 MÓDULOS .....	63
FIGURA 4.2 VISTA EN 3D DE MODELO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE 3 MÓDULOS .	63
FIGURA 4.3 VISTA DE MODELO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE 6 MÓDULOS.....	64
FIGURA 4.4 VISTA EN 3D DE MODELO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE 6 MÓDULOS .	64
FIGURA 4.5 MODELO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE 3 MÓDULOS .....	65
FIGURA 4.6 VISTA EN 3D DE MODELO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE 3 MÓDULOS.	66

FIGURA 4.7 VISTA DE MODELO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE 6 MÓDULOS .....	66
FIGURA 4.8 VISTA EN 3D DE MODELO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE 6 MÓDULOS.	67
FIGURA 4.9 MODELO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES .....	68
FIGURA 4.10 VISTA EN 3D DE MODELO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES	68
FIGURA 4.11. BINEALIZACIÓN DE CURVA DE CAPACIDAD, MAMPOSTERÍA CONFINADA .	75
FIGURA 4.12. BINEALIZACIÓN DE CURVA DE CAPACIDAD, MAMPOSTERÍA REFORZADA .	76
FIGURA 4.13. BINEALIZACIÓN DE CURVA DE CAPACIDAD, MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES .....	77
<b>CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>79</b>
FIGURA 5.1. RESULTADOS DESPLAZAMIENTO VRS CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL PARA EL MODELO MC6_HS1986, VALORES DE FC DE 0.2, 0.4, 0.6 Y 0.8.....	84
FIGURA 5.2. RESULTADOS DERIVA DE ENTREPISO VRS ACELERACIÓN ESPECTRAL DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL PARA EL MODELO MC6_HS1986. ....	86
FIGURA 5.1. CURVAS IDA MAMPOSTERÍA CONFINADA DE UN NIVEL(SA VRS DERIVA)	87
FIGURA 5.2. CURVAS IDA, MAMPOSTERÍA CONFINADA DE UN NIVEL (PGA VRS DERIVA).....	87
FIGURA 5.3. CURVAS IDA, MAMPOSTERÍA REFORZADA DE UN NIVEL(SA VRS DERIVA)	88
FIGURA 5.4. CURVAS IDA, MAMPOSTERÍA REFORZADA DE UN NIVEL (PGA VRS DERIVA).....	88
FIGURA 5.5. CURVAS IDA, MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES (SA VRS DERIVA).....	89

FIGURA 5.6. CURVAS IDA, MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES (PGA VRS DERIVA).....	89
FIGURA 5.6. CURVAS IDA, MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES (ACELERACIÓN ESPECTRAL VS DERIVA), VALORES A TOMAR EN CUENTA EN PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO. ....	90
FIGURA 5.7. CURVA DE FRAGILIDAD DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE UN NIVEL (PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA VRS PGA).....	95
FIGURA 5.8. CURVA DE FRAGILIDAD DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE UN NIVEL (PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA VRS Sa) .....	95
FIGURA 5.9. CURVA DE FRAGILIDAD DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE UN NIVEL (PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA VRS PGA).....	96
FIGURA 5.10. CURVA DE FRAGILIDAD DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE UN NIVEL (PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA VRS Sa) .....	96
FIGURA 5.11. CURVA DE FRAGILIDAD DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES (PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA VRS PGA).....	97
FIGURA 5.12. CURVA DE FRAGILIDAD DE MAMPOSTERÍA REFORZADA DE DOS NIVELES (PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA VRS Sa) .....	97

# **CAPÍTULO 1:**

## **GENERALIDADES**

## **1.1 INTRODUCCIÓN**

El desarrollo de este capítulo muestra las generalidades del trabajo de investigación, los antecedentes de los terremotos sufridos en el país, también contiene las investigaciones hasta el momento de la vulnerabilidad sísmica en El Salvador. Asimismo, presenta el planteamiento del problema, el cual manifiesta la necesidad de la investigación. Además, se plantean los objetivos de la investigación, el objetivo general y los objetivos específicos para poder culminar la investigación. Se establecen, también, los alcances y las limitaciones con las que se cuentan para poder realizarla. Por último, se determina la justificación, con la que se pretende darle un sentido positivo al trabajo presentado.

## **1.2 ANTECEDENTES**

Debido a la ocurrencia de eventos sísmicos tan sucesivos, El Salvador es un país de un alto riesgo sísmico, según López, Bommer y Pinho, 2004, “el país es sacudido por un terremoto destructivo, o una secuencia de terremotos, una vez por década en promedio”.

El Salvador se ubica en una zona de gran actividad sísmica, su posición al borde de la Placa del Caribe provoca fuertes terremotos debido a la interacción entre ésta y la Placa de Cocos, con esta se suma un sistema de fallas locales, la cadena volcánica, que forma parte del cinturón de fuego del Pacífico y corre a lo largo del territorio. Todas estas fuentes son generadoras de amenaza sísmica.

La amenaza sísmica es la probabilidad de que ocurran movimientos sísmicos de cierta intensidad, que no puede ser alterada, ya que depende de la naturaleza, pero puede ser

evaluada. Por otra parte, la vulnerabilidad representa el daño que se puede esperar en una estructura sujeta a un movimiento sísmico, que puede ser reducido a través de riesgo sísmico.

El riesgo sísmico, que es una inminencia latente, conlleva a la preparación para eventos en los cuales se harán cuantificaciones tanto en pérdidas humanas como en daños y costos en reparaciones de estructuras. Se debe entender el riesgo como “el daño, destrucción o pérdida esperada obtenida de la convolución de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos y de la vulnerabilidad de los elementos expuestos a tales amenazas, matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de consecuencias económicas y sociales en un cierto sitio y en un cierto período de tiempo” (Spence 1990).

Hasta el presente, en El Salvador se encuentran investigaciones de vulnerabilidad sísmica, como “Curvas de capacidad y fragilidad estructural de tipologías comúnmente usadas en El Salvador” (Oliva, 2017) y “Desarrollo de curvas de vulnerabilidad para edificios pertenecientes al campus central de la Universidad de El Salvador” (Salgado, 2017). Con estas investigaciones se marca un precedente para que El Salvador, se motiven a seguir ampliando las curvas de fragilidad de las demás tipologías estructurales presentes en el país.

### **1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La mampostería es una de las tipologías mayormente utilizadas, y con mayores grados de vulnerabilidad por no tener una supervisión constante en la mayoría de los casos.

Este trabajo de investigación contempla edificaciones del estado salvadoreño del ámbito estudiantil, como insumos para determinar se realizará un análisis de los centros educativos de Ministerio de Educación (MINED), con los cuales se pretenden evaluar la vulnerabilidad de las principales tipologías de mamposterías que existen en el país, como son la mampostería reforzada de bloques de concreto y la mampostería confinada de ladrillos de arcilla cocida.

Con las investigaciones mencionadas en los antecedentes, se pretende seguir ampliando la red de evaluaciones de vulnerabilidad sísmica para El Salvador, seguir colaborando con las autoridades competentes, a la obtención de una herramienta a la hora de un evento sísmico.

## **1.4 OBJETIVOS**

### 1.4.1. OBJETIVO GENERAL

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de mampostería de uno y dos niveles, apoyados en los resultados de las curvas de fragilidad de cada uno de los modelos estructurales analizados y con los estados límites.

### 1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer las configuraciones estándares, variaciones en dimensiones y la calidad de los materiales de las estructuras de mampostería de uno y dos niveles. Y por medio de esta información generar un set de modelos matemáticos, con el fin de determinar su comportamiento estructural, bajo las condiciones a las que está expuesta.
- Determinar los estados límites de daños: leve, moderado, severo y colapso de la tipología estructural en análisis.
- Evaluar el comportamiento de la estructura a través del Análisis Dinámico Incremental.
- Desarrollar las curvas de fragilidad, para cada tipología de mampostería definidas y cada nivel.

## 1.5 ALCANCES

- Se evaluará la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de mampostería de uno y dos niveles a través de curvas de fragilidad, se realizará por medio de tres fases: Recopilación de información, modelado y evaluación estructural.
- Se categorizará según tipología constructiva típicas de las infraestructuras pertenecientes al Ministerio de Educación de El Salvador (MINED). La cual se ejecutará con la recopilación de información entregada por dicha institución gubernamental: planos estructurales, planos arquitectónicos, etc.
- Los modelos matemáticos se generarán por medio de un software especializado en análisis estructural, de la empresa SeismoSoft llamado SeismoStruct.
- Se aplicará el Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés), el cual utiliza una representación de la acción sísmica para determinar la respuesta de la estructura a dicha excitación.
- Los estados límites de daños se definirán por medio de un análisis de las estructuras en análisis y lo establecido en la investigación del GEM Technical Report 2015-08 v1.0.0.

## 1.6 LIMITACIONES

- La configuración geométrica y de materiales de las estructuras en análisis, se realizó para la mampostería de un nivel, las configuraciones pertenecientes al Ministerio de Educación de El Salvador (MINED). Y para la mampostería de dos niveles, se utilizó el edificio Calos Rodas ubicado dentro de la Facultad de Economía de la Universidad de El Salvador. Debido a que esta estructura cumple con la tipología seleccionada para este trabajo de graduación.
- Debido a la metodología de análisis de que se ocupará en esta investigación (Análisis Dinámico Incremental no Lineal), se requiere un consumo de horas-maquina elevado. Por lo tanto, la base de datos de registros acelerográficos de eventos sísmicos, se utilizaron 11 registros de los eventos del 19 de junio de 1982, 10 de octubre de 1986, 13 de enero de 2001 y 13 de febrero de 2001.
- Las curvas de fragilidad que serán presentadas en este trabajo de investigación, solo contemplan los daños a los componentes estructurales de las edificaciones bajo análisis, no así los daños a los elementos no estructurales presente en toda edificación.

## **1.7 JUSTIFICACIÓN**

Las edificaciones de los centros educativos son estructuras importantes que deben mantenerse en pie después de un evento sísmico, ya que alberga una cantidad considerable de vidas humanas.

Por lo que es necesario que las autoridades competentes tengan herramientas necesarias para identificar las estructuras que requieran una intervención a la hora un evento sísmico de gran magnitud. También para que evalúen las construcciones existentes, con la idea de hacer una evaluación y mantenimiento preventivos.

Existen estudios de vulnerabilidad en el país, pero no de mampostería, solamente de sistemas de concreto reforzados y sistemas duales (concreto y mampostería). El sistema estructural de mampostería es la más utilizada en El Salvador, no solo en el sistema educativo, sino también en las edificaciones habitacionales, que representan un porcentaje elevado en todo el territorio salvadoreño.

El presente trabajo de investigación pretende incorporar al país un aporte en el riesgo sísmico de la tipología más utilizada.

# **CAPÍTULO 2:**

## **METODOLOGÍA**

## **2.1 INTRODUCCIÓN**

Este capítulo muestra todo el marco teórico para la obtención de las curvas de fragilidad de la mampostería reforzada y confinada de uno y dos niveles.

El primer apartado contiene toda la metodología que se utilizará en esta investigación, la segunda parte engloban toda la teoría para comprender el modelo matemático que se empleará; la última sección hace un resumen de la metodología de las curvas IDA (Análisis Dinámico Incremental).

## **2.2 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS**

La metodología a seguir para determinar la vulnerabilidad sísmica en este trabajo de investigación se retoma del documento “Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings, GEM Technical Report 2015-08 v1.0.0” (D’Ayala et al. 2015). Tenga en cuenta que las opciones recomendadas que se presentan en ese documento son para estructuras genéricas de edificaciones de baja y media altura, de concreto reforzado, de acero o de mampostería. Para otras tipologías o materiales estructurales, otras opciones pueden ser más apropiadas y se debe ejercer un juicio apropiado.

### **2.2.1 PASO 1: DEFINICIÓN DE LA EDIFICACIÓN DE REFERENCIA.**

El documento le da opciones para determinar la edificación de referencia, en nuestro trabajo de investigación tomaremos en cuenta que será edificaciones de mampostería, específicamente, reforzada de bloques de concreto y confinada de ladrillo de arcilla cocida

con las variaciones de uno y dos niveles; y para dos niveles, solamente de mampostería reforzada.

### 2.2.2 PASO 2: DEFINIR LOS COMPONENTES PARA EL ANÁLISIS DE RESPUESTA.

En este paso se debe considerar dos tipos de componentes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica:

- Componentes estructurales: los componentes de esta clase son los elementos principales que contribuyen al comportamiento de respuesta sísmica de la estructura. Por lo tanto, estos componentes deben considerarse al desarrollar el modelo matemático para realizar el análisis de respuesta.
- Componentes no estructurales: deben dividirse en dos categorías:
  - Categoría A: son aquellos que pueden contribuir al comportamiento de respuesta de la estructura, por ejemplo, las paredes de relleno de mampostería para el caso de edificios de concreto reforzado (RC). Por lo tanto, los componentes de esta clase / categoría serán considerados tanto en el desarrollo del modelo matemático para el análisis de respuesta.
  - Categoría B: no contribuyen al comportamiento de respuesta de la estructura, pero se consideran dominantes en términos de contribución al costo de construcción

El objetivo de este paso es la evaluación de la fragilidad de los componentes estructurales y la estructura completa. Para el trabajo de investigación solamente se tomarán en cuenta los componentes estructurales.

### 2.2.3 PASO 3: SELECCIONAR EL TIPO DE MODELO

Se proponen tres niveles de complejidad de modelo (en orden decreciente de complejidad), que ofrecen tres opciones distintas de detalle estructural:

- Modelo de múltiples grados de libertad (elementos 3D / 2D): un modelo detallado 3D o 2D de múltiples grados de libertad de una estructura, que incluye elementos para cada componente de resistencia de carga lateral identificado en el edificio, por ejemplo, columnas, vigas, paredes, muros de cortante, etc.
- Modelo de múltiples grados de libertad reducido (2D agrupado): una representación simplificada 2D de rigidez-amortiguación de masa de un edificio, donde cada uno de los N pisos (o diafragmas) está representado por un nodo que tiene 3 grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación permitir la representación de los tipos de comportamiento de flexión y de corte. Esta representación no es adecuada para edificios irregulares en planos, edificios donde se anticipan efectos de torsión o estructuras muy delgadas.

- Modelo de un solo grado de libertad: una representación simple mediante un elemento no lineal unidimensional, para el que se definen la rigidez, la amortiguación de masa y la ductilidad de la estructura como un todo. Esta representación es en general muy simplista y supone que los modos de vibración más altos no son relevantes para la respuesta sísmica de la estructura.

Todos los niveles de modelo incorporan las siguientes variables de interfaz: (a) entrada sísmica a través de una medida de intensidad sísmica escalar (IM, por sus siglas en inglés) para conectar con resultados de análisis de peligros sísmicos probabilísticos, (b) salida de respuesta a través de los parámetros de demanda de ingeniería (EDP, por sus siglas en inglés) de derivas de pisos individuales para permitir la estimación de pérdidas estructurales y no estructurales.

Para este trabajo de investigación, se utilizará un modelo de múltiples grados de libertad (con elemento 3D), ya que la herramienta computacional tiene la capacidad de soportar este tipo de modelo.

#### 2.2.4 PASO 4: DEFINIR LOS ESTADOS LÍMITES DE DAÑO

Se sugieren estados de daños estructurales de cinco niveles: sin daños, leves, moderados, cercano al colapso y colapso. Por lo tanto, se necesitan cuatro umbrales EDP, para diferenciar entre los cinco estados de daño. Estas son cantidades intrínsecamente aleatorias que, por lo general, se supone que están distribuidas de forma logarítmica normal y necesitan una mediana y un valor de dispersión que se definan por completo.

Al analista se le ofrecen dos opciones o niveles distintos para la evaluación de estos EDP:

- Definición personalizada de los límites de los estados de daño de los EDP. El modelaje no lineal de los elementos estructurales o los entrepisos (dependiendo del tipo de modelo a utilizar) usualmente se puede definir información de los parámetros necesarios para determinar los cambios en el comportamiento del modelo y así establecer los límites de los estados de daños.
- Definición preestablecida de capacidades para tipologías estructurales. Se utiliza una única definición de capacidades de estado de daños (o nivel de rendimiento) para todos los edificios de índice dentro de una tipología, independientemente de sus propiedades inherentes (por ejemplo, calidad de construcción, ductilidad, etc.). Esta es una opción menos precisa que puede ser preferible debido a su simplicidad, ya que los valores típicos se toman de estándares de diseño basados en el rendimiento u otros códigos de evaluación sísmica.

La decisión para la toma límites de los estados de daño, para este trabajo de investigación, se muestran en el Capítulo 4, apartado 4.4.

### 2.2.5 PASO 5: TIPO DE ANÁLISIS

Este paso proporciona los criterios para elegir un método para analizar un modelo estructural determinado para evaluar la mediana y la dispersión de su respuesta estructural, es decir, un parámetro de demanda de ingeniería (EDP, por sus siglas en inglés) para un nivel dado de la medida de intensidad sísmica (IM, por sus siglas en inglés). Se

proporcionan las siguientes opciones de análisis (tres niveles en orden decreciente de complejidad):

- **Análisis dinámico no lineal (ADNL):** requiere un conjunto de registros de movimiento en el suelo (Acelerogramas), para realizar un análisis del historial de respuestas dinámicas de un modelo matemático (modelo 3D o 2D).
- **Análisis estático no lineal (AENL):** se basa en el uso de un patrón de carga de primer modo para realizar un análisis simplificado de una estructura 3D / 2D, y luego ajustar la curva de capacidad resultante con un elemento elasto-plástico con resistencia residual o un modelo de respuesta de la curva de escala cuadrineal. La evaluación del rendimiento sísmico se lleva a cabo utilizando una de las siguientes opciones:
  - Análisis estático no lineal con información de dispersión: el procedimiento usa un conjunto de registros de movimiento en el suelo para estimar tanto la mediana como la dispersión de registro de las respuestas distribuidas lognormalmente.
  - Análisis estático no lineal sin información de dispersión: el procedimiento utiliza un espectro de respuesta de diseño suavizado que solo proporciona las respuestas medias.
- **Análisis estático no lineal basado en modelos mecánicos simplificados (AENL-MMS):** la curva de capacidad se obtiene a través de métodos numéricos o analíticos simplificados (por ejemplo, un análisis de estado límite) que no

requieren el modelado de elementos finitos. Tenga en cuenta que este enfoque utiliza únicamente el espectro de respuesta de diseño suavizado, por lo tanto, los resultados se explotan sin la información de dispersión de los registros.

Para este trabajo de investigación, por el tipo de estructura que es mampostería de uno y dos niveles, y por el tipo de techo que es flexible. Se decidió realizar con el análisis dinámico no lineal incremental.

#### 2.2.6 PASO 6: CONSTRUCCIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Con la información obtenida por medio del tipo de análisis escogido, se construyen curvas de fragilidad donde se grafica en los ejes de abscisas la intensidad sísmica (IM), y en las ordenadas la probabilidad de excedencia del Parámetro de demanda sísmica (EDP).

### 2.3 MODELO MATEMÁTICO

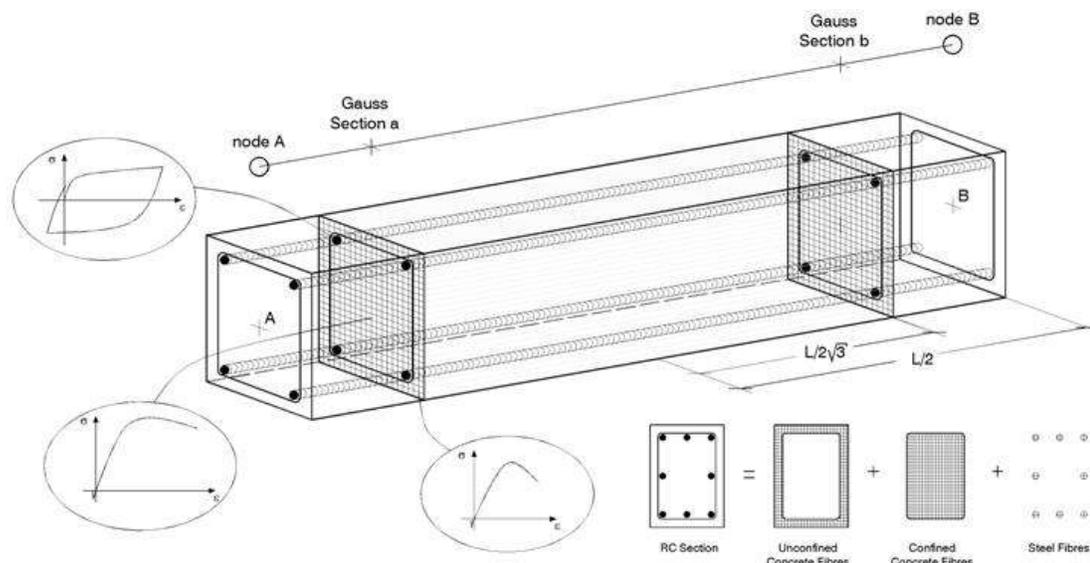
Para realizar el modelo matemático y el análisis dinámico incremental (IDA), se ha utilizado el software SeismoStruct Versión 2016, de la empresa italiana SeismoSoft Ltd. SeismoStruct es un software de Elementos Finitos capaz de predecir el comportamiento de marcos espaciales sometidos a cargas estáticas o dinámicas, teniendo en cuenta tanto las no linealidades geométricas como la inelasticidad de los materiales (Seismosoft Ltd., 2016). Las principales características utilizadas del software son:

### 2.3.1 NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA

SeismoStruct utiliza una formulación completamente co-rotacional que le permite tener en cuenta el efecto de grandes desplazamientos/rotaciones y grandes deformaciones independientes, relativas a la cuerda de los elementos del marco (conocidos habitualmente como efectos P-Delta) (Seismosoft Ltd., 2016).

### 2.3.2 INELASTICIDAD DE LOS MATERIALES

El uso de elementos con inelasticidad distribuida está comenzando a ser cada vez más habitual en aplicaciones de ingeniería sísmica, tanto en investigación como en el ejercicio profesional. *SeismoStruct* utiliza el llamado “*enfoque de fibras*” para representar el comportamiento de las secciones transversales, donde cada fibra es asociada a una relación uniaxial esfuerzo-deformación; el estado seccional de esfuerzo-deformación de los elementos viga-columna es obtenido mediante la integración de la respuesta esfuerzo-deformación uniaxial de las fibras individuales (típicamente de 100 a 150 fibras) en las cuales ha sido subdividida la sección (en la figura 2.1, a modo de ejemplo, la discretización de una sección transversal típica de hormigón armado). (Seismosoft Ltd., 2016).



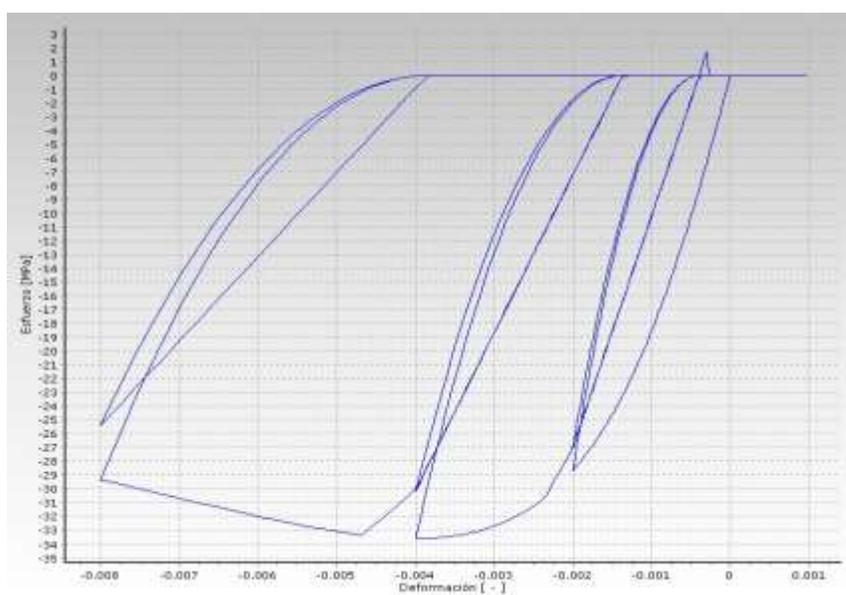
**Figura 2.1 Discretización de una sección transversal típica de hormigón armado (Seismosoft Ltd., 2016)**

Este tipo de modelos presenta numerosas ventajas adicionales, las cuales pueden resumirse en: (i) no es necesario realizar análisis momento-curvatura previos para definir las secciones; (ii) no es necesario definir ningún tipo de respuesta histerética de los elementos (dado que queda definida implícitamente mediante los modelos constitutivos de los materiales); (iii) modelado directo de la interacción entre esfuerzo axial y momento flector (tanto para la resistencia como para la rigidez); (iv) representación directa de la carga biaxial y de la interacción de la resistencia flexional en direcciones ortogonales (Seismosoft Ltd., 2016).

### 2.3.3 MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES

#### 2.3.3.1 Modelo no lineal de Mander para concreto confinado

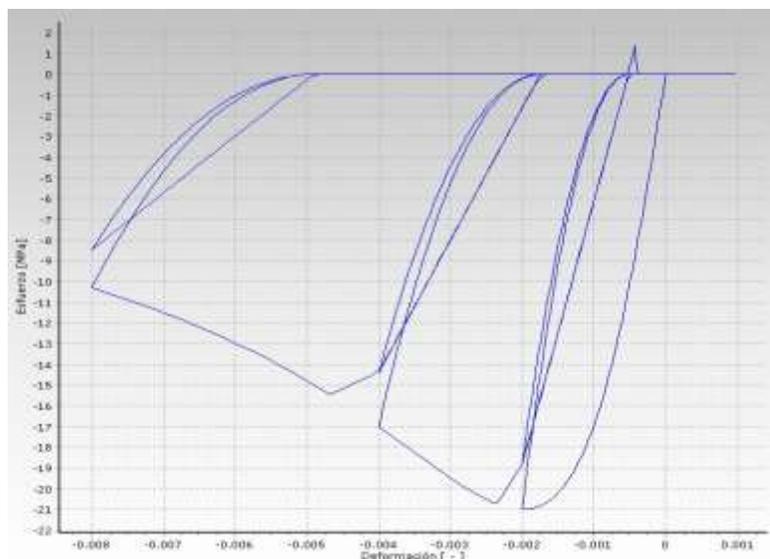
Es un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, desarrollado inicialmente por Madas [1993], que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. [1988] y las leyes cíclicas propuesta por Martínez-Rueda y Elnashai [1997]. Los efectos del confinamiento provisto por el refuerzo transversal son incorporados mediante las leyes propuestas por Mander et al. [1988], en las cuales se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones (Seismosoft Ltd., 2016).



**Figura 2.2 Modelo no lineal de Mander para concreto confinado (Seismosoft Ltd., 2016)**

### 2.3.3.1 Modelo no lineal de Mander para concreto no confinado

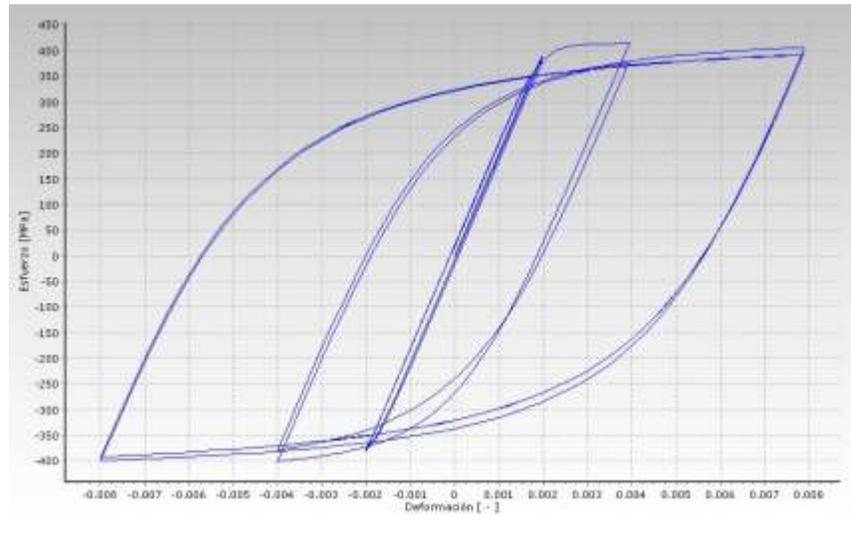
Es el mismo modelo utilizado para el concreto confinado, pero en éste se desprecia el efecto del confinamiento a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones.



**Figura 2.3 Modelo no lineal de Mander para concreto no confinado (Seismosoft Ltd, 2016)**

### 2.3.3.2 Modelo de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo

Es un modelo uniaxial para acero de refuerzo, desarrollado inicialmente por Yassin [1994] sobre la base de una relación esfuerzo-deformación simple pero eficiente propuesta por Menegotto y Pinto [1973], enriquecida con las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. [1983]. La actual implementación sigue aquella realizada por Monti et al. [1996]. Se ha introducido una regla “*de memoria*” propuesta por Fragiadakis et al. [2008], para una mayor estabilidad y precisión numérica bajo cargas sísmicas transitorias (Seismosoft Ltd., 2016).

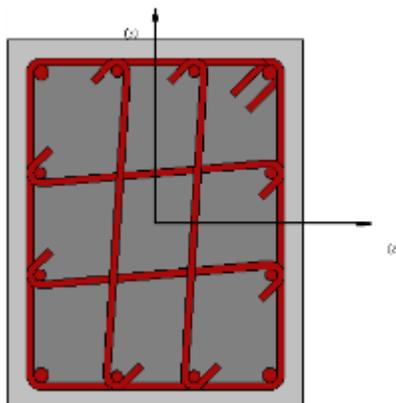


**Figura 2.4 Modelo de Menegotto-Pinto para acero (Seismosoft Ltd., 2016)**

## 2.3.4 SECCIONES

### 2.3.4.1 Sección Rectangular de Concreto Armado

Esta sección se adopta frecuentemente para el modelado de columnas rectangulares de concreto armado. El uso de esta sección para modelar columnas anchas o muros estructurales es también posible, siempre que se utilicen brazos/vínculos rígidos con dimensiones iguales a la mitad del ancho de la columna/muro para conectar la columna/muro a los miembros estructurales adyacentes, con el fin de que el movimiento de cuerpo rígido de la columna ancha/muro y su influencia sobre los elementos estructurales a los que se encuentra conectada/o sean modelados adecuadamente. (Seismosoft Ltd., 2016).



**Figura 2.5 Ejemplo de sección rectangular de concreto armado. (Seismosoft Ltd., 2016).**

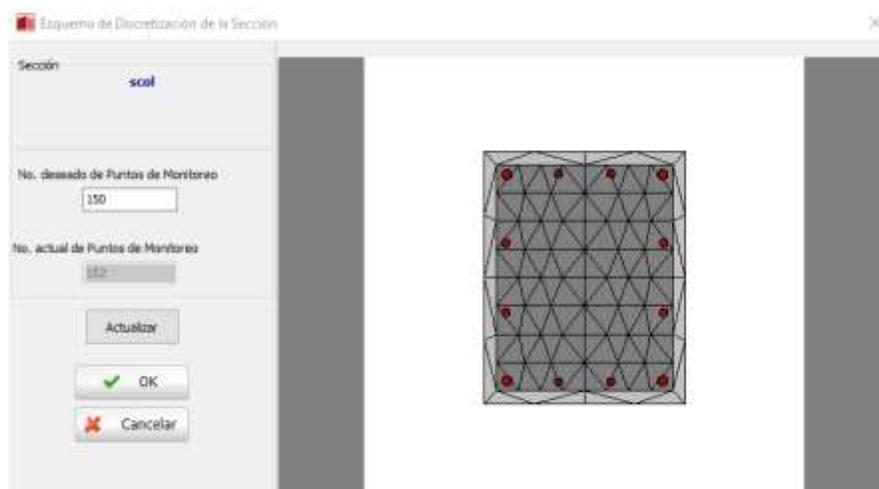
### 2.3.5 CLASES DE ELEMENTOS

#### 2.3.5.1 Elementos inelásticos de tipo pórticos basado en fuerzas

Son elementos 3D viga-columna que permiten modelar miembros de pórticos espaciales con no linealidades geométricas y de los materiales. Como se describe en la sección sobre inelasticidad de los materiales, el estado de esfuerzo-deformación de una sección de un elemento viga-columna se obtiene mediante la integración de la respuesta uniaxial no lineal del material en cada una de las fibras individuales en las cuales se ha subdividido la sección, de forma tal que se tiene en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro y en la altura de la sección.

El elemento inelástico de tipo pórtico basado en fuerzas es el más preciso de los cuatro tipos de elementos de marco inelásticos de SeismoStruct, ya que es capaz de capturar el comportamiento inelástico a lo largo de toda la longitud del miembro estructural, aun cuando se usa solamente un solo elemento por miembro. Por tanto, permite al usuario obtener resultados muy precisos en los análisis, al mismo tiempo que da la posibilidad de

obtener la rotación de cuerda de los elementos para llevar a cabo revisiones de cumplimiento de código (p. ej. Eurocode 8, NTC-08, KANEPE, ASCE/SEI 7-05, etc.). (Seismosoft Ltd., 2016).

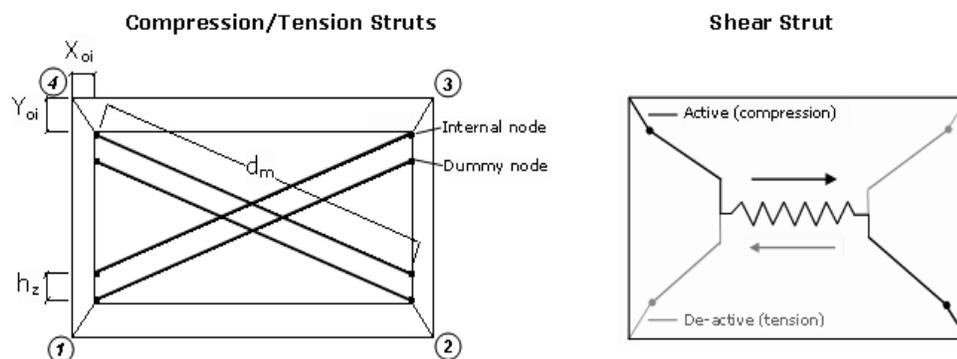


**Figura 2.6 Triangulación de la sección. (Seismosoft Ltd., 2016).**

### 2.3.5.2 Elemento inelástico infill panel

Se trata de un elemento de mampostería definido por cuatro nodos, desarrollado y programado inicialmente por Crisafulli [1997] e implementado en SeismoStruct por Blandon [2005], para el modelado de la respuesta no lineal de los paneles divisorios o de cerramiento (infill panels) en estructuras tipo pórtico. Cada panel es representado por seis bielas; cada dirección diagonal está caracterizada por dos bielas paralelas que transmiten la carga a través de dos esquinas opuestas en diagonal, y por una tercera que transmite el corte desde la parte superior hacia la parte inferior del panel. Esta última biela sólo actúa a través de la diagonal que está en compresión, por lo que su "activación" depende de la deformación del panel. Las bielas con carga axial utilizan el modelo histerético para bielas

de mampostería, mientras que la biela de corte utiliza un modelo histérico bi-lineal dedicado. (Seismosoft Ltd., 2016).



**Figura 2.7 Elemento inelástico infill panel. (Seismosoft Ltd., 2016).**

Para caracterizar por completo este tipo de elemento, es necesario definir los siguientes parámetros:

- **Parámetros de la Curva de la Biela**

Son empleados en la definición del modelo histérico para bielas de mampostería, el cual es definido con la *curva de respuesta inf\_strut*.

- **Parámetros de la Curva de Corte**

Son empleados en la definición del modelo histérico para bielas de mampostería, el cual es definido con la *curva de respuesta inf\_shear*.

- **Espesor del Panel ( $t$ )**

Puede ser considerado igual al ancho de los ladrillos/unidades de mampostería solos (por ej., 14 cm), o incluir también la contribución del repello (por ej.,  $14+2 \times 1.5=17$  cm).

- **Deriva de colapso fuera del plano**

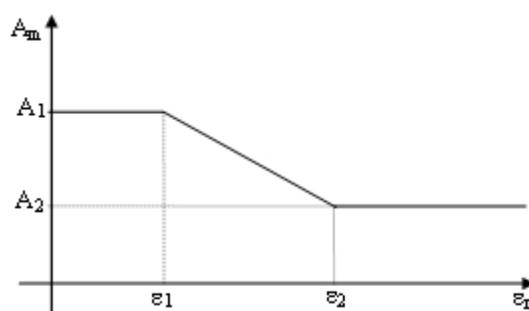
Se introduce como un porcentaje de la altura de piso y gobierna la desactivación del elemento, lo cual significa que, una vez que el panel (no el pórtico) alcanza una deriva fuera del plano determinada, el panel no contribuye más a la resistencia ni a la rigidez de la estructura, ya que se asume que ha colapsado mediante un mecanismo de falla fuera del plano.

- **Área de la Biela 1 ( $A_1$ )**

Es definida por el producto entre el espesor del panel y el ancho equivalente de la biela ( $b_w$ ), que normalmente varía entre el 10% y el 40% de la longitud de la diagonal del panel ( $d_m$ ), como han concluido numerosos investigadores basados en datos experimentales y resultados analíticos. Éstas han sido resumidas en el trabajo de Smyrou [2006], donde se sugiere que la propuesta pragmática de Holmes [1961] o Paulay and Priestley [1992] de asumir simplemente un valor de  $b_w$  igual a  $1/3$  o  $1/4$  (respectivamente) de  $d_m$  es una forma expeditiva y no necesariamente inexacta de estimar el valor de este parámetro.

- **Área de la Biela 2 (A2)**

Se introduce como un porcentaje de A1, y tiene como objetivo representar el hecho de que, debido a la fisuración del panel, la longitud de contacto entre el pórtico y éste disminuye cuando el desplazamiento lateral y, consecuentemente, horizontal aumentan, lo cual afecta el área equivalente de la biela. Se asume que el área varía linealmente en función de la deformación axial (ver figura 2.8), y las deformaciones que definen el comienzo y final de esta variación son parámetros de input del modelo histerético para bielas de mampostería.



**Figura 2.8 Variación de las bielas A1 y A2. (Seismosoft Ltd., 2016).**

- **Longitud equivalente de contacto ( $h_z$ )**

Se introduce como porcentaje de la altura vertical del panel, proporciona efectivamente la distancia entre los nodos ficticios internos y es utilizada como forma de representar la longitud de contacto entre el pórtico y el panel infill. Aparentemente, es posible obtener resultados razonables utilizando valores entre 1/3 y 1/2 de la longitud de contacto efectiva ( $z$ ), definida por Stafford-Smith [1966] como  $0.5\pi\lambda^{-1}$ , donde  $\lambda$  es un parámetro adimensional de rigidez relativa que se calcula con la ecuación descrita a continuación, en

la cual  $E_m$  es el Módulo Elástico de la mampostería,  $t_w$  es el espesor del panel,  $\theta$  es el ángulo de la biela diagonal con respecto a las vigas,  $E_c I_c$  es la rigidez a flexión de las columnas, y  $h_w$  es la altura del panel.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c h_w}} \quad \text{Ec. 2.1}$$

### Offsets horizontales y verticales ( $X_{oi}$ e $Y_{oi}$ )

Se introducen como porcentajes de la dimensión horizontal y vertical del panel y representan, naturalmente, la reducción de éste debido a las dimensiones de los elementos del pórtico. En otras palabras, estos parámetros indican la distancia entre los nodos de las esquinas exteriores e interiores.

- **Proporción de la rigidez asignada al corte ( $\gamma_s$ )**

Representa la proporción de la rigidez del panel (calculada internamente por el programa) que debe ser asignada al resorte de corte (típicamente, se adopta un valor entre 0.20 y 0.60). En otras palabras, la rigidez de la biela ( $K_A$ ) y la rigidez a corte ( $K_S$ ) se calculan de la siguiente manera:

$$K_A = (1 - \gamma_s) \frac{A_{ms} E_m}{2d_m} \quad \text{Ec. 2.2}$$

$$K_S = (\gamma_s) \frac{A_{ms} E_m}{d_m} \cos^2 \theta \quad \text{Ec. 2.3}$$

- **Peso específico ( $\gamma$ )**

Representa el peso volumétrico del panel (debe recordarse que a este tipo de elemento no se le asigna ni sección ni material, por lo cual su peso propio debe ser definido aquí).

### 2.3.6 CONDICIONES DE CARGAS

Los Análisis No Lineales son dependientes de las cargas, es decir, los resultados dependen de la combinación de cargas gravitacionales y laterales utilizadas en los modelos de análisis. Para la evaluación de la respuesta usando Análisis No Lineales, la carga gravitacional aplicada debe ser igual a la carga gravitacional esperada, la cual es diferente a la carga factorada asumida en los procedimientos de diseño (Applied Technology Council, 2010).

En general, la carga gravitacional esperada es igual a la carga muerta (D) sin factorar y a una fracción de la carga viva (L) de diseño. La carga muerta debe incluir el peso de la estructura, elementos estructurales y no estructurales. La carga viva debe reducirse de la carga nominal de diseño para reflejar: (1) la baja probabilidad de la carga viva nominal que ocurre en un edificio respecto de la utilizada en el diseño; y (2) la baja probabilidad de la carga viva nominal presente durante la ocurrencia de un terremoto. Generalmente, el primero de estos dos efectos puede ser considerado aplicando una reducción de la carga viva de 0.40, y el segundo mediante la aplicación de un factor de 0.50 (como se aplica a la evaluación de otros fenómenos extremos). El resultado del factor de carga es  $0.40 \times 0.50 = 0.20$ , el cual debe ser aplicado a la carga viva nominal. La combinación de carga para los análisis dinámicos no lineales, debe ser (Applied Technology Council, 2010):

$$1.0D+0.2L$$

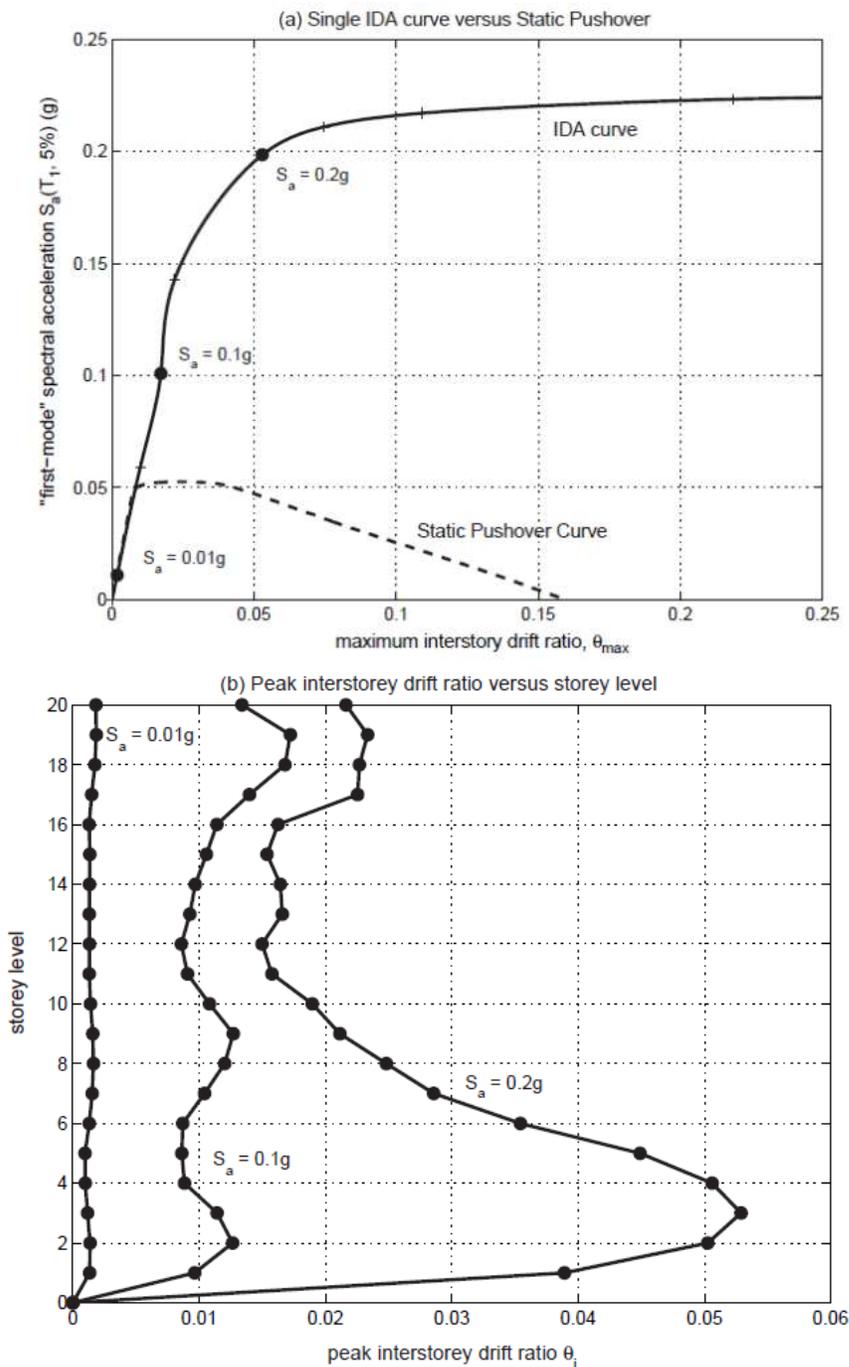
Ec. 2.4

## 2.4 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTA

El método del Análisis Dinámico Incremental (Incremental Dynamic Analysis,IDA), implica someter un modelo estructural a uno (o más) registros de movimiento en el suelo, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad, produciendo así una (o más) curva (s) de respuesta parametrizada en función del nivel de intensidad. (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

El aumento en el poder de procesamiento de las computadoras ha hecho posible que este tipo de estudio sea ampliamente aplicado con diferentes propósitos. Sin embargo, los objetivos que se persiguen con un estudio de este tipo, de acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002), son:

1. Un completo entendimiento del rango de la respuesta o demanda contra el intervalo de niveles potenciales de un registro sísmico.
2. Una mejor comprensión de las implicaciones estructurales ante niveles poco frecuentes o más severos del movimiento del suelo.
3. Un mejor entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural cuando la intensidad del movimiento del suelo aumenta, por ejemplo, la degradación de rigidez y resistencia a través de sus respectivos patrones y magnitudes.
4. Una mejor estimación de la capacidad dinámica del sistema estructural global.
5. Finalmente, en un estudio IDA de múltiples registros, establece que tan estable (o variable) son todos los puntos de un registro sísmico a otro.



**Figura 2.9** Ejemplo de información extraída de un Análisis Dinámico Incremental para un edificio de marcos dúctiles en acero estructural, sujeto al registro de *El Centro* (1940) (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

### 2.5.1 FUNDAMENTO DE IDA

Primeramente, se necesita comprender los conceptos del fundamento del Análisis Dinámico Incremental (IDA), por lo que se desarrollan a continuación:

- **El factor de escala (Scale Factor, SF)**

Un registro sísmico escalado se obtiene de multiplicar uniformemente su historia original de aceleraciones (ya corregida, filtrada y rotada) por un escalar no negativo denominado factor de escala (SF). (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

- **Medida de Intensidad (Intensity Measure, IM)**

La medida de intensidad sísmica (IM) de un registro escalado es un parámetro intrínseco de su historia de aceleraciones que crece monótonamente con SF y que sirve para cuantificar el vigor de la sollicitación sísmica aplicada sobre la estructura en estudio. (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

- **Medida de Daños (Damage Measure, DM)**

Una medida de daño (DM) es un escalar no negativo que caracteriza la respuesta de la estructura debida a la demanda sísmica. En consecuencia, su valor se deduce indirecta o directamente del *output* del análisis dinámico. DM es un indicador de daño, por lo tanto, cuando supera cierto valor frontera se asume que la estructura ha alcanzado un estado límite asociado. (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

- **Curva IDA**

Una curva IDA, es un gráfico de contiene una medida de intensidad (IM), y una medida de daños (DM).

Así, el IDA es una metodología que consta de una serie de análisis dinámicos de un modelo estructural sometido a registros sísmicos de aceleraciones escalados para obtener una gama de valores de IM que permitan llevar a la estructura desde el rango lineal al no lineal. El objetivo es extraer de las respuestas de la estructura los valores de DM. Con ellos, es posible establecer (y graficar) la relación de DM con IM para cada registro y nivel de intensidad.

El desarrollo de un IDA tiene múltiples propósitos (Vamvatsikos y Cornell, 2002). A través de él se puede cuantificar la demanda sobre la estructura y su variación para distintos niveles de intensidad sísmica. En efecto, es posible interpretar los cambios progresivos en el comportamiento estructural en términos de rigidez, resistencia, etc. Asimismo, este análisis permite caracterizar la respuesta de la estructura frente a sismos severos poco frecuentes y evaluar la capacidad de la estructura frente a ellos. Además, el IDA posibilita estimar la variabilidad del comportamiento estructural cuando se contemplan múltiples registros con distintos contenidos de frecuencia. Como es el caso de este trabajo de investigación

La elección del parámetro IM juega un rol crucial al momento de realizar un IDA. Un IM eficiente es aquel que permite obtener la menor dispersión posible en los valores de DM resultantes para los distintos registros sísmicos escalados (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Por tanto, una buena selección de IM posibilita representar la distribución de DM con menor cantidad de movimientos de suelo. En la literatura se pueden encontrar variadas opciones. Sin duda, la más común corresponde a la ordenada espectral de aceleración del primer modo para un amortiguamiento del 5 %. La gran ventaja de esta alternativa es que

correlaciona de buena forma con la respuesta de estructuras cuyo comportamiento dinámico está dominado por la forma modal fundamental.

Sin embargo, el objetivo de esta investigación es determinar el desempeño de las estructuras de mampostería de uno o dos niveles. En consecuencia, se debe seleccionar un parámetro IM común para cada uno de los modelos analizados en este trabajo de graduación. Así, IM no puede depender de las características de una de las estructuras en particular. Por consiguiente, finalmente se seleccionó la aceleración máxima del terreno (PGA) y la aceleración espectral del primer modo de la estructura como IM.

El siguiente nivel de decisión corresponde a la selección de uno o varios parámetros DM. Por una parte, es necesario elegir un indicador de daño que permita cuantificar la demanda sobre los elementos estructurales. Al igual que como ocurre con IM, existen diversas opciones. A nivel de superestructura, se escogió la *deriva* máxima de entrepiso ( $\delta_{max}$ ), puesto que se relaciona de buena manera con las rotaciones nodales y con los colapsos locales y globales de piso (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

### 2.5.2 METODOLOGÍA PARA OBTENER LAS CURVAS DE FRAGILIDAD (ESTIMACIÓN ESTADÍSTICA)

El procedimiento adoptado en este trabajo de investigación está orientado a la posterior obtención de curvas de fragilidad de las estructuras en estudio. La metodología seleccionada corresponde a un análisis de bandas múltiples (*multiple stripes analysis*, MSA) según la nomenclatura de Baker (2015), el cual considera para todos los registros sísmicos escalados un conjunto discreto y constante de niveles de IM (*stripes*). Conforme

a lo indicado por Baker (2015), además de ser una estrategia efectiva, el MSA es eficiente dado que no requiere alcanzar los estados límite con todos los registros para ajustar las curvas de fragilidad asociadas, sino que permite acotar el estudio a niveles de IM factibles y relevantes al momento de determinar la fragilidad subyacente.

La función que se utiliza para definir una curva de fragilidad, debe ser distribución una logarítmica-normal, como la que se muestra a continuación

$$P(C | IM = x) = \Phi \left( \frac{\ln(x/\theta)}{\beta} \right) \quad \text{Ec. 2.5}$$

donde  $P(C | IM = x)$  es la probabilidad de que un movimiento del suelo con  $IM = x$  haga que la estructura llegue a un estado de daño,  $\Phi ()$  es la función de distribución acumulada normal estándar,  $\theta$  es la mediana de la función de fragilidad (el nivel IM con un 50% de probabilidad) y  $\beta$  es la desviación estándar de  $\ln IM$  (a veces denominada dispersión de IM). (Baker, 2015).

### **Estimación de los parámetros de la función de fragilidad**

Los parámetros de la función de fragilidad se pueden estimar a partir de estos datos tomando logaritmos del valor IM de cada movimiento del suelo asociado con el inicio del estado de daño, y calculando su media y desviación estándar. (Baker, 2015).

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad \text{Ec. 2.6}$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i/\hat{\theta}))^2} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde,  $n$  es el número de sismos considerados e  $IM_i$  es el valor de la medida de intensidad (aceleración espectral y PGA para esta investigación) asociado con el nivel de daño bajo consideración para el  $i$ -ésimo evento sísmico.

$\ln\hat{\theta}$  y  $\hat{\beta}$  son la media y la desviación estándar, respectivamente, de la distribución normal que representa los valores de  $\ln IM$ . Tenga en cuenta que la media de  $\ln IM$  es igual a la mediana de  $IM$  en el caso de que  $IM$  se distribuya lognormalmente, razón por la cual el uso de la media de muestra de esta manera produce una estimación de  $\theta$ . La media y la desviación estándar, de la distribución se estiman utilizando los momentos de muestra de un conjunto de datos. (Baker, 2015)

# **CAPÍTULO 3:**

## **AMENAZA**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Como parte de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, la elección de los acelerogramas a utilizar es una parte muy importante, por lo tanto, este capítulo muestra en el primer apartado la sismicidad de El Salvador, como una introducción a la historia sísmica del país. En el siguiente apartado se hace una descripción de la elección de los 11 acelerogramas que se utilizarán para generar las curvas de fragilidad.

### **3.2 SISMICIDAD DE EL SALVADOR**

El Salvador se encuentra en una región con un alto índice de actividad sísmica. Las principales fuentes generadoras de sismos en el territorio nacional son:

- La cadena volcánica, que forma parte del cinturón de fuego del Pacífico y corre a lo largo del territorio.
- Un sistema de fallas geológicas con una dirección predominante noroeste-sureste dentro del territorio salvadoreño.
- El proceso de subducción entre las placas tectónicas de Cocos y del Caribe, cuyo movimiento relativo origina sismos cercanos a las costas salvadoreñas.
- Un sistema de fallas geológicas en Guatemala que definen la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe.
- Un sistema de fallas geológicas con dirección norte-sur, ubicadas en la depresión de Honduras

A los sismos generados por las fuentes de cadenas volcánicas y el sistema de fallas geológicas, los denominamos locales. Estos, que generalmente ocurren a profundidades superficiales menores a 30 kilómetros, han sido los que han causado mayor destrucción en El Salvador. Entre los sismos locales más destructivos se pueden mencionar: Jucuapa-Chinameca el 6 de mayo de 1951; San Salvador el 3 de mayo de 1965; San Salvador el 10 de octubre de 1986 y San Vicente el 13 de febrero de 2001.

A los sismos generados por las fuentes de subducción, falla geológica de Guatemala y Honduras, los denominamos regionales. El último sismo regional de gran Intensidad en territorio salvadoreño fue el del 13 de enero de 2001, ubicado en el Océano Pacífico.

La figura 3.1, muestra el epicentro de los sismos históricos en el siglo XX y XXI, de los cuales 9 fueron los más destructivos que generaron pérdidas de vidas humanas (1917, 1919, 1936, 1951, 1965, 1982, 1986 y 2001). También se observa que la mayoría de los sismos por falla local que han generado pérdidas humanas, tuvieron ubicación en zonas cercanas al Área Metropolitana de San Salvador, solamente uno fue ubicado en la zona oriental y dos de los sismos de gran magnitud como se muestra en la tabla 3.1, fueron generados en las zonas de subducción de las placas tectónicas Caribe y Cocos.

De acuerdo a la figura 3.2 y Tabla 3.1, el sismo que ha causado mayor número de muertes en El Salvador, fue el ocurrido el 10 de octubre de 1986 en San Salvador. Este sismo tuvo como epicentro en el Área Metropolitana de San Salvador, a una profundidad de 7.3 kilómetros y una magnitud de 5.4 en la escala de Richter.

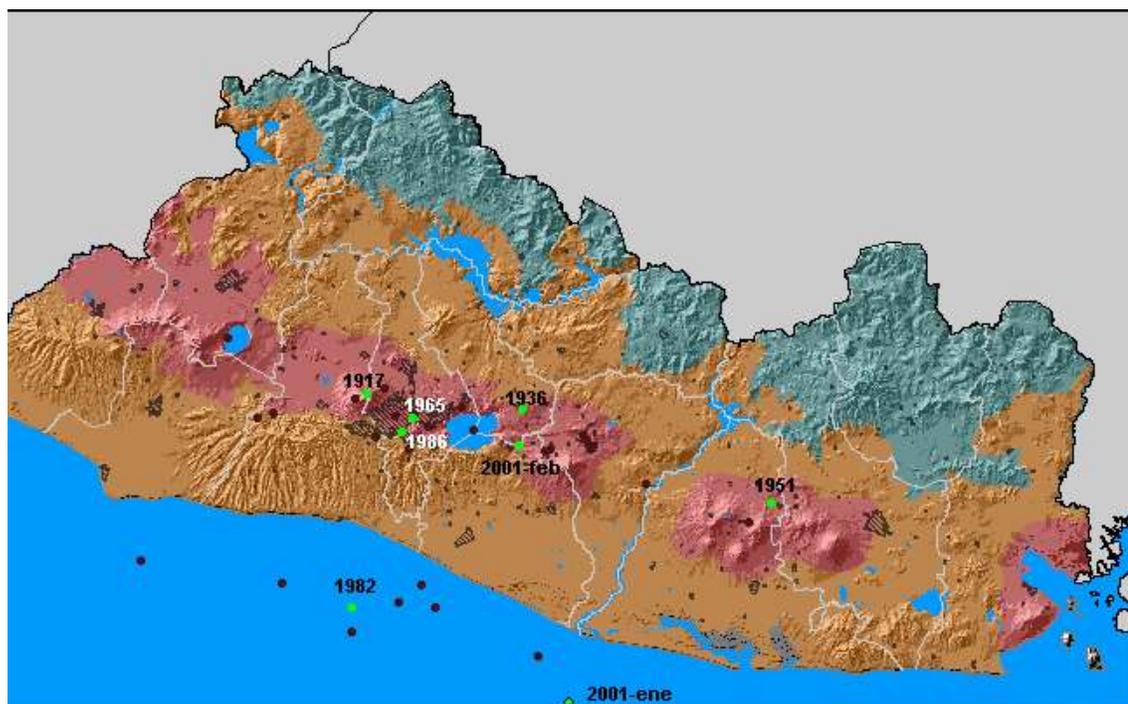


Figura 3.1. Epicentros de Terremotos Históricos en El Salvador en el siglo XX e inicio del siglo XXI. (SNET, 2004).



Figura 3.2. Gráfico de Sismo contra Número de Muertes. (SNET, 2004)

El terremoto que le sigue en términos de muertes es el de 1917, cuyo origen fue volcánico. La erupción del volcán de San Salvador fue la generadora de este sismo, su epicentro tuvo una profundidad superficial. Los sismos de 1917 y 1986 tienen muchas características en común: los dos fueron de profundidad superficial y en San Salvador; son sismos que han causado más de mil muertos y sus magnitudes no fueron superiores a 7.0 en la escala de Richter. El siguiente sismo de mayor impacto por pérdida de vidas humanas fue el de enero del 2001, el cual generó gran destrucción, de manera generalizada, en las zonas central y costera del país. Su epicentro fue en la zona de subducción, con una magnitud de 7.6 en la escala de Richter y una profundidad de 39 kilómetros. De los sismos analizados, solamente se encuentran dos originados en la zona de subducción, el de enero 2001 y el “sismo olvidado” de 1982, el cual tuvo como epicentro la zona de subducción y una magnitud de 7.0 en la escala de Richter, su impacto fue leve y fue el que menor pérdidas humanas causó (SNET, 2004)

	<b>Fecha</b>	<b>Magnitud</b>	<b>Pérdidas humanas</b>	<b>Lugar impactado</b>
<b>1</b>	10-10-1986	5.4	1500	San Salvador
<b>2</b>	07-06-1917	6.7	1050	San Salvador
<b>3</b>	13-01-2001	7.6	944	Territorio Nacional
<b>4</b>	06-05-1951	6.2	400	Jucuapa-Chinameca
<b>5</b>	13-02-2001	6.6	315	Zona Paracentral-San Vicente, Cuscatlán, La Paz, Usulután, Cabañas
<b>6</b>	20-12-1936	6.1	100-200	San Vicente
<b>7</b>	03-05-1965	6.0	125	San Salvador
<b>8</b>	28-04-1919	5.9	100	Zona Central-San Salvador, La Paz, La Libertad
<b>9</b>	19-06-1982	7.0	8	Territorio Nacional

**Tabla 3.1. Jerarquía de sismos por el número de pérdidas humanas. (SNET, 2004)**

Fecha	Hora GMT	Ubicación	MAG	Prof (km)	Intensidad Máxima (MM)	Epicentro	Comentarios
<b>19 de junio de 1982</b>	06:21	13.30° N 89.30° O	7.0	82	VII en San Salvador	Océano Pacífico	Según informe de Cruz Roja Salvadoreña, 8 personas murieron y 96 resultaron heridas. Hubo un promedio de 5000 personas damnificadas
<b>10 de octubre de 1986</b>	17:49	13.67° N 89.19° O	5.4	7.3	VIII-IX en San Salvador	San Salvador	1,500 muertos, 10,000 heridos, unas 60,000 viviendas destruidas o seriamente dañadas.
<b>13 de enero de 2001</b>	17:34	12.83° N 88.79° O	7.6	39.0	VII en San Salvador	Zona de Subducción	Se reportan 944 fallecidos, 1155 edificios públicos dañados, 108,261 viviendas destruidas, 19 hospitales dañados, 405 iglesias dañadas, 445 derrumbes
<b>13 de febrero de 2001</b>	14:22	13.64° N 88.94° O	6.6	13.0	VI en San Salvador	Zona de San Vicente	Se reportan 315 fallecidos, 82 edificios públicos dañados, 41302 viviendas destruidas, 5 hospitales dañados, 73 iglesias dañadas, 71 derrumbes

**Tabla 3.2. Resumen de terremotos de 1982, 1986 y 2001 (SNET)**

La tabla 3.2, presenta un resumen de los aspectos sismológicos, los efectos materiales, humanos y sociales, de los terremotos del 19 de junio de 1982, el 10 de octubre de 1986, el 13 de enero de 2001 y el 13 de febrero de 2001.

### **3.3 ACELOROGRAMAS DE ANALISIS**

#### **3.3.1 ACELEROGRAMA**

Los instrumentos que registran los movimientos fuertes del terreno se les llama acelerógrafos porque registran las aceleraciones del terreno como una función del tiempo, opuesto a lo que hacen los sismógrafos que registran el desplazamiento o la velocidad del terreno.

Un acelerograma es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto.

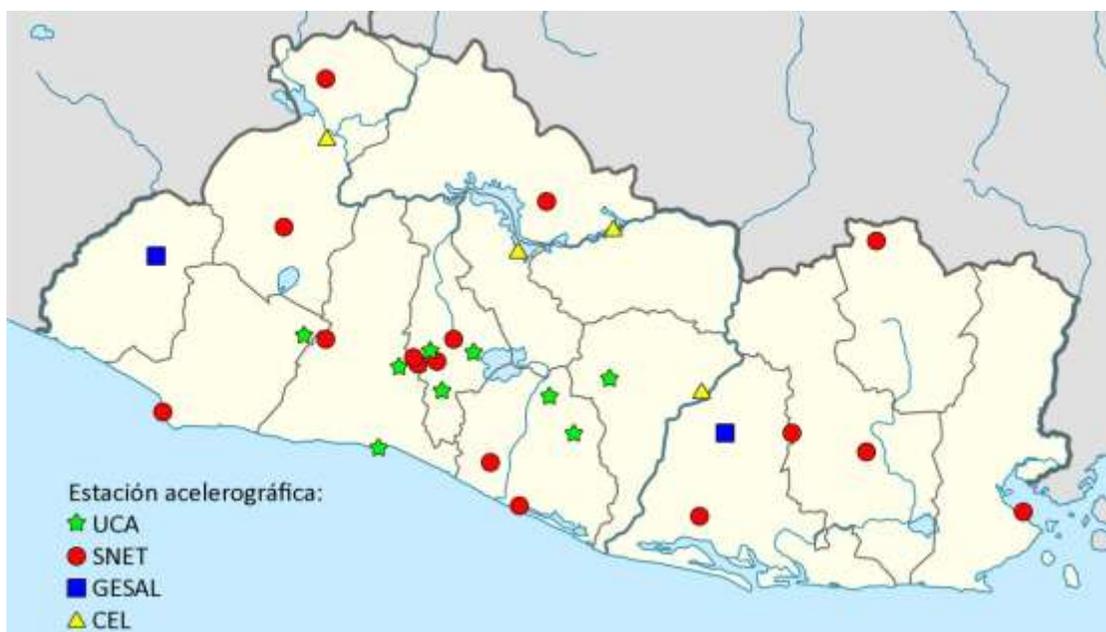
Se pueden determinar 3 tipos de acelerogramas:

- Acelerogramas artificiales: generados a partir de los espectros.
- Acelerogramas sintéticos: generados a partir de los modelos de rotura de falla
- Acelerogramas reales: generados a partir de los registros de los terremotos.

En esta investigación se utilizará acelerogramas reales, los cuales registran la aceleración del suelo según tres direcciones perpendiculares; dos horizontales y una vertical. Debido a que la variación de la aceleración es muy irregular en el tiempo, es necesario que la toma de datos se realice en intervalos muy pequeños de tiempo, utilizándose generalmente valores de 0.005 a 0.02 s.

### 3.3.2 ACELEROGRAMAS CONSIDERADOS EN EL ANÁLISIS

El Salvador cuenta con 4 redes acelerográficas: Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), Comisión Ejecutiva del Rio Lempa (CEL), Geotérmicas Salvadoreñas (GESAL), y Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG, ahora Dirección General del Observatorio Ambiental, DGOA), ver Figura 3.3. Como afirma Hernández y Ramírez, que las redes CIG y UCA, tienen mayor relevancia como red gubernamental y educativa respectivamente. Por lo tanto, se tomó la decisión de utilizar estas dos redes (CIG y UCA), para el trabajo de investigación.



**Figura 3.3 Red Acelerográfica de El Salvador. (Hernández y Ramírez 2016)**

Se utilizará los acelerogramas en las dos direcciones horizontales, excluyendo la dirección vertical. La Tabla 3.3, se muestran los 11 acelerogramas (7 de la red CIG y 4 de la red UCA), que se utilizaran en este trabajo de investigación.

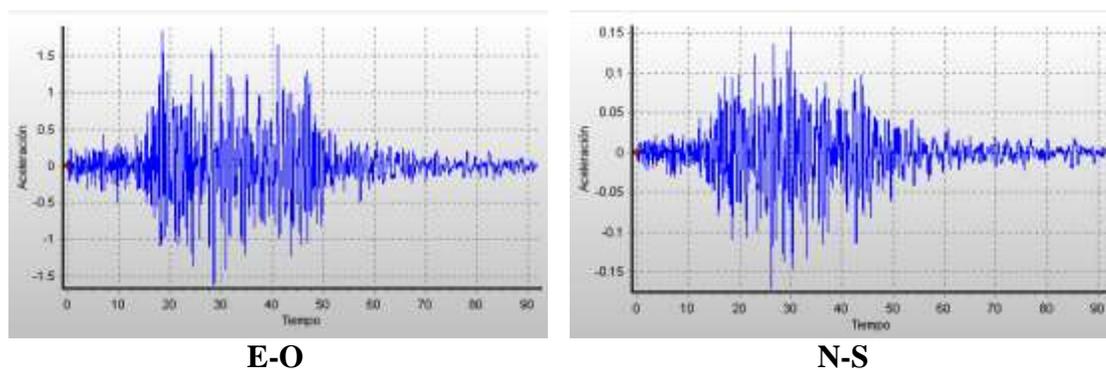
Redes acelerográficas	Fecha	Acelerogramas
CIG	19 de Junio de 1982	Observatorio
	10 de Octubre de 1986	Sótano de Hotel Camino Real
		Hotel Sheraton
		Instituto Geográfico Nacional
		Centro de Investigaciones Geotécnicas
	13 de Enero de 2001	Santa Tecla
Santiago de María		
UCA	13 de Enero de 2001	Armenia
		San Pedro Nonualco
	13 de Febrero de 2001	Tonacatepeque
		Zacatecoluca

**Tabla 3.3. Acelerogramas a utilizar**

La decisión de utilizar los 11 acelerogramas mostrados en la Tabla 3.3, es debido a que la tipología estructural de mampostería, se encuentra alrededor de todo el territorio salvadoreño y estos lo abarca en su totalidad

### 3.3.3 REGISTROS ACELEROGRAFICOS

#### 3.3.3.1 19 DE JUNIO DE 1982



**Figura 3.4 Acelerogramas 19 de junio de 1982.**

### 3.3.3.2 10 DE OCTUBRE DE 1986

#### SÓTANO DE HOTEL CAMINO REAL

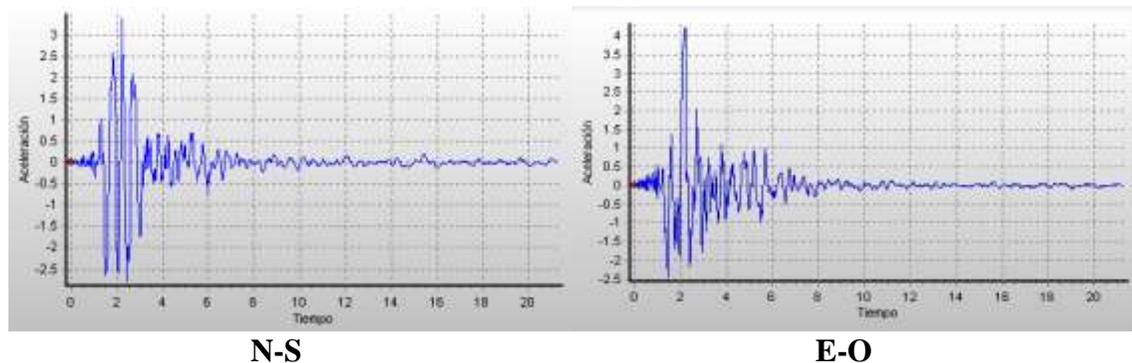


Figura 3.5 Acelerogramas de Hotel Camino Real (10 de octubre de 1986)

#### HOTEL SHERATON

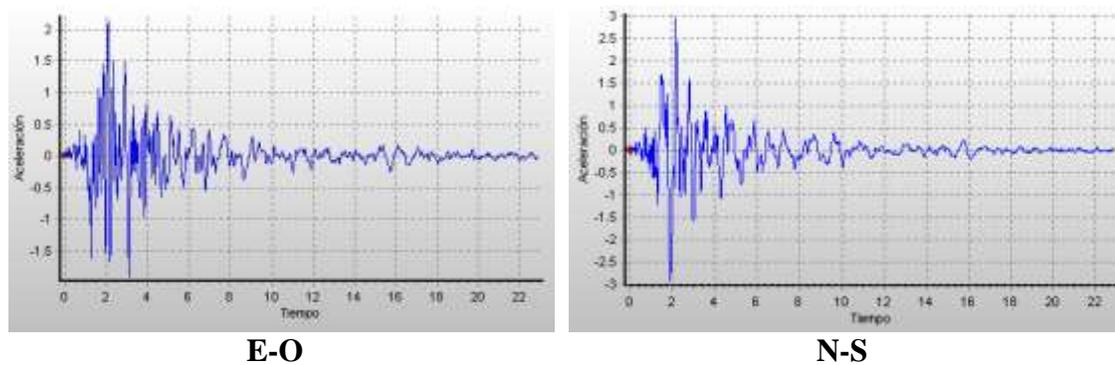
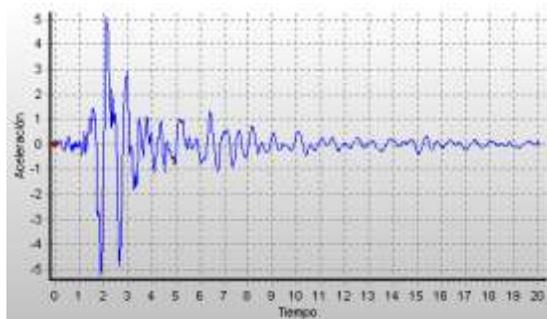
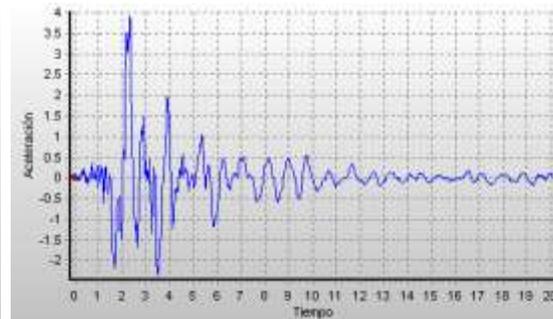


Figura 3.6 Acelerogramas de Hotel Sheraton (10 de octubre de 1986)

### INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL (IGN)



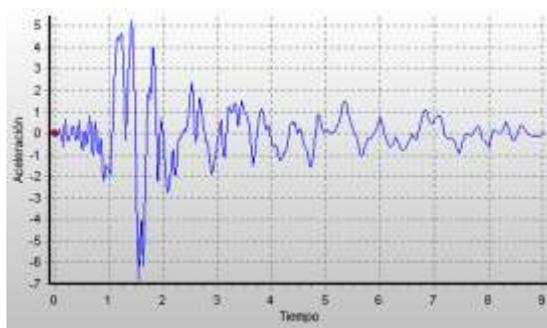
**N-S**



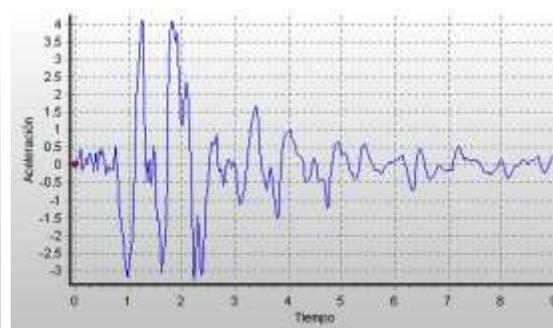
**E-O**

**Figura 3.7 Acelerogramas de Instituto Geográfico Nacional (10 de octubre de 1986)**

### CENTRO DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS



**E-O**



**N-S**

**Figura 3.8 Acelerogramas de Centro de Investigaciones Geotécnicas (10 de octubre de 1986)**

### 3.3.3.3 13 DE ENERO DE 2001

#### SANTA TECLA

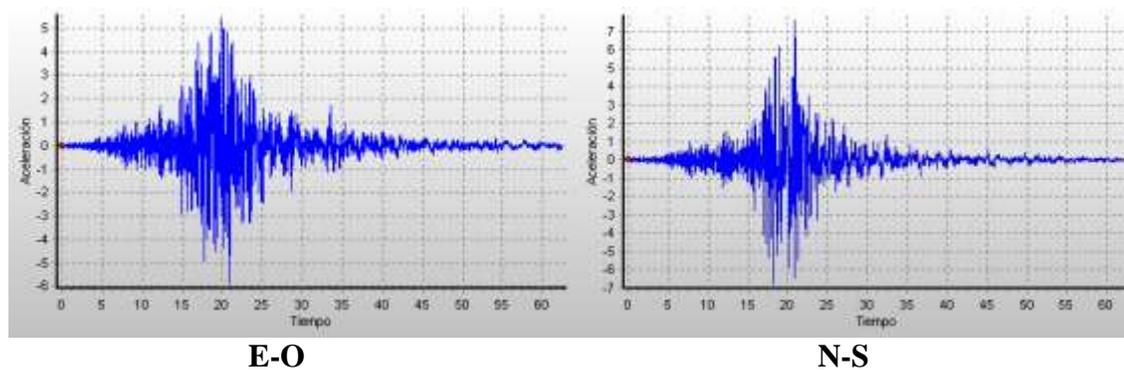


Figura 3.9 Acelerogramas de Santa Tecla (13 de enero de 2001)

#### SANTIAGO DE MARÍA

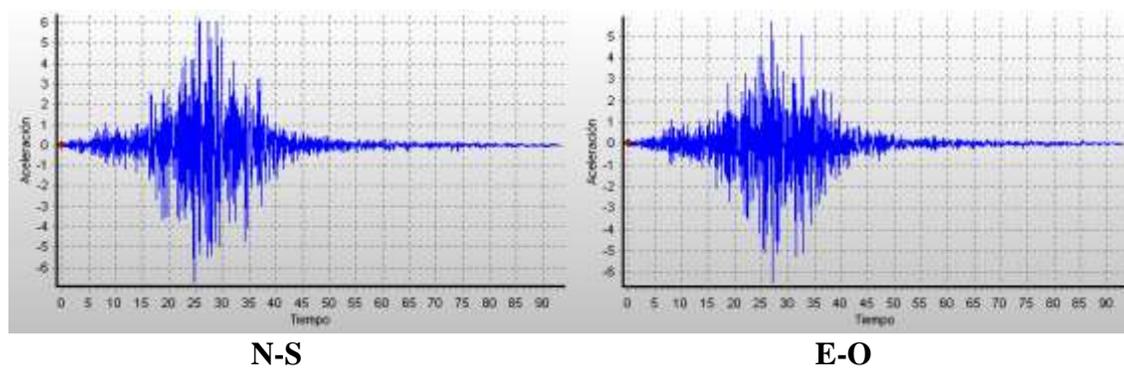
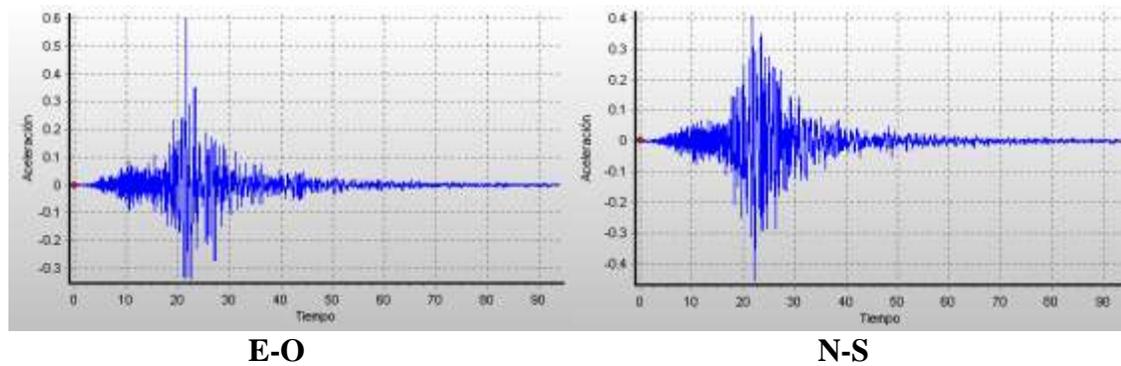
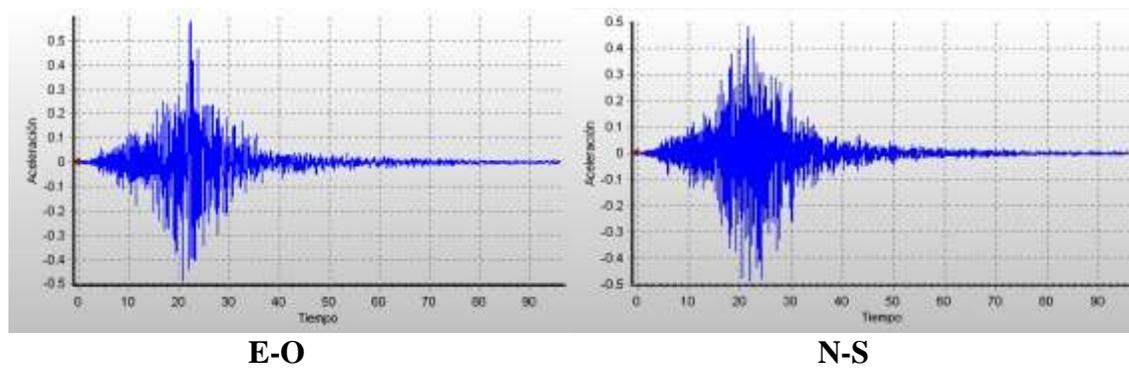


Figura 3.10 Acelerogramas de Santiago de María (13 de enero de 2001)

**ARMENIA**

**Figura 3.11 Acelerogramas de Armenia (13 de enero de 2001)**

**SAN PEDRO NONUALCO**

**Figura 3.12 Acelerogramas de San Pedro Nonualco (10 de octubre de 1986)**

### 3.3.3.4 13 DE FEBRERO DE 2001

#### TONACATEPEQUE

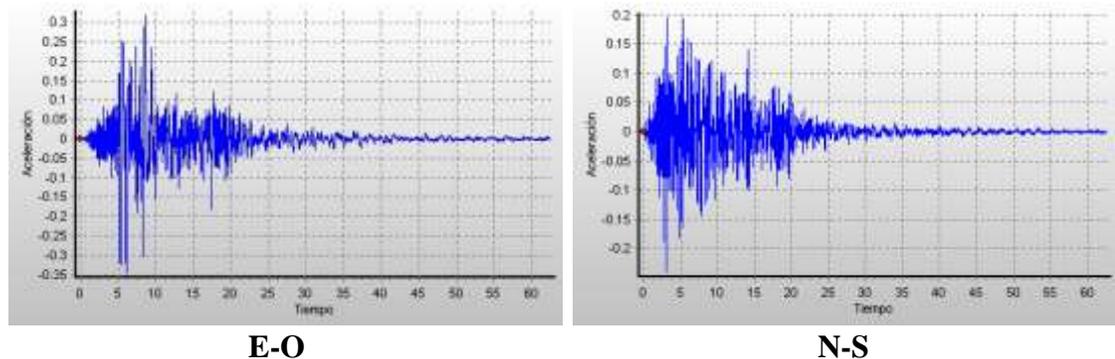


Figura 3.9 Acelerogramas de Tonacatepeque (13 de febrero de 2001)

#### ZACATECOLUCA

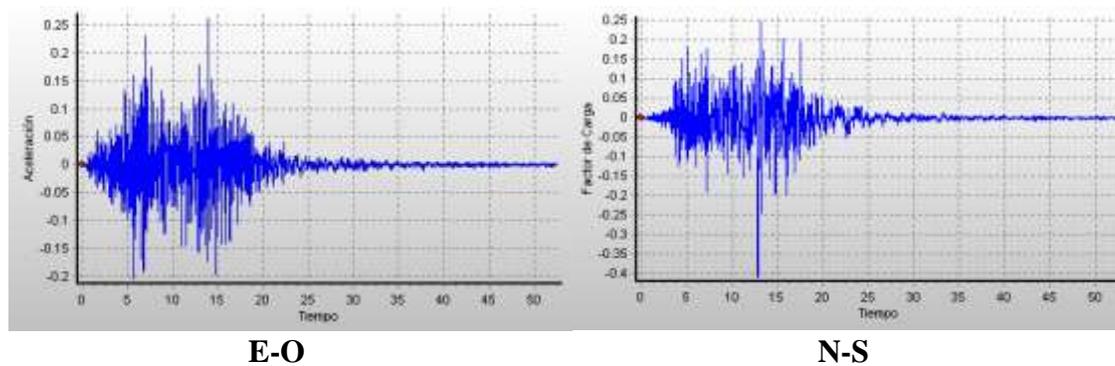


Figura 3.10 Acelerogramas de Zacatecoluca (13 de febrero de 2001)

# **CAPÍTULO 4:**

## **MODELO MATEMÁTICO**

## **4.1 INTRODUCCIÓN**

Para la realización del Análisis Dinámico No Lineal, se necesita un modelaje matemático de la estructura eficiente, para que los resultados sean lo más preciso posibles.

Este capítulo engloba todo este tema del modelaje de las estructuras que se utilizará, para determinar las curvas de fragilidad. Como primer apartado se hace una descripción de las características de las estructuras, la configuración geométrica y las definiciones de las 5 modelos. El segundo apartado muestra características físicas, los materiales, las clases y tipos de secciones, las cargas aplicadas y todo lo referente para realizar el modelaje en el programa computacional SeismoStruct v2016. En el último apartado, se detallan los estados límites de daños que se utilizarán para este trabajo de investigación.

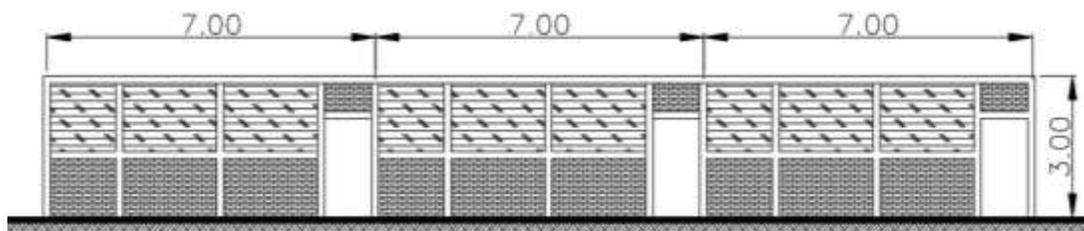
## **4.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURAS**

En este trabajo de investigación se analizaron aproximadamente 510 planos, tantos arquitectónicos como estructurales, que proporcionó el Ministerio de Educación de El Salvador (MINED), los cuales sirvieron como insumos para la obtención de los modelos matemáticos.

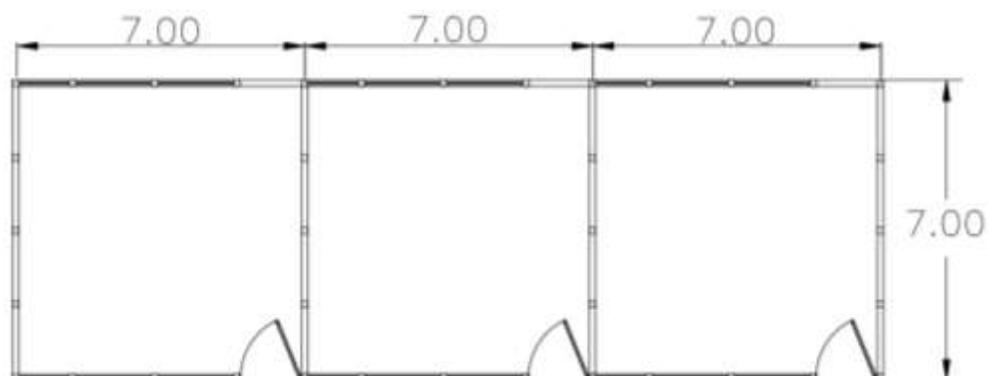
De los planos que el Ministerio de Educación (MINED), se obtuvieron edificios de un nivel, de 3 y 6 módulos, como los más representativos de las mamposterías reforzada y confinada. Pero lamentablemente no se obtuvieron datos de la mampostería de dos niveles por lo que se decidió tomar como insumo un edificio de la Universidad de El Salvador, en la facultad de Economía, el cual cumple con las características de la tipología en análisis.

A continuación, se presenta un breve resumen de todos los modelos que se utilizarán para la realización de este trabajo de investigación:

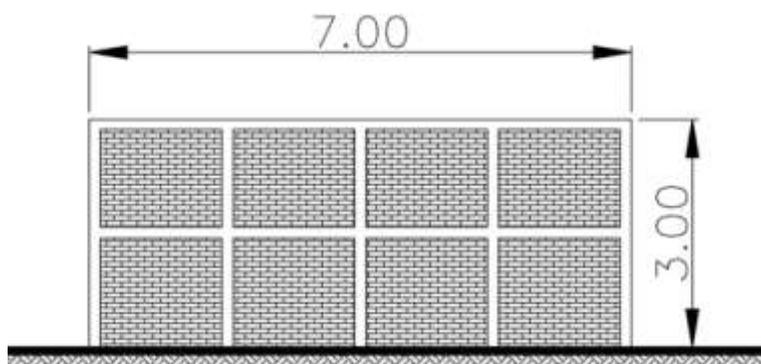
- Dos modelos de mampostería confinada de ladrillo de arcilla cocida de un nivel de 3 y 6 módulos, con un largo y ancho de 7 metros con una altura de las paredes de 3 metros. Cada una de las paredes confinadas por nervios y soleras de concreto armado con dimensiones de 15x15 cm y 15x20 cm respectivamente. Las paredes de mampostería son de 14 cm de espesor, en las figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 se puede observar la distribución de las paredes de la estructura.



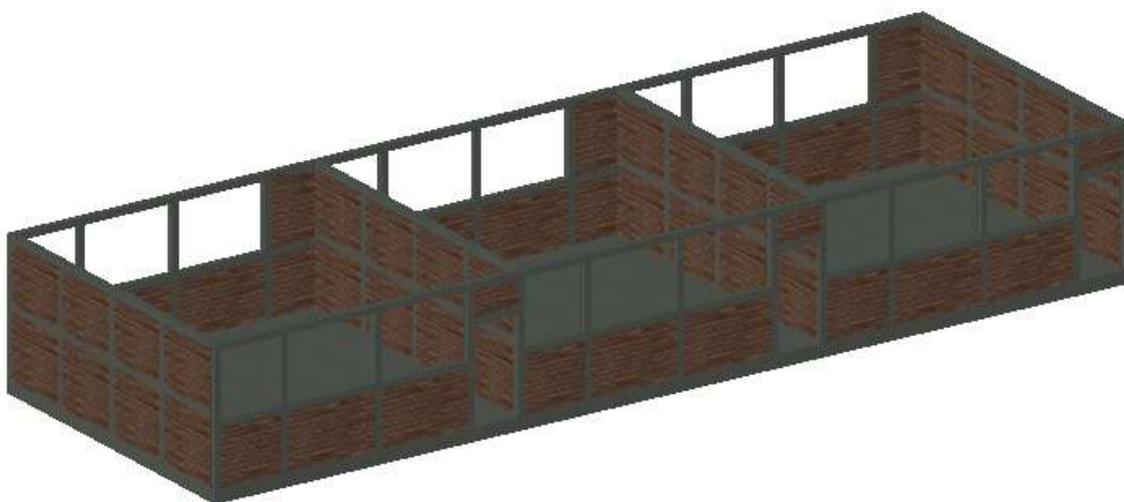
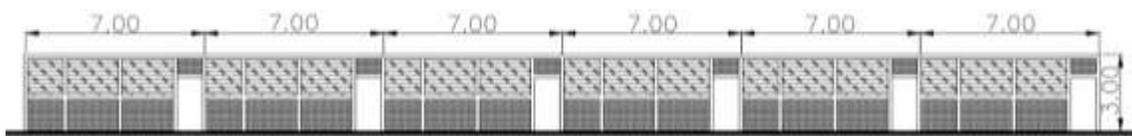
Elevación Frontal



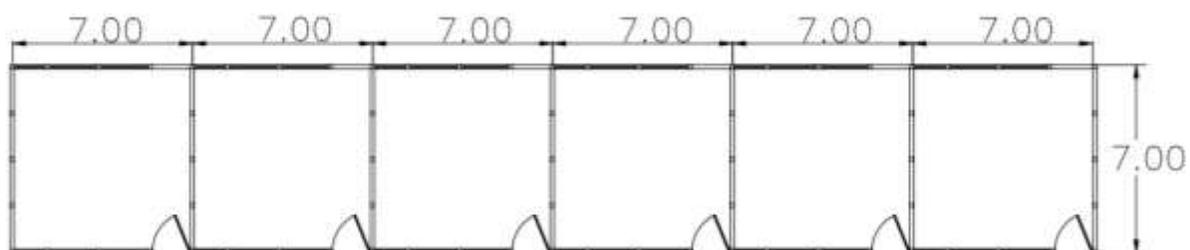
Vista en Planta



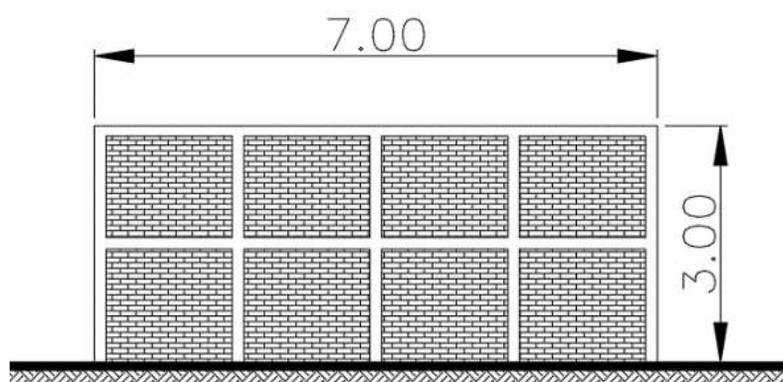
Vista en Lateral

**Figura 4.1 Modelo de mampostería confinada de 3 Módulos****Figura 4.2 Vista en 3D de Modelo de mampostería confinada de 3 Módulos**

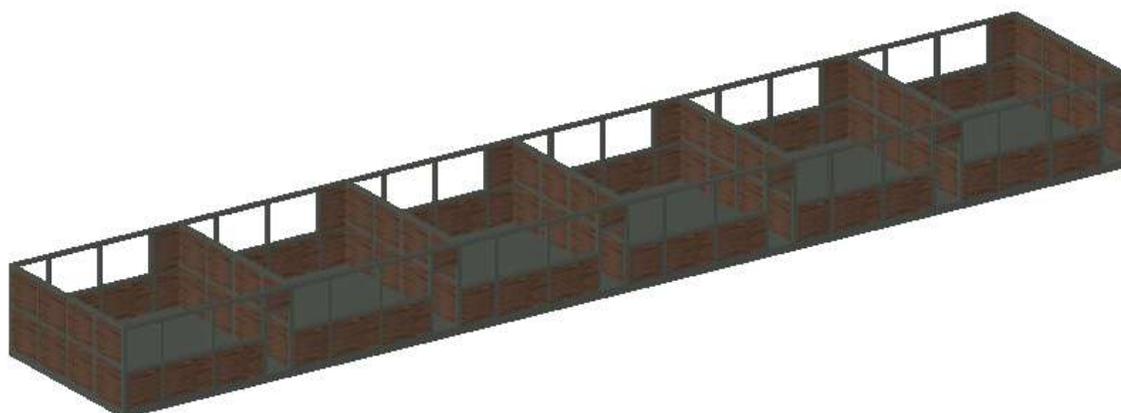
Elevación Frontal



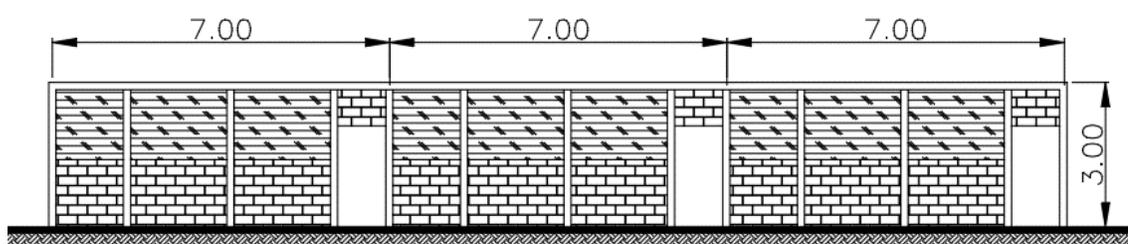
Vista en Planta



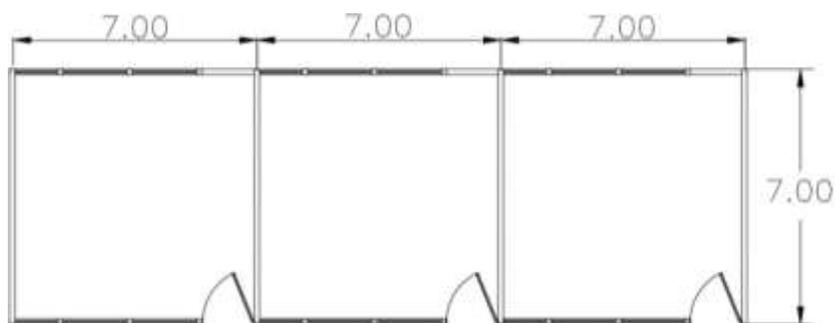
Vista en Lateral

**Figura 4.3 Vista de Modelo de mampostería confinada de 6 Módulos****Figura 4.4 Vista en 3D de Modelo de mampostería confinada de 6 Módulos**

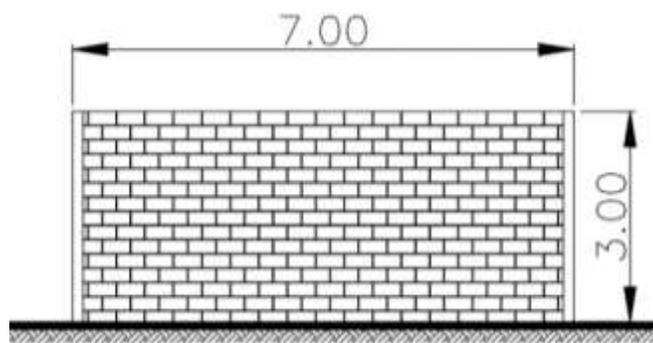
- Dos modelos de mampostería reforzada de bloque de concreto de un nivel de 3 y 6 módulos, con un largo y ancho de 7 metros con una altura de las paredes de 3 metros. Cada una de las paredes confinadas por nervios y soleras de concreto armado. Las paredes de mampostería son de 15 cm de espesor, en las figuras 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8 se puede observar la distribución de las paredes de la estructura.



Elevación Frontal

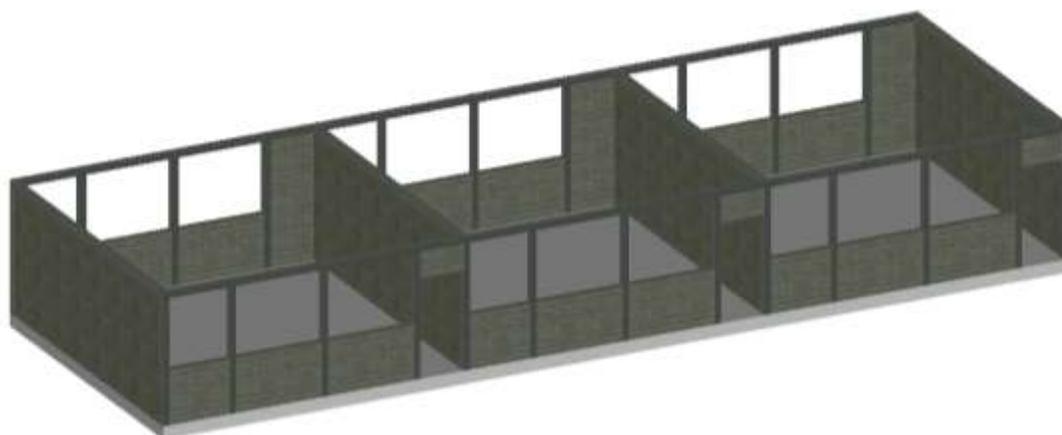


Vista en Planta

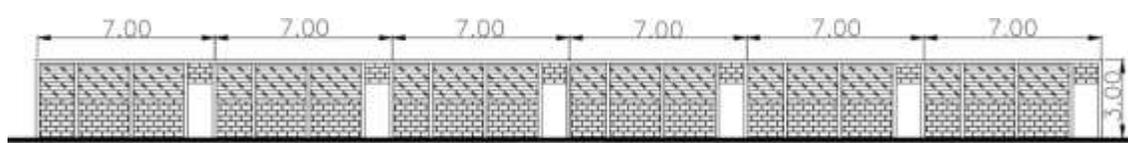


Vista en Lateral

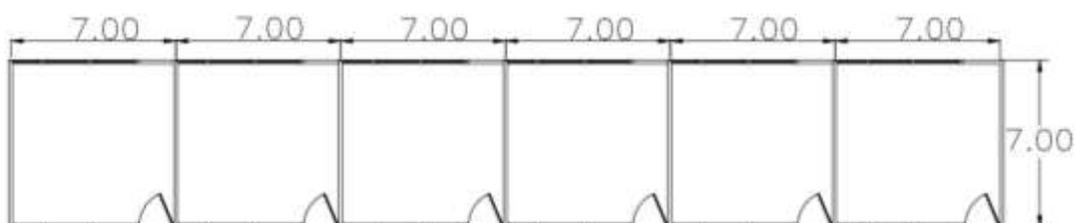
**Figura 4.5 Modelo de mampostería reforzada de 3 Módulos**



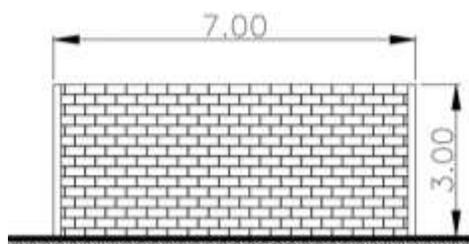
**Figura 4.6 Vista en 3D de Modelo de mampostería reforzada de 3 Módulos**



Elevación Frontal

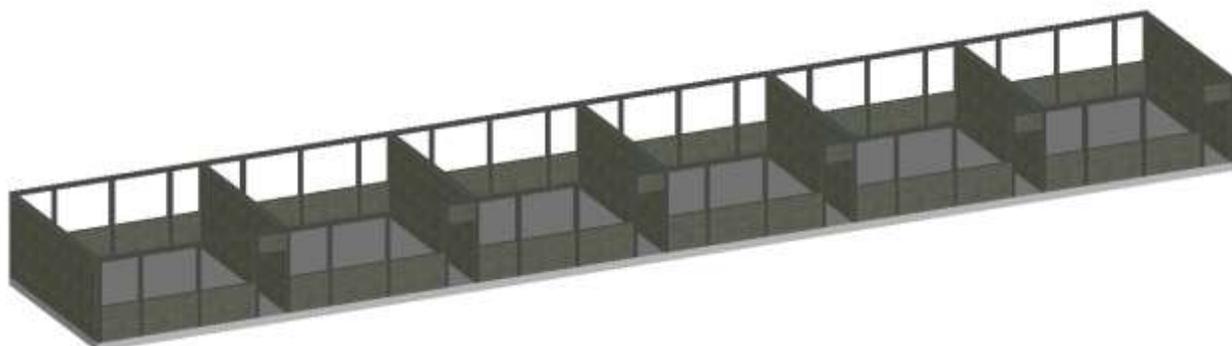


Vista en Planta



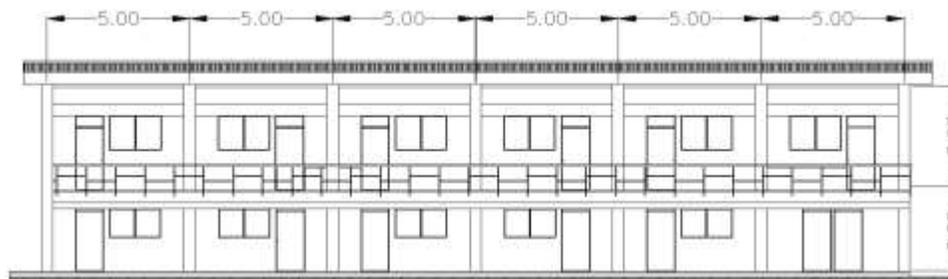
Vista en Lateral

**Figura 4.7 Vista de Modelo de mampostería reforzada de 6 Módulos**

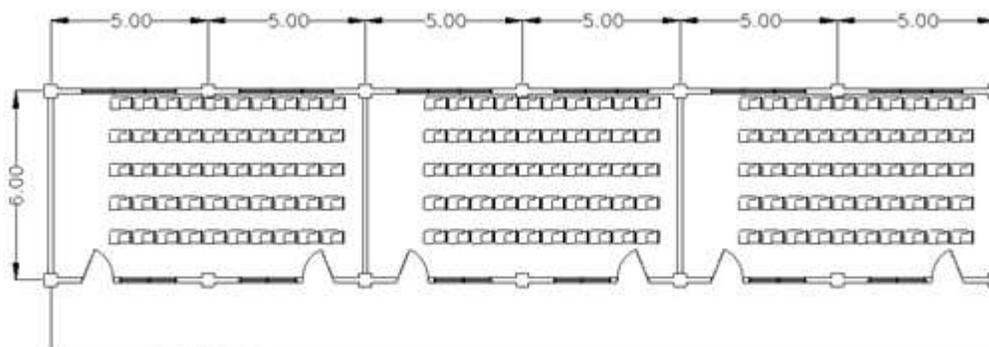


**Figura 4.8 Vista en 3D de Modelo de mampostería reforzada de 6 Módulos**

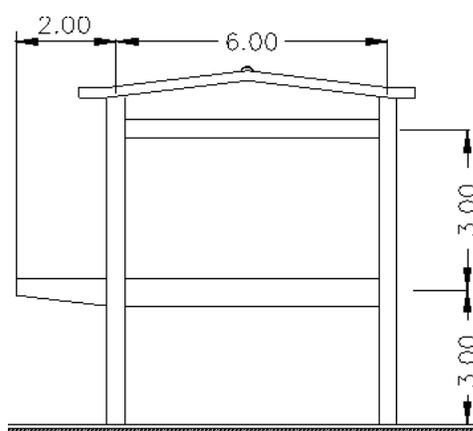
- Un modelo de mampostería reforzada de bloque de concreto de dos niveles, con un largo de 30 metros y ancho de 7 metros con una altura de las paredes por nivel de 3 metros. Cada una de las paredes confinadas por columnas de mampostería y vigas de concreto armado. Las paredes de mampostería del primer nivel son de 20 cm de espesor y las del segundo nivel de 15 cm de espesor en las figuras 4.9 y 4.10 se puede observar la distribución de paredes de la estructura. Este modelo posee una losa rígida monolítica de 15 cm de grosor en toda la edificación, que es capaz de soportar las cargas que se generan en el segundo nivel debido a su peso propio y cargas de servicio (vivas y muertas).



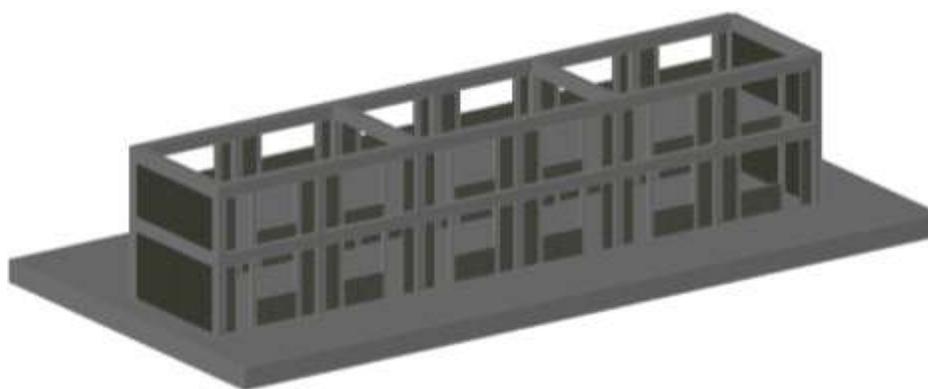
Elevación Frontal



Vista en planta



Vista en Lateral

**Figura 4.9 Modelo de mampostería reforzada de dos niveles****Figura 4.10 Vista en 3D de Modelo de mampostería reforzada de dos niveles**

### 4.3 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La modelación matemática se realizó por medio de la ayuda de un programa computacional (SeismoStruct v2016), el cual es idóneo para ejecutar el Análisis Dinámico Incremental, tal como se mencionó en el capítulo 2.3

#### 4.3.1 MATERIALES

##### 4.3.1.1 CONCRETO

Para definir las propiedades del concreto que se utilizará para los modelos matemáticos, se empleará el modelo no lineal de Mander para concreto confinado, que se encuentra detallado en la sección 2.3.5.1, de este documento. La tabla 4.1 muestra los datos que se empleará para definir el concreto en los modelos.

<b>Descripción</b>	<b>Valores</b>	<b>Unidades</b>
<b>Esfuerzo a la compresión medio</b>	20.59	MPa
<b>Esfuerzo a la Tracción Medio</b>	0.00	MPa
<b>Módulo de Elasticidad</b>	2.1329E+004	MPa
<b>Peso específico</b>	24.00	kN/m <sup>3</sup>
<b>Factor de Confinamiento</b>	1.2	

**Tabla 4.1. Propiedades del Concreto.**

El valor del esfuerzo a la compresión equivale a un concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup>. El valor del esfuerzo a la tracción en ocasiones, dependiendo del modelo estructural y de la carga aplicada, la abertura de fisuras puede introducir inestabilidades numéricas en el análisis, entonces es posible ignorar por completo la resistencia a tracción (es decir,  $f_t=0$  MPa), y de esta forma la estabilidad del análisis será alcanzada más fácilmente. (SeismoStruct v2016)

### 4.3.1.2 ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo se definió por medio del modelo de Menegotto-Pinto, tal como se describe en la sección 2.3.5.3. La Tabla 4.2, detalla las propiedades que se utilizaron para el acero de refuerzo.

Descripción	Valores	Unidades
Límite de fluencia	4120.20	MPa
Módulo de Elasticidad	2.0012E+005	MPa
Peso específico	78.00	kN/m <sup>3</sup>

**Tabla 4.2. Propiedades del Acero de Refuerzo.**

### 4.3.2 SECCIONES

Todas las secciones se definieron como rectangulares de concreto armado, esto se describe en la sección 2.3.5, la región correspondiente al concreto confinado es determinada automáticamente por el programa utilizando el espesor del recubrimiento, el cual se mide desde el centro del estribo al borde de la sección. Este espesor de recubrimiento es considerado por el programa para todas las secciones de concreto armado. En la modelación se utilizó el valor por defecto 2.5 cm, el cual está definido por la norma de diseño ACI-318 como el valor mínimo recomendado. Se debe tomar en cuenta que las barras de refuerzo longitudinal se deben colocar dentro de la región confinada de concreto. Es necesario la definición de vínculos rígidos, que conecten los elementos estructurales adyacentes, con esto se logra una compatibilidad entre el desplazamiento de los elementos estructurales a los que se encuentran acoplados. Las secciones definidas se muestran en la Tabla 4.3.

Sección	Materiales	
	Concreto	Acero de Refuerzo
<b>Nervio</b>	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
<b>Solera</b>	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

**Tabla 4.3. Secciones de los modelos.**

#### 4.3.3 CLASES DE ELEMENTOS

Los nervios y soleras fueron definidos en la clase de elemento que el programa denomina como: elemento inelástico tipo pórtico basado en fuerzas (ver sección 2.3.6.1). Cada sección se debe subdividir en un número de fibras, que debe ser definido por el usuario, para el correcto cálculo del equilibrio, el cual se realiza en cada sección de integración del elemento. Estas subdivisiones del elemento permiten la integración de la respuesta uniaxial no lineal del material en cada una de las fibras individuales con el cual se obtiene el estado de esfuerzo-deformación, gracias a estas divisiones se puede tener en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro y en la altura de la sección.

Las paredes de mampostería (ladrillo de arcilla cocida y bloque de concreto), fueron definidos en la clase de elemento que el programa denomina como: elemento inelástico infill panel (ver sección 2.3.6.2).

#### 4.3.4 VÍNCULOS INTERNOS

En el programa SeismoStruct hay disponibles tres tipos de vínculos internos, que son: Vínculo Rígido, Diafragma Rígido y GDL Enlazado. En la modelación de la edificación de mampostería de bloque de concreto de dos niveles se utiliza el diafragma rígido en el primer entrepiso, el cual restringe ciertos grados de libertad de los nodos esclavos al nodo

maestro (los nodos restringidos rotarán/se desplazarán en un plano dado, manteniendo invariable su posición relativa), este tipo de vínculo interno utiliza los planos rígidos, definidos por el programa, de forma tal que todos los nodos restringidos se desplazarán como si se encontraran unidos mediante brazos de palanca rígidos.

Para los modelos de un nivel no se realiza este tipo de vínculo ya que el diafragma superior es flexible (techo).

#### 4.3.5 VÍNCULOS EXTERNOS.

El programa también permite modelar las condiciones de borde del modelo estructural, éstas son definidas en el módulo: vínculos externos, en el cual todos los nodos estructurales pueden ser restringidos en cualquiera de los seis grados de libertad. En esta modelación todos los elementos que llegan a la base de la estructura serán restringidos en todas las direcciones ( $x+y+z+rx+ry+rz$ ).

#### 4.3.6 CARGAS

Las cargas verticales que se definen en el modelo de la estructura corresponden a las cargas permanentes (Tabla 4.2) y las cargas vivas utilizadas (Tabla 4.3). Los pesos correspondientes a los elementos estructurales definidos en la modelación no son agregados ya que el programa los calcula automáticamente.

Como se definió en la sección 2.3.7, las condiciones de cargas se realizarán por medios de los lineamientos del ATC-2010, que establece la combinación del total de carga muerta y una fracción de la carga viva (20%).

DESCRIPCIÓN	PESO SUPERFICIAL (Kg/m <sup>2</sup> )
<b>Lámina de Fibrocemento</b>	17
<b>Pared de Bloque de 10x20x40</b>	210
<b>Pared de Bloque de 15x20x40</b>	270
<b>Cerámica</b>	50
<b>Baldosa</b>	52
<b>Ventanería</b>	35
<b>Divisiones</b>	70
<b>Estructura metálica</b>	17
<b>Espejo 4 mm de espesor</b>	12.4
<b>Cielo falso e Instalaciones Eléctricas</b>	30

**Tabla 4.4 Pesos para cargas permanentes**

<b>Cargas Vivas Máximas e Instantáneas</b>		
	W <sub>max</sub> (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>inst</sub> (Kg/m <sup>2</sup> )
<b>Aulas</b>	250	120
<b>Comunicación para Peatones</b>	350	150
<b>Carga de Cubierta (Pendiente mayor a 5%)</b>	20	0

**Tabla 4.5 Cargas Vivas utilizadas.**

#### **4.4 LÍMITES DE LOS ESTADOS DE DAÑO**

Los límites de los estados de daño se definen como aquellos parámetros para los que, de ser superados, puede considerarse que el edificio no cumple alguna de los criterios de desempeño para los que fue proyectado. El procedimiento de comprobación de cualquier estado de daño consiste en comprobar que el efecto de las acciones consideradas sobre las edificaciones es inferior (o igual) a cierto parámetro indicador, con una fiabilidad aceptable.

Para definir estos límites de los estados de daños, se apoyó de la combinación de los dos procedimientos descritos en el apartado 2.2.4. El primero tomando directamente los datos

descritos en la Tabla 6.6 del GEM Technical Report 2015-08 v1.0.0. Que fueron obtenidas por pruebas de laboratorio y pruebas experimentales in-situ reportadas en la literatura sobre casas enteras o muros de tamaño completo, diferenciado por el modo de falla. El rango dado para cada valor también refleja la dispersión que depende del tipo de mampostería considerada, que incluye piedra y ladrillo no reforzada, hecho con mortero y cal. La tabla 4.6 muestra los valores GEM

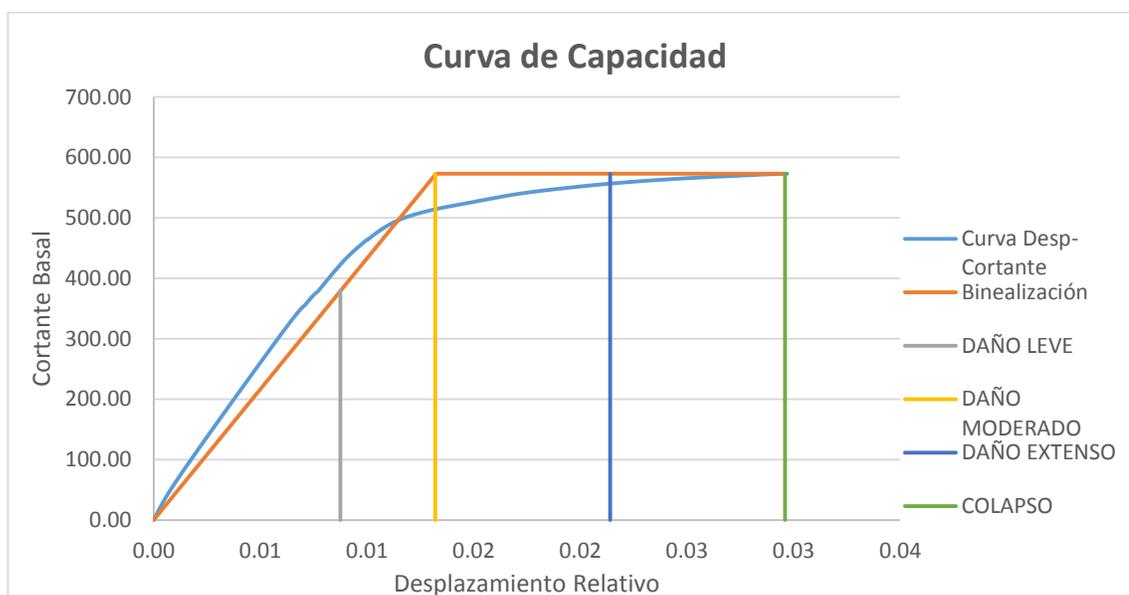
<b>Estado de Daño</b>	<b>Rango de Deriva (%)</b>
<b>Leve</b>	0.18-0.23
<b>Daño Estructural</b>	0.65-0.90
<b>Cerca del Colapso</b>	1.23-1.92
<b>Colapso</b>	2.0-4.0

**Tabla 4.6. Valores predefinidos de umbrales de daños para edificios de mampostería del GEM Technical Report 2015-08 v1.0.0 (Tabla. 6.6)**

El segundo procedimiento se basa en la realización de un análisis estático no lineal (Pushover), a las dos tipologías de mamposterías confinada y reforzada. A las cuales se le aplicaron cargas en el eje x a las paredes, distribuidas con respecto a las rigideces de cada nudo. Las figuras 4.11 y 4.12 muestran las curvas de capacidad (Cortante Basal vs Desplazamiento) del AENL para las tipologías, también muestran la binealización que se utiliza para la obtención la fluencia total del sistema, con ella se obtiene un límite del estado de daño. Los demás límites se obtienen cómo se describe a continuación:

- Daño Leve: representa la primera fluencia del acero
- Daño Moderado: representa la fluencia general del sistema

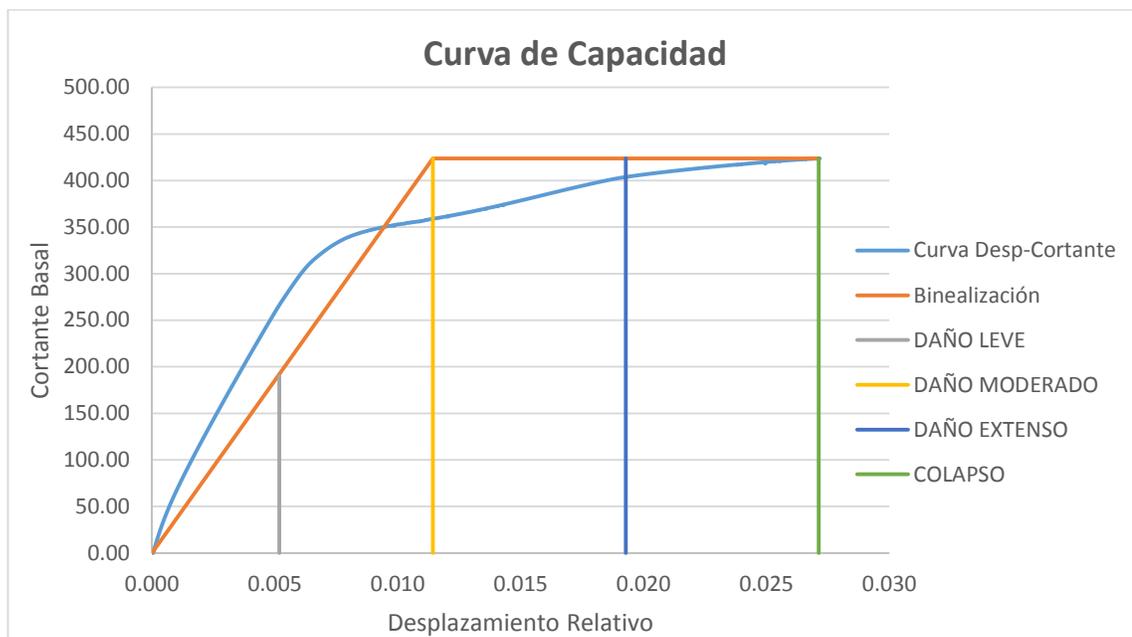
- Daño Extenso: el valor máximo de cortante o en el caso de esta investigación con la siguiente formula  $S_d = S_{dy} + 0.50(S_{du} - S_{dy})$ , esta fórmula se obtuvo del documento GEM Technical Report 2015-08 v1.0.0.
- Colapso: el esfuerzo máximo alcanzado o el decremento del cortante máximo en un 10 %



**Figura 4.11. Binalización de curva de capacidad, mampostería confinada**

ESTADOS LIMITES	DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
DAÑO LEVE	0.00875
DAÑO MODERADO	0.0132
DAÑO EXTENSO	0.0214
COLAPSO	0.0296

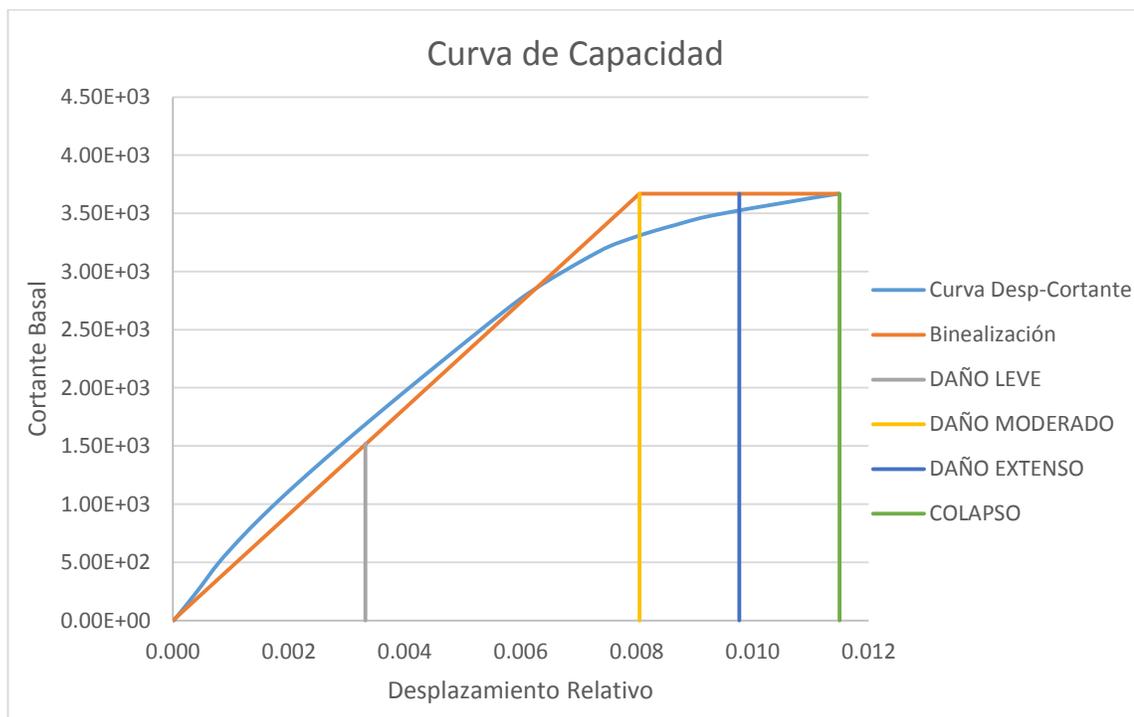
**Tabla 4.7. Desplazamientos relativos de mampostería confinada**



**Figura 4.12. Binalización de curva de capacidad, mampostería reforzada**

ESTADOS LIMITES	DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
DAÑO LEVE	0.00518
DAÑO MODERADO	0.01143
DAÑO EXTENSO	0.01928
COLAPSO	0.02713

**Tabla 4.8. Desplazamientos relativos de mampostería reforzada**



**Figura 4.13. Binealización de curva de capacidad, mampostería reforzada de dos niveles**

ESTADOS LIMITES	DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS
DAÑO LEVE	0.00332
DAÑO MODERADO	0.00805
DAÑO EXTENSO	0.00977
COLAPSO	0.0115

**Tabla 4.9. Desplazamientos relativos de mampostería reforzada de dos niveles**

De los desplazamientos obtenidos del Análisis Estático No Lineal (AENL), se consiguen

las derivas de entrepiso con la siguiente formula:

$$\delta(\%) = \frac{\text{Desplazamiento} \times 100}{\text{Altura de entrepiso}} \quad \text{Ec. 4.1}$$

Las tablas 4.9 y 4.10, hacen un resumen de los datos mencionados anteriores, y los valores que se utilizará para determinar las curvas de fragilidad, que se determinaron del promedio de los dos datos representados.

<b>ESTADOS LIMITES</b>	<b>DERIVAS (%)</b>		
	<b>GEM TECHNICAL REPORT</b>	<b>Análisis Estático No Lineal</b>	<b>Valores investigación</b>
<b>DAÑO LEVE</b>	0.18 - 0.23	0.29	<b>0.25</b>
<b>DAÑO MODERADO</b>	0.65 - 0.90	0.44	<b>0.61</b>
<b>DAÑO EXTENSO</b>	1.23 - 1.92	0.71	<b>1.14</b>
<b>COLAPSO</b>	2.0 - 4.0	0.99	<b>2.00</b>

**Tabla 4.10. Estados límites de mampostería confinada**

<b>ESTADOS LIMITES</b>	<b>DERIVAS (%)</b>		
	<b>GEM TECHNICAL REPORT</b>	<b>Análisis Estático No Lineal</b>	<b>Valores investigación</b>
<b>DAÑO LEVE</b>	0.18 - 0.23	0.17	<b>0.19</b>
<b>DAÑO MODERADO</b>	0.65 - 0.90	0.38	<b>0.58</b>
<b>DAÑO EXTENSO</b>	1.23 - 1.92	0.64	<b>1.11</b>
<b>COLAPSO</b>	2.0 - 4.0	0.90	<b>1.95</b>

**Tabla4.11. Estados límites de mampostería reforzada**

<b>ESTADOS LIMITES</b>	<b>DERIVAS (%)</b>		
	<b>GEM TECHNICAL REPORT</b>	<b>Análisis Estático No Lineal</b>	<b>Valores investigación</b>
<b>DAÑO LEVE</b>	0.18 - 0.23	0.11	<b>0.16</b>
<b>DAÑO MODERADO</b>	0.65 - 0.90	0.27	<b>0.52</b>
<b>DAÑO EXTENSO</b>	1.23 - 1.92	0.33	<b>0.95</b>
<b>COLAPSO</b>	2.0 - 4.0	0.38	<b>1.69</b>

**Tabla4.11. Estados límites de mampostería reforzada de dos niveles**

# **CAPÍTULO 5:**

## **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

## 5.1 INTRODUCCIÓN

Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada.

Esa representación gráfica es el objetivo de este capítulo, las cuales se obtienen para mamposterías confinadas y reforzadas de uno y dos niveles.

Después de analizar 55 modelos y obtener por medio del Análisis Dinámico Incremental un aproximado de 700 puntos, este capítulo muestra los resultados, de los datos mencionados anteriormente.

## 5.2 RESULTADOS

Para la realización de este trabajo de investigación se realizaron 55 modelos, 22 para mampostería reforzada de un nivel, 22 para mampostería confinada de un nivel y 11 para mampostería reforzada de 2 niveles. La Tabla 5.1, muestra las combinaciones de los modelos con los sismos y los códigos para la visualización en las curvas de Análisis Dinámico Incremental (IDA)

<b>Modelos</b>	<b>Códigos</b>
<b>Mampostería Reforzada de un nivel de 3 módulos</b>	
<b>19 de junio de 1982</b>	MR3_1982
<b>Hotel Camino Real (1986)</b>	MR3_HCR1986
<b>CIG (1986)</b>	MR3_CIG1986
<b>Hotel Sheraton (1986)</b>	MR3_HS1986
<b>IGN (1986)</b>	MR3_IGN1986
<b>Santa Tecla (Enero 2001)</b>	MR3_ST2001
<b>Santiago de María (Enero 2001)</b>	MR3_SM2001
<b>Armenia (Enero 2001)</b>	MR3_AR2001

<b>Modelos</b>	<b>Códigos</b>
<b>San Pedro Nonualco (Enero 2001)</b>	MR3_SPN2001
<b>Tonacatepeque (Febrero 2001)</b>	MR3_TFEB2001
<b>Zacatecoluca (Febrero 2001)</b>	MR3_ZFEB2001
<b>Mampostería Reforzada de un nivel de 6 módulos</b>	
<b>19 de junio de 1982</b>	MR6_1982
<b>Hotel Camino Real (1986)</b>	MR6_HCR1986
<b>CIG (1986)</b>	MR6_CIG1986
<b>Hotel Sheraton (1986)</b>	MR6_HS1986
<b>IGN (1986)</b>	MR6_IGN1986
<b>Santa Tecla (Enero 2001)</b>	MR6_ST2001
<b>Santiago de María (Enero 2001)</b>	MR6_SM2001
<b>Armenia (Enero 2001)</b>	MR6_AR2001
<b>San Pedro Nonualco (Enero 2001)</b>	MR6_SPN2001
<b>Tonacatepeque (Febrero 2001)</b>	MR6_TFEB2001
<b>Zacatecoluca (Febrero 2001)</b>	MR6_ZFEB2001
<b>Mampostería Confinada de un nivel de 3 módulos</b>	
<b>19 de junio de 1982</b>	MC3_1982
<b>Hotel Camino Real (1986)</b>	MC3_HCR1986
<b>CIG (1986)</b>	MC3_CIG1986
<b>Hotel Sheraton (1986)</b>	MC3_HS1986
<b>IGN (1986)</b>	MC3_IGN1986
<b>Santa Tecla (Enero 2001)</b>	MC3_ST2001
<b>Santiago de María (Enero 2001)</b>	MC3_SM2001
<b>Armenia (Enero 2001)</b>	MC3_AR2001
<b>San Pedro Nonualco (Enero 2001)</b>	MC3_SPN2001
<b>Tonacatepeque (Febrero 2001)</b>	MC3_TFEB2001
<b>Zacatecoluca (Febrero 2001)</b>	MC3_ZFEB2001
<b>Mampostería Confinada de un nivel de 6 módulos</b>	
<b>19 de junio de 1982</b>	MC6_1982
<b>Hotel Camino Real (1986)</b>	MC6_HCR1986
<b>CIG (1986)</b>	MC6_CIG1986
<b>Hotel Sheraton (1986)</b>	MC6_HS1986
<b>IGN (1986)</b>	MC6_IGN1986
<b>Santa Tecla (Enero 2001)</b>	MC6_ST2001
<b>Santiago de María (Enero 2001)</b>	MC6_SM2001
<b>Armenia (Enero 2001)</b>	MC6_AR2001
<b>San Pedro Nonualco (Enero 2001)</b>	MC6_SPN2001
<b>Tonacatepeque (Febrero 2001)</b>	MC6_TFEB2001
<b>Zacatecoluca (Febrero 2001)</b>	MC6_ZFEB2001
<b>Mampostería Reforzada de dos niveles</b>	
<b>19 de junio de 1982</b>	MR2N_1982

<b>Modelos</b>	<b>Códigos</b>
<b>Hotel Camino Real (1986)</b>	MR2N_HCR1986
<b>CIG (1986)</b>	MR2N_CIG1986
<b>Hotel Sheraton (1986)</b>	MR2N_HS1986
<b>IGN (1986)</b>	MR2N_IGN1986
<b>Santa Tecla (Enero 2001)</b>	MR2N_ST2001
<b>Santiago de María (Enero 2001)</b>	MR2N_SM2001
<b>Armenia (Enero 2001)</b>	MR2N_AR2001
<b>San Pedro Nonualco (Enero 2001)</b>	MR2N_SPN2001
<b>Tonacatepeque (Febrero 2001)</b>	MR2N_TFEB2001
<b>Zacatecoluca (Febrero 2001)</b>	MR2N_ZFEB2001

**Tabla 5.1 Códigos de los modelos**

### 5.2.1 ACELERACIÓN ESPECTRAL Y PGA

Como se mencionó en la sección 2.5.1, para la realización de las curvas IDA, se seleccionó como medida de intensidad (IM), la aceleración máxima del terreno (PGA, por sus siglas en inglés) y la aceleración espectral del primer modo de la estructura ( $S_a$ ), la Tabla 5.2, muestra los valores de la aceleración espectral y la Tabla 5.3 muestra las aceleraciones máximas del terreno (PGA), para los acelerogramas escogidos.

<b>Sismo/Modelo</b>	<b><math>S_a</math> (MC3)</b>	<b><math>S_a</math> (MC6)</b>	<b><math>S_a</math> (MR3)</b>	<b><math>S_a</math> (MR6)</b>	<b><math>S_a</math> (MR2)</b>
<b>Periodo (<math>T_1</math>)</b>	<b>0.464</b>	<b>0.468</b>	<b>0.439</b>	<b>0.445</b>	<b>0.176</b>
<b>1982</b>	0.345	0.348	0.364	0.347	0.356
<b>HCR_1986</b>	1.547	1.560	1.568	1.579	0.466
<b>CIG_1986</b>	1.161	1.184	1.052	1.075	1.362
<b>HS_1986</b>	0.510	0.520	0.463	0.473	0.596
<b>IGN_1986</b>	1.405	1.417	1.515	1.389	0.768
<b>ST_2001</b>	1.359	1.366	1.299	1.316	2.478
<b>SM_2001</b>	1.440	1.465	1.537	1.534	3.308
<b>AR_2001</b>	1.158	1.191	0.967	0.963	0.853
<b>SPN_2001</b>	0.907	0.943	1.282	1.057	1.499
<b>TFEB_2001</b>	0.299	0.301	0.357	0.304	0.409
<b>ZFEB_2001</b>	0.272	0.275	0.315	0.282	0.504

**Tabla 5.2 Aceleraciones espectrales de los modelos y sismos en análisis.**

<b>Sismo</b>	<b>PGA</b>
<b>1982</b>	0.170
<b>HCR_1986</b>	0.345
<b>CIG_1986</b>	0.694
<b>HS_1986</b>	0.301
<b>IGN_1986</b>	0.535
<b>ST_2001</b>	0.776
<b>SM_2001</b>	0.716
<b>AR_2001</b>	0.454
<b>SPN_2001</b>	0.488
<b>TFEB_2001</b>	0.240
<b>ZFEB_2001</b>	0.262

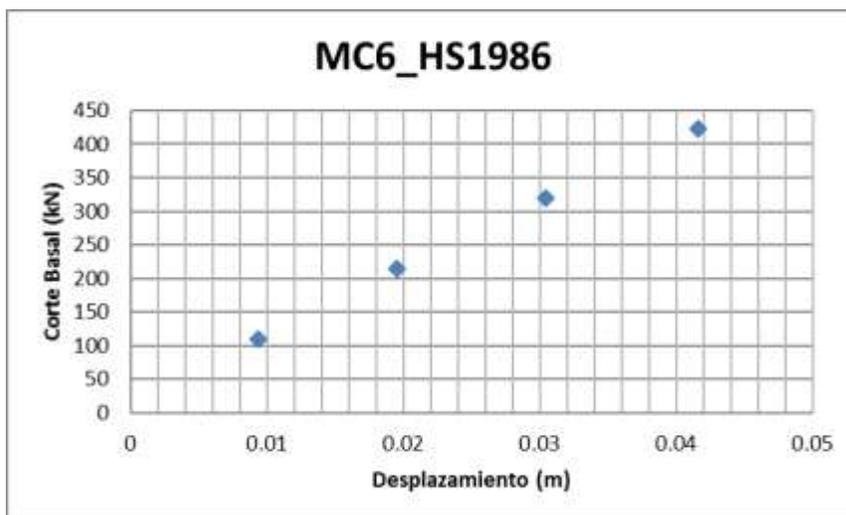
**Tabla 5.3 Aceleraciones máximas del terreno (PGA) de los sismos en análisis.**

### **5.3 CURVAS DE IDA**

Para mejor presentación de los datos, se detalla el procedimiento de obtención de algunos valores del análisis dinámico no lineal incremental, en el formato deriva de entrepiso versus aceleración espectral para el modelo MC6, sometido al evento sísmico del 10 de octubre de 1986, registrado por la red CIG en el hotel Sheraton.

Se obtiene la medida de intensidad para el modelo escogido, de la tabla 5.2, con un periodo fundamental de vibración para la estructura de 0.468 segundos, se observa que el valor de aceleración espectral es de 0.520g, donde g representa el valor de la aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ).

En la figura 5.1, se muestra los datos obtenidos de desplazamiento y cortante basal del análisis dinámico no lineal incremental del modelo de estudio, con Factor de Escala (FC) de 0.20, 0.40, 0.60 y 0.80.



**Figura 5.1. Resultados desplazamiento vrs cortante basal del análisis dinámico incremental para el modelo MC6\_HS1986, valores de FC de 0.2, 0.4, 0.6 y 0.8**

<b>Factor de Escala</b>	<b>Desplazamiento (m)</b>
<b>0.20</b>	0.00933
<b>0.40</b>	0.01951
<b>0.60</b>	0.03042
<b>0.80</b>	0.04163

**Tabla 5.4. Desplazamientos del modelo MC6\_HS1986 con su respectivo factor de escala.**

La deriva de entrepiso ( $\delta$ ) se calcula a partir de estos resultados haciendo uso de la Ecuación 5.1 donde la altura de entrepiso del modelo es *3.00 metros* (ver Figura 4.3); así, para el factor de escala de intensidad de 0.40, se tiene:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i} \quad \text{Ec. 5.1}$$

$$\delta = \frac{0.01951 - 0}{3.00} = 0.65\%$$

Luego, para obtener la aceleración espectral para el primer modo de vibración de la estructura ( $Sa_{(T_1)}$ ) respectiva, el valor de aceleración espectral de la escala de intensidad original se multiplica por el factor de escala de intensidad correspondiente:

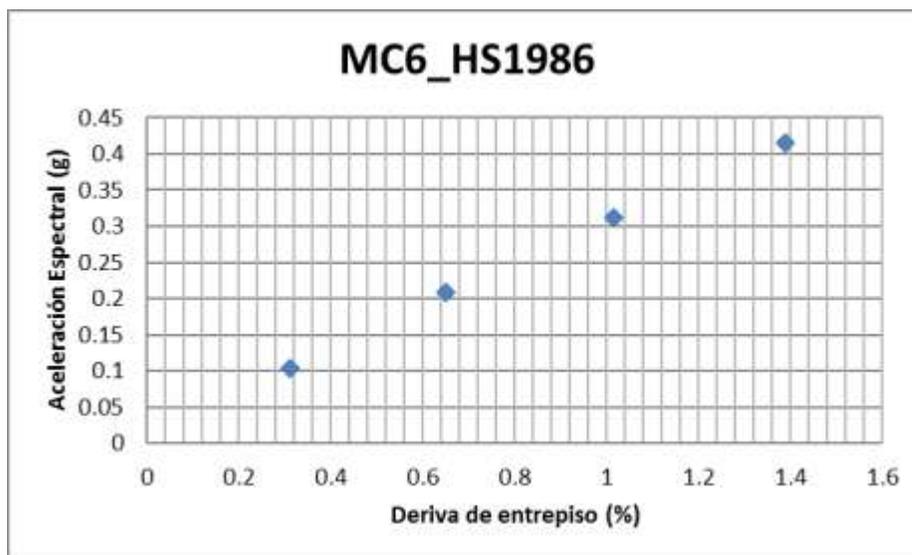
$$Sa_{(T_1)} = 0.520g \times 0.4 = 0.208g \quad \text{Ec. 5.2}$$

Este procedimiento de cálculo es análogo para todos los puntos discretos. En la Tabla 5.5 se muestran los resultados obtenidos para los puntos considerados en la Tabla 5.4.

<b>Factor de Escala</b>	<b>Desplazamiento (m)</b>	<b>Deriva de entrepiso (%)</b>	<b>Aceleración espectral (g)</b>
<b>0.20</b>	0.00933	0.311	0.104
<b>0.40</b>	0.01951	0.650	0.208
<b>0.60</b>	0.03042	1.014	0.312
<b>0.80</b>	0.04163	1.388	0.416

**Tabla 5.5. Resultados de deriva de entrepiso y aceleración espectral del modelo MC6\_HS1986.**

En la Figura 5.2 se muestra la curva IDA en formato deriva de entrepiso vs aceleración espectral para el modelo MC6 sometido al evento sísmico del 10 de octubre de 1986 registrado por la red CIG en el hotel Sheraton, graficando los puntos considerados anteriormente.



**Figura 5.2. Resultados deriva de entrepiso vrs aceleración espectral del análisis dinámico incremental para el modelo MC6\_HS1986.**

En las Figuras 5.1 a 5.6 se muestran las curvas IDA para tipología estructural en análisis, modificadas según el procedimiento antes descrito para obtener una relación deriva de entrepiso vs aceleración espectral del primer modo de vibración para cada nivel de intensidad de la demanda sísmica, como también deriva de entrepiso vs aceleración máxima del terreno (PGA). Los puntos han sido unidos mediante una línea continua, empleando una herramienta computacional que genera interpolación por medio de splines cúbicos, según lo recomendado por D'Ayala et al. (2015), para visualizar de mejor forma el comportamiento de la estructura a medida que se ve incrementada la intensidad de cada registro acelerográfico.





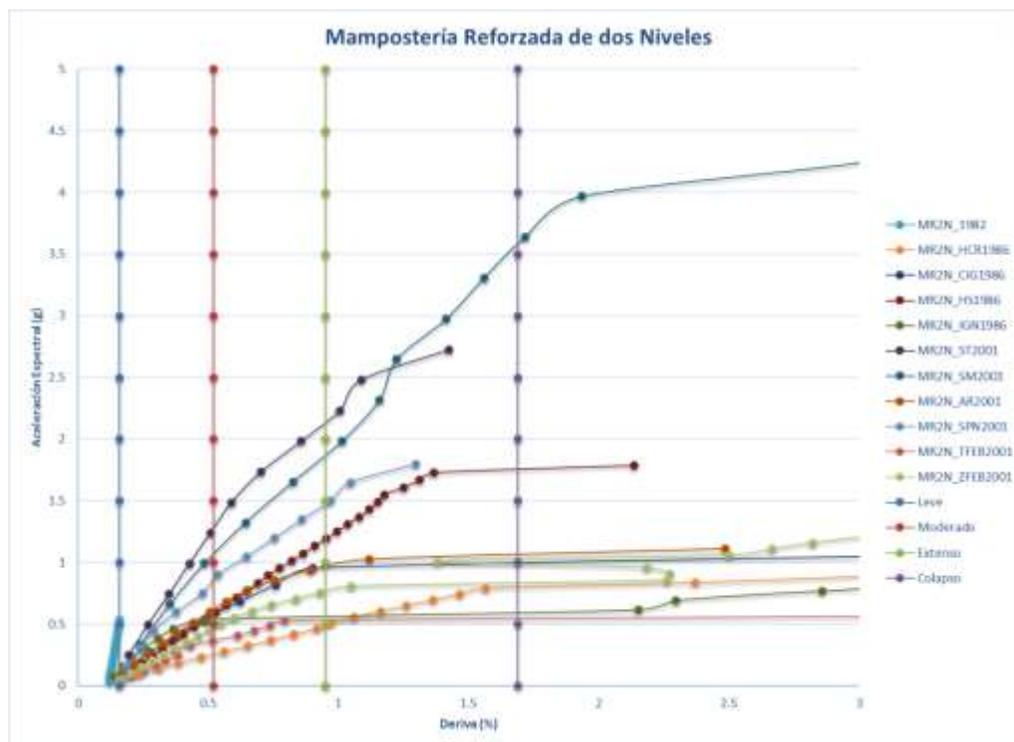


Figura 5.5. Curvas IDA, Mamposeria Reforzada de dos niveles (Sa vs Deriva)

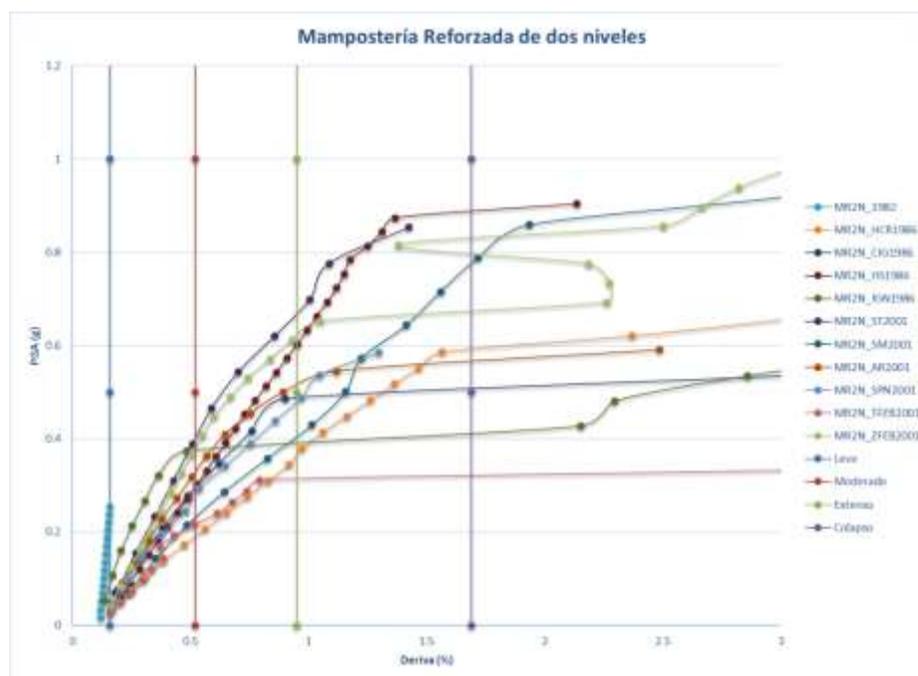
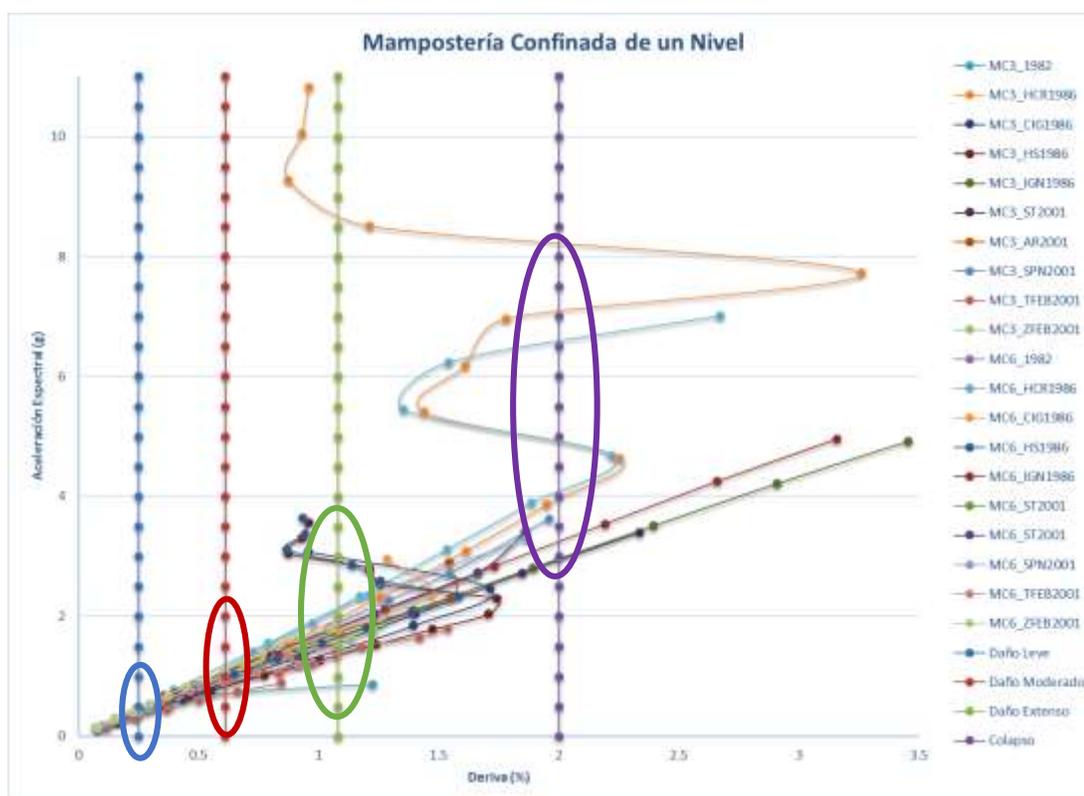


Figura 5.6. Curvas IDA, Mamposeria Reforzada de dos niveles (PGA vs Deriva)

## 5.4 CURVAS DE FRAGILIDAD

### 5.4.1 DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA

Obtenidos los datos del Análisis Dinámico no Lineal Incremental, se procede a realizar un procesamiento estadístico con el fin de definir las funciones de fragilidad que sirvan para generar las curvas de fragilidad. Los parámetros estadísticos de interés son la mediana y la dispersión de los datos obtenidos al nivel del umbral de cada uno de los estados de daño. En la Figura 5.7 se muestran los datos que serán considerados para el procesamiento estadístico, como ejemplo.



**Figura 5.6. Curvas IDA, Mampostería Reforzada de dos niveles (Aceleración Espectral vs Deriva), valores a tomar en cuenta en procesamiento estadístico.**

Para obtener estos valores estadísticos se emplean la Ecuación 2.6 y Ecuación 2.7, según lo sugerido por Baker (2015):

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad \text{Ec. 2.6}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[ \ln \left( \frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad \text{Ec. 2.7}$$

Donde,  $n$  es el número de sismos considerados e  $IM_i$  es el valor de la medida de intensidad (aceleración espectral y PGA para el caso de esta investigación) asociado con el nivel de daño bajo consideración para el  $i$ -ésimo evento sísmico.

#### 5.4.2 TÉCNICA DE INTERPOLACIÓN

Para obtener los valores de aceleración espectral y aceleración máxima del terreno de cada una de las 55 curvas IDA al nivel de la deriva que marca el umbral de cada uno de los estados de daño se emplea una técnica de interpolación mediante splines cúbicos.

#### 5.4.3 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

Dentro de los parámetro estadísticos se debe obtener el valor que representa el valor medio de la distribución de datos se hace uso de la Ecuación 2.6; así para el caso del estado de daño de moderado de la mampostería confinada de un nivel por ejemplo (Los datos se presentan en los anexos) se determina que la sumatoria de los logaritmos naturales de cada uno de los 18 valores de aceleración espectral obtenidos para tal nivel es:

$$\sum_{i=1}^{18} \ln IM_i = -1.792$$

Evaluando este valor en la Ecuación 2.6 se puede determinar el valor de la mediana de los datos obtenidos para el estado de daño moderado convirtiendo la expresión obtenida en su forma exponencial equivalente:

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad \text{Ec. 2.6}$$

$$\ln \theta = \frac{1}{18} (-1.792) = -0.0995$$

$$\theta = e^{-0.0995}$$

$$\theta = 0.905$$

Así mismo, se calcula la desviación estándar de los valores de los logaritmos naturales de las aceleraciones espectrales empleando la Ecuación 2.7; para el caso del nivel de daño moderado.

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[ \ln \left( \frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad \text{Ec. 2.7}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln IM_i - \ln \theta]^2} = \sqrt{\frac{1}{18-1} \sum_{i=1}^{18} [\ln IM_i - 0.0995]^2}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{18-1} (0.985)}$$

$$\beta = 0.241$$

La Tabla 5.6 muestra los resultados de los parámetros estadísticos obtenidos para los estados de daño leve, moderado, severo y colapso, de cada tipología estructural empleando el procedimiento anteriormente descrito.

<b>Mampostería Confinada de un nivel</b>				
<b>PGA</b>				
<b>Parámetros</b>	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b><math>\alpha</math></b>	0.1365	0.2561	0.4092	0.5993
<b><math>\beta</math></b>	0.3396	0.3603	0.3445	0.2617
<b>Aceleración Espectral</b>				
<b>Parámetros</b>	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b><math>\alpha</math></b>	0.3344	0.9053	1.5589	2.7302
<b><math>\beta</math></b>	0.4881	<b>0.2407</b>	0.2253	0.2231
<b>Mampostería Reforzada de un nivel</b>				
<b>PGA</b>				
<b>Parámetros</b>	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b><math>\alpha</math></b>	0.6989	0.8607	1.0105	1.1410
<b><math>\beta</math></b>	0.6790	0.7112	0.6839	0.7913
<b>Aceleración Espectral</b>				
<b>Parámetros</b>	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b><math>\alpha</math></b>	1.6620	2.0907	2.4546	3.0240
<b><math>\beta</math></b>	0.7255	0.7520	0.6977	0.7914
<b>Mampostería Reforzada de dos nivel</b>				
<b>PGA</b>				
<b>Parámetros</b>	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b><math>\alpha</math></b>	0.0355	0.2907	0.4711	0.6184
<b><math>\beta</math></b>	0.3151	0.2519	0.2480	0.2413
<b>Aceleración Espectral</b>				
<b>Parámetros</b>	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b><math>\alpha</math></b>	0.0694	0.5975	0.9685	1.2319
<b><math>\beta</math></b>	0.5103	0.4769	0.5210	0.5926

**Tabla 5.6. Datos de parámetros para la distribución normal-logarítmica**

#### 5.4.4 CURVAS DE FRAGILIDAD

Con los resultados de los parámetros estadísticos de la Tabla 5.6 es posible definir las ecuaciones de fragilidad de cada uno de los estados de daño empleando la Ecuación 2.5.

$$P(C | IM = x) = \Phi \left( \frac{\ln(x/\theta)}{\beta} \right) \quad \text{Ec. 2.5}$$

Donde  $\Phi(\cdot)$  representa una función de distribución normal estándar acumulada, la cual puede ser reescrita como:

$$\Phi(\cdot) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(u-\mu)^2}{2\sigma^2}} du, \quad x \in \mathbb{R} \quad \text{Ec. 5.3}$$

Donde  $\mu$  representa el valor medio de la serie de datos,  $\sigma$  su medida de dispersión y  $x$  el valor del cual se desea conocer su distribución de probabilidad normal acumulada. Para los fines del estudio estos parámetros representan respectivamente el valor de la mediana ( $\theta$ ), la desviación estándar ( $\beta$ ) y valores de aceleración espectral o aceleración máxima del terreno lo que corresponda, que van desde  $0.1g$  hasta lograr distribución de probabilidad de 100%.

Las Figuras de la 5.7 a la 5.12, presentan el consolidado de las curvas de fragilidad para los umbrales de los estados de daño establecidos obtenidas por medio de las funciones de fragilidad. Se recuerda que una curva de fragilidad representa la probabilidad que determinada estructura tiene de alcanzar el estado de daño respectivo ante una determinada medida de intensidad. Así, se puede establecer que todos los puntos contenidos dentro de las curvas de fragilidad presentes en las Figuras 5.7 a 5.12 representan los valores a los cuales se alcanzan cada uno de los estados daño para los valores de aceleraciones espectrales correspondientes, mientras que todos los puntos bajo cada curva de fragilidad indican la excedencia del respectivo nivel de daño.

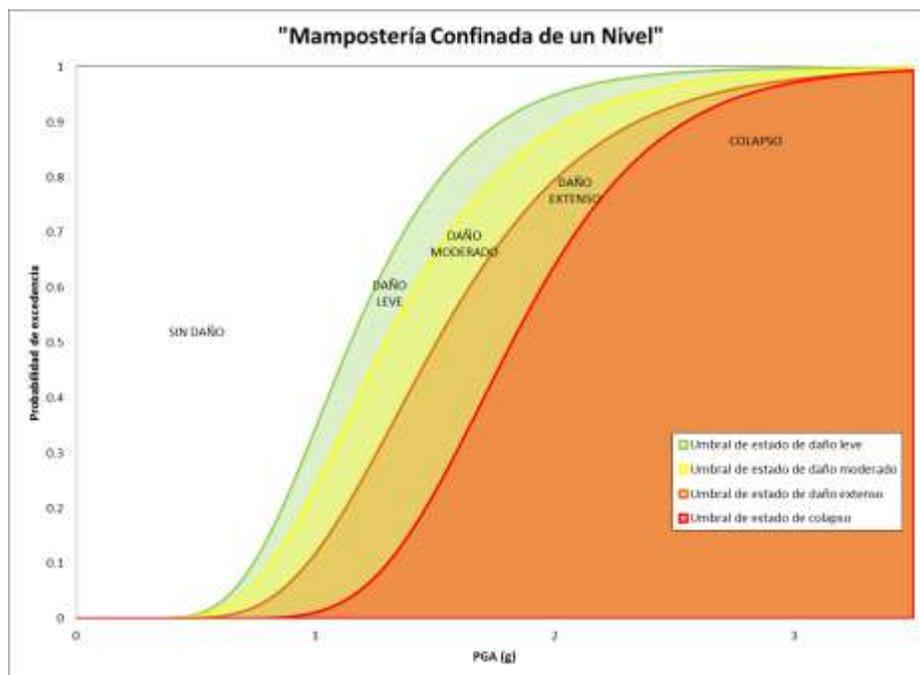


Figura 5.7. Curva de fragilidad de Mampostería Confinada de un nivel (Probabilidad de Excedencia vs PGA)

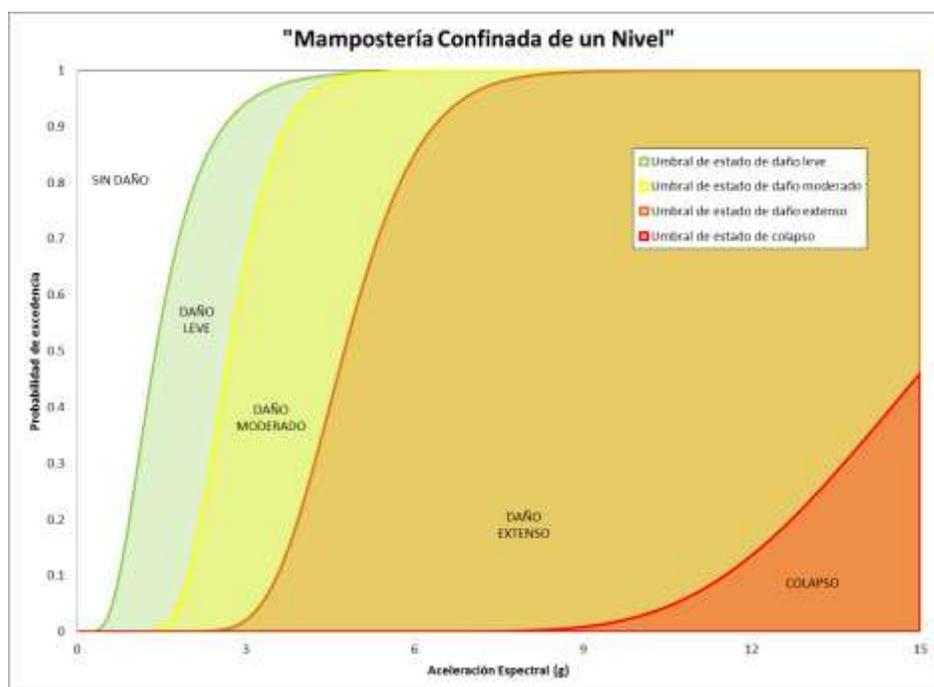
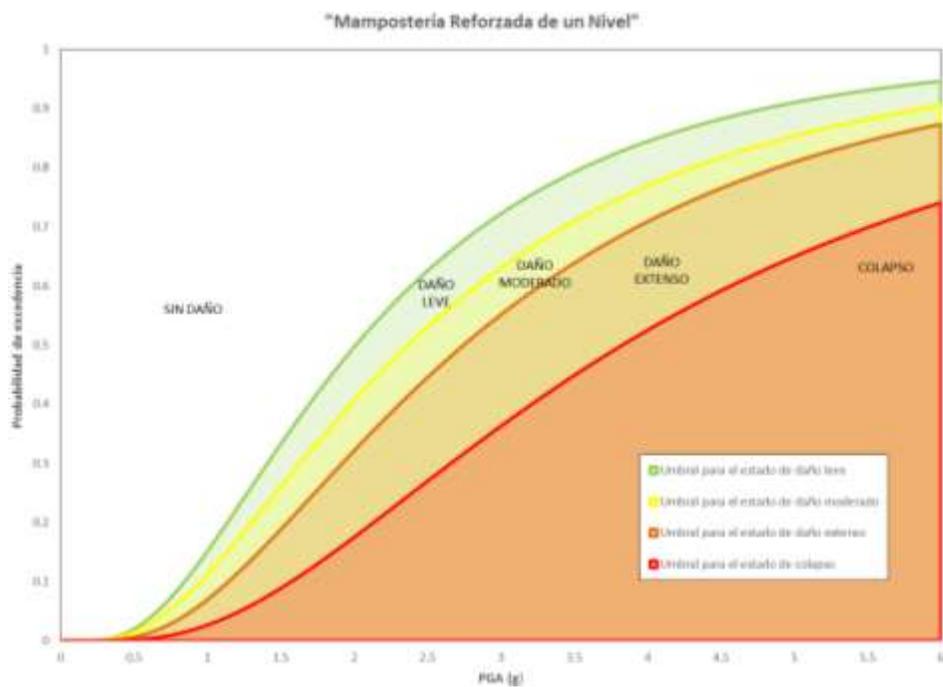
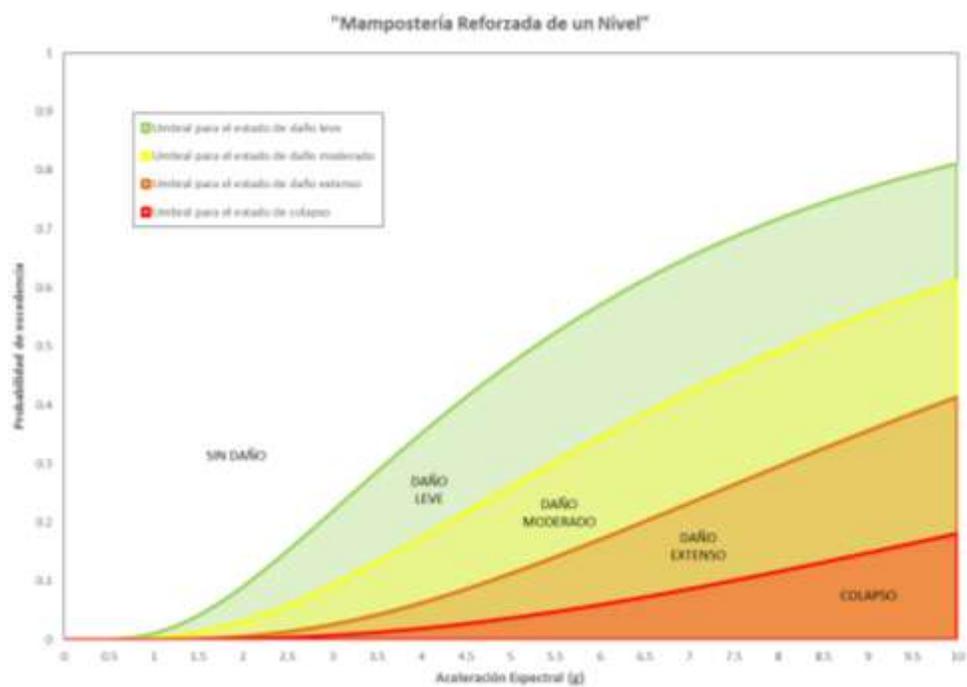


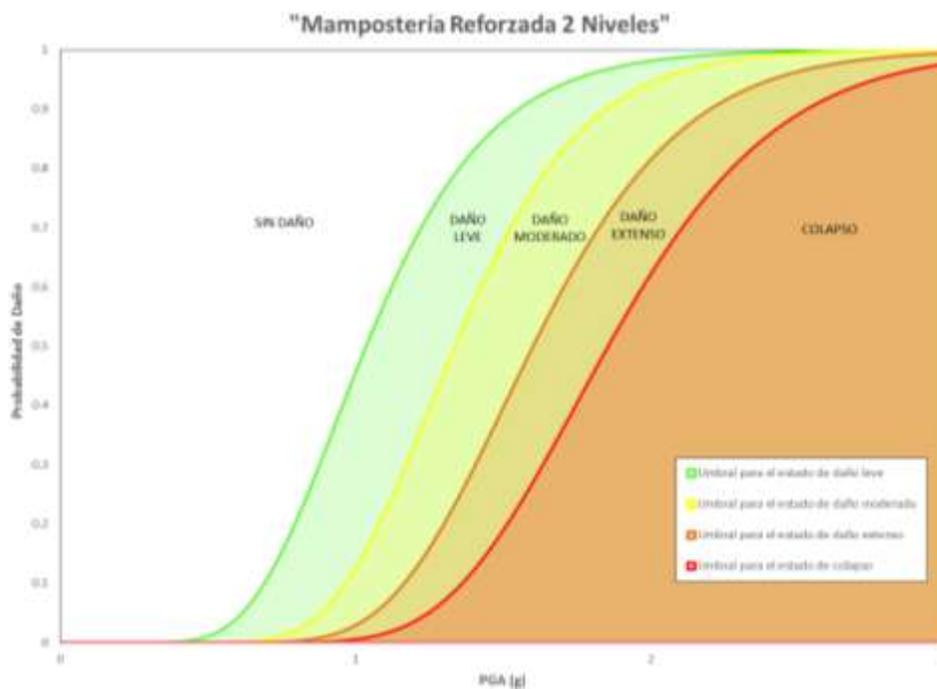
Figura 5.8. Curva de fragilidad de Mampostería Confinada de un nivel (Probabilidad de Excedencia vs Sa)



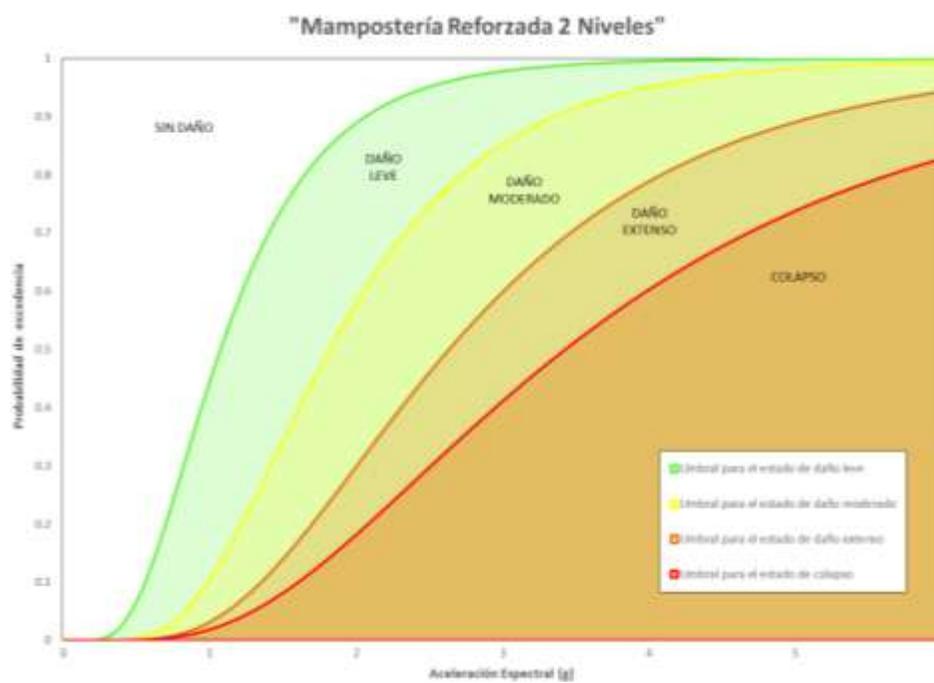
**Figura 5.9. Curva de fragilidad de Mampostería Reforzada de un nivel (Probabilidad de Excedencia vs PGA)**



**Figura 5.10. Curva de fragilidad de Mampostería Reforzada de un nivel (Probabilidad de Excedencia vs Sa)**



**Figura 5.11. Curva de fragilidad de Mampostería Reforzada de dos niveles (Probabilidad de Excedencia vs PGA)**



**Figura 5.12. Curva de fragilidad de Mampostería Reforzada de dos niveles (Probabilidad de Excedencia vs  $S_a$ )**

# **CAPÍTULO 6:**

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 6.1 INTRODUCCIÓN

El apartado presenta las conclusiones obtenidas en la realización de toda la investigación, asimismo un seguimiento a los objetivos planteados en el capítulo 1.

En la segunda parte se realizan una serie de recomendaciones, realizadas por los ejecutores de esta investigación. Con el fin de tomarlas en cuenta en futuras investigaciones como por los lectores.

## 6.2 CONCLUSIONES

- La configuración geométrica con la que se utilizó, para la realización de la investigación, se obtuvo por medio de un modelo matemático apoyado por el programa computacional de la empresa SeismoSoft (SeismoStruct v2016). Los insumos para estos modelos se generaron a partir de centros educativos del Ministerio de Educación (MINED) y la Universidad de El Salvador (UES). Por lo que la muestra recopilada es representativa a las tipologías estructurales en análisis (Mampostería Reforzada y Confinada)
- Como los insumos para la elaboración de las curvas de fragilidad, se encuentran distribuidas en todo el territorio salvadoreño, la amenaza sísmica se intentó tomar acelerogramas representativos y distribuidos por toda el área en cuestión. Asimismo que abarque el tiempo con los datos que se tienen a disposición, por lo que se eligieron 11 acelerogramas de sismos de los años 1982, 1986 y 2001.
- Para determinar los estados límites de daño, se optó por utilizar una combinación de las dos metodologías propuestas en el apartado 2.2.4, las cuales son: una

sugerida por GEM Technical Report 2015, y la otra por datos obtenidos de investigaciones anteriores y otro por medio de un análisis no lineal. Por lo que se tomó valores de la tabla 6.6 del documento GEM Technical Report 2015, que son para mampostería no reforzada y se realizó un análisis estático no lineal (Pushover), de cada modelo. Por lo que se obtuvieron los siguientes valores:

<b>ESTADOS LIMITES</b>	<b>DERIVAS (%)</b>		
	<b>Mamp. Confinada</b>	<b>Mamp. Reforzada</b>	<b>Mamp. Reforzada 2N</b>
<b>DAÑO LEVE</b>	0.25	0.19	0.16
<b>DAÑO MODERADO</b>	0.61	0.58	0.52
<b>DAÑO EXTENSO</b>	1.14	1.11	0.95
<b>COLAPSO</b>	2.00	1.95	1.69

- Se evaluó el comportamiento de las estructuras por medio del Análisis Dinámico Incremental, se eligió para la obtención de las curvas IDA y de fragilidad, la medida de intensidad (IM), dos parámetros que son la Aceleración Espectral del primer modo de vibración ( $S_a$ ) y la aceleración máxima del terreno (PGA). Y para la medida de daño se optó por el porcentaje de la Deriva de entrepiso.
- Se realizó un total de 55 modelos con las combinaciones de las tipologías y los sismos seleccionados. Estos modelos generaron un aproximado de 700 puntos para la realización de las curvas IDA. El análisis estadístico para la obtención de las curvas de fragilidad, se realizó por medio de la metodología de bandas, estipulada por Baker (2015), el cual establece una distribución normal-logarítmica, para la obtención de la probabilidad de excedencia.

- Se obtuvieron después de recorrer toda la metodología presentada en esta investigación 6 curvas de fragilidad, las cuales representan la tipología estructural de mampostería confinada y reforzada, con características de materiales presentes en El Salvador.
- Con los resultados obtenidos se concluye que se necesitan más puntos de las curvas IDA, en los estados límites de daño moderado, extenso y colapso. Esto con el fin de generar una mejor definición en las curvas de fragilidad.

### 6.3 RECOMENDACIONES

- Para posteriores investigaciones, realizar una cantidad mayor de modelos matemáticos, para ampliar la obtención de parámetros estadísticos ( $\alpha$  y  $\beta$ ) y así obtener valores más representativos de las áreas de estudio.
- Para complementar la investigación, se recomienda realizar el análisis de la vulnerabilidad sísmica, para los elementos no estructurales. Ya que en un evento sísmico son los primeros en dañarse en la mayoría de los casos.
- Con base en los resultados obtenidos en esta investigación en la respuesta sísmica de las estructuras de mampostería confinada y reforzada de uno y dos niveles, se recomienda que todas las curvas fragilidad sean consideradas en la evaluación del riesgo sísmico en El Salvador y por ende que futuras normativas de diseño sísmico.
- Se recomienda dar continuidad a esta investigación, ya que la mampostería en nuestro país no tiene mucha investigación y es la tipología más utilizada.

# REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers. (2010). *ASCE/SEI 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures*.
- Baker, J. W. (2015). *Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. Technical Note*. Stanford University.
- Blandon, C.A. [2005] *Implementation of an Infill Masonry Model for Seismic Assessment of Existing Buildings*, Individual Study, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.
- Crisafulli F.J. [1997] *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*, PhD Thesis, University of Canterbury, New Zealand.
- D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T. (2015) *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid - Rise Buildings*. August 01, 2015, Vol.1. GEM Technical report.
- Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V. [1983] "*Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints*," Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Fragiadakis M., Pinho R., Antoniou S. [2008] "*Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading*," in *Progress in Computational Dynamics and Earthquake Engineering*, Eds. M. Papadrakakis, D.C. Charnpis, N.D. Lagaros and Y. Tsompanakis, A.A. Balkema Publishers – Taylor & Francis, The Netherlands.

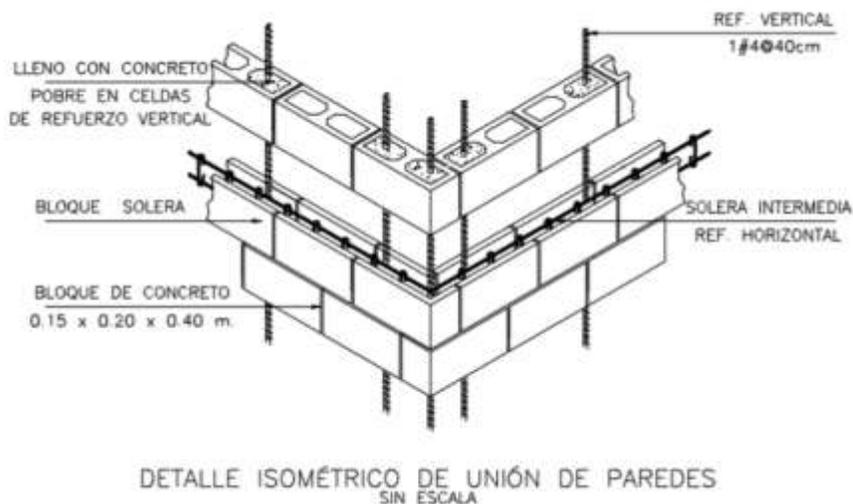
- Guillermo Manuel Salgado Nieto. (2017). *Tesis de Pregrado: Desarrollo de Curvas de Vulnerabilidad para Edificios Pertenecientes al Campus Central de la Universidad de El Salvador*, Universidad de El Salvador, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Ingeniería Civil
- Hernández de Paz, J., Ramírez M., C. Bienvenido. (2016). *Tesis de Maestría: Evaluación del Efecto de Sismos Sucesivos sobre la Respuesta Sísmica de Edificios de Concreto Reforzado*, Universidad de El Salvador, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Posgrado
- Holmes M. [1961] "Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 19, pp. 473-478.
- Jorge Adalberto Oliva Escobar. (2017). *Tesis de Maestría: Curvas de Capacidad y Fragilidad Estructural de Tipologías Comúnmente Usadas en El Salvador*, Universidad de El Salvador, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela de Posgrado.
- López, M., Bommer, J., & Pinho, R. (2004). *Seismic hazard assessments, seismic design codes, and earthquake engineering in El Salvador*. Geological Society of America, Special Paper 375.
- Madas P. [1993] "Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading," PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK.

- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826.
- Martinez-Rueda J.E., Elnashai A.S. [1997] "*Confined concrete model under cyclic load*," Materials and Structures, Vol. 30, No. 197, pp. 139-147.
- Menegotto M., Pinto P.E. [1973] "*Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending*," Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). [www.marn.gob.sv](http://www.marn.gob.sv).
- Monti, G., Nuti, C., Santini, S. [1996] *CYRUS - Cyclic Response of Upgraded Sections, Report No. 96-2*, University of Chieti, Italy.
- Paulay T., Priestley M.J.N. [1992] *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York.
- SeismoStruct Soft. (2016). *Manual de Usuario Seismo Struct Versión 6.1*. Italia: SeismoSoft Ltd.
- Servicio Nacional de Estudios Territoriales SNET (2004). [www.snet.gob.sv](http://www.snet.gob.sv)

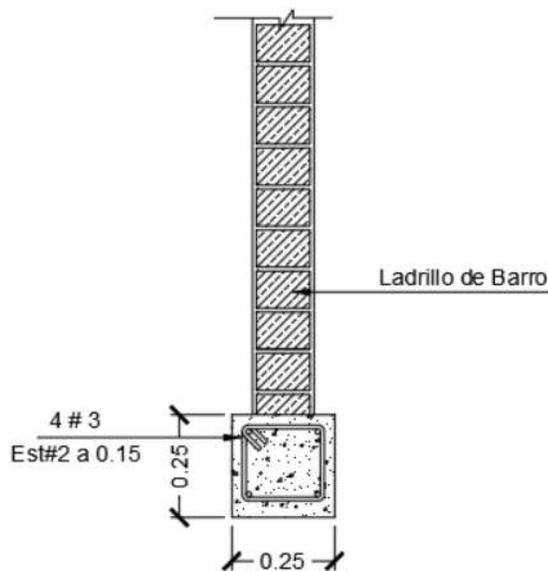
- Smyrou E., Blandon C.A., Antoniou S., Pinho R., Crisafulli F. [2011] "Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames," *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Spence, R.J.S. (1990). *Seismic Risk Modelling - A review of Methods, contribution to Velso il New Planning, University of Naples*, Papers of Martin Centre for Architectural and Urban Studies, Cambridge.
- Stafford-Smith B. [1966] "Behaviour of square infilled frames," *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Division*, Vol. 92, No. ST1, pp. 381-403.
- Vamvatsikos Dimitrios, Cornell C. Allin, (2002). *The Incremental Dynamic Analysis and Its Application to Performance-Based Earthquake Engineering*, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.

# ANEXOS

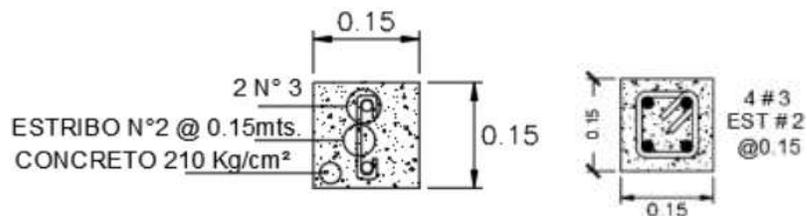




**Tipología 2: Estructuras de Mampostería de ladrillo de Barro:**



**DETALLE DE SOLERA**



**S.I. y S.C.**

**DET. NERVIO**

## ANEXO A2. TABLAS PARA DETERMINAR LOS PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

<b>Mampostería Confinada de un nivel</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de IM, (PGA)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MC3_1982</b>	0,08665721	0,17428157	0,20343167	
<b>MC3_HCR1986</b>		0,1190361	0,21948195	0,44546755
<b>MC3_CIG1986</b>		0,23690164	0,40687554	
<b>MC3_HS1986</b>	0,10962545	0,24502379	0,40083236	
<b>MC3_IGN1986</b>		0,1834135	0,31583311	0,56339324
<b>MC3_ST2001</b>		0,25512517	0,44705975	0,83898837
<b>MC3_AR2001</b>		0,19280148	0,33887908	
<b>MC3_SPN2001</b>		0,26794745	0,50630504	
<b>MC3_TON2001</b>	0,12545531	0,2804687	0,54282747	
<b>MC3_ZAC2001</b>	0,19753728	0,48109328	0,77031045	
<b>MC6_1982</b>	0,10464896			
<b>MC6_CIG1986</b>		0,30444873	0,51910425	
<b>MC6_HS1986</b>	0,11987882	0,28375391	0,47868449	
<b>MC6_IGN1986</b>		0,19894971	0,34261052	0,61249722
<b>MC6_ST2001</b>		0,30636188	0,51480041	
<b>MC6_AR2001</b>		0,19544033	0,35176951	
<b>MC6_SPN2001</b>		0,29083683	0,54233994	
<b>MC6_TON2001</b>	0,18480141	0,3625803		
<b>MC6_ZAC2001</b>	0,22050306	0,52594105		

<b>Mampostería Confinada de un nivel</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de In de IM (PGA)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MC3_1982</b>	-2,44579503	-1,74708307	-1,5924251	
<b>MC3_HCR1986</b>		-2,12832849	-1,5164853	-0,8086309
<b>MC3_CIG1986</b>		-1,44011026	-0,8992479	
<b>MC3_HS1986</b>	-2,21068576	-1,40639995	-0,914212	
<b>MC3_IGN1986</b>		-1,69601209	-1,1525413	-0,5737774
<b>MC3_ST2001</b>		-1,36600097	-0,8050630	-0,1755584
<b>MC3_AR2001</b>		-1,64609423	-1,0821119	
<b>MC3_SPN2001</b>		-1,31696442	-0,6806159	
<b>MC3_TON2001</b>	-2,07580567	-1,27129314	-0,6109638	
<b>MC3_ZAC2001</b>	-1,62182793	-0,73169411	-0,2609617	
<b>MC6_1982</b>	-2,25714372			
<b>MC6_CIG1986</b>		-1,18925257	-0,6556506	
<b>MC6_HS1986</b>	-2,12127388	-1,25964792	-0,7367136	
<b>MC6_IGN1986</b>		-1,61470319	-1,071161	-0,490211
<b>MC6_ST2001</b>		-1,18298827	-0,6639760	
<b>MC6_AR2001</b>		-1,63250017	-1,0447791	
<b>MC6_SPN2001</b>		-1,2349929	-0,6118623	
<b>MC6_TON2001</b>	-1,68847351	-1,01450931		
<b>MC6_ZAC2001</b>	-1,51184371	-0,64256615		
<b>Resumen</b>				
<b>Sumatoria In IM</b>	-15,9328492	-24,5211412	-14,298771	-2,048178
<b>Promedio In IM</b>	-1,99160615	-1,36228562	-0,8936732	-0,512044
<b><math>\alpha</math></b>	0,13647605	0,25607482	0,40915012	0,5992692
<b><math>\beta</math></b>	0,33964146	0,36033548	0,3445211	0,2617085

<b>Mampostería Confinada de un nivel</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de IM, (Sa)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MC3_1982</b>	0,35261459	0,74913803	0,87359927	
<b>MC3_HCR1986</b>		0,40155525	1,06695509	1,96728039
<b>MC3_CIG1986</b>		0,84977133	1,42349584	
<b>MC3_HS1986</b>	0,37345561	0,82897257	1,34644592	
<b>MC3_IGN1986</b>		0,96366138	1,65939894	2,96008909
<b>MC3_ST2001</b>		0,89361233	1,56589056	2,93867647
<b>MC3_AR2001</b>		0,98326197	1,7282384	
<b>MC3_SPN2001</b>		0,99634886	1,88266938	
<b>MC3_TON2001</b>	0,31254904	0,69873665	1,35235569	
<b>MC3_ZAC2001</b>	0,41016629	0,99894177	1,59947213	
<b>MC6_1982</b>	0,10464896			
<b>MC6_CIG1986</b>		1,03894544	1,77146734	
<b>MC6_HS1986</b>	0,41356242	0,97890483	1,65138357	
<b>MC6_IGN1986</b>		1,05454453	1,81602702	3,24657714
<b>MC6_ST2001</b>		1,07805044	1,81152045	
<b>MC6_AR2001</b>		1,02496193	1,84481045	
<b>MC6_SPN2001</b>		1,12445318	2,09683167	
<b>MC6_TON2001</b>	0,46380589	0,90998702		
<b>MC6_ZAC2001</b>	0,46188164	1,10167412		

<b>Mampostería Confinada de un nivel</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de In de IM (Sa)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MC3_1982</b>	-1,04237963	-0,28883202	-0,1351335	
<b>MC3_HCR1986</b>		-0,91241015	0,06480888	0,67665207
<b>MC3_CIG1986</b>		-0,16278799	0,3531157	
<b>MC3_HS1986</b>	-0,98495612	-0,18756821	0,29746847	
<b>MC3_IGN1986</b>		-0,03701531	0,50645545	1,08521936
<b>MC3_ST2001</b>		-0,11248324	0,44845471	1,0779593
<b>MC3_AR2001</b>		-0,01687969	0,54710262	
<b>MC3_SPN2001</b>		-0,00365782	0,63269065	
<b>MC3_TON2001</b>	-1,16299389	-0,35848136	0,30184803	
<b>MC3_ZAC2001</b>	-0,89119261	-0,00105879	0,46967365	
<b>MC6_1982</b>	-2,25714372			
<b>MC6_CIG1986</b>		0,0382062	0,57180821	
<b>MC6_HS1986</b>	-0,88294682	-0,02132086	0,50161347	
<b>MC6_IGN1986</b>		0,05310895	0,59665116	1,17760125
<b>MC6_ST2001</b>		0,07515426	0,59416652	
<b>MC6_AR2001</b>		0,02465547	0,61237653	
<b>MC6_SPN2001</b>		0,11729686	0,74042748	
<b>MC6_TON2001</b>	-0,76828915	-0,09432494		
<b>MC6_ZAC2001</b>	-0,77244662	0,09683095		
<b>Resumen</b>				
<b>Sumatoria In IM</b>	-8,76234855	-1,79156769	7,10352803	4,01743199
<b>Promedio In IM</b>	-1,09529357	-0,09953154	0,4439705	1,004358
<b><math>\alpha</math></b>	0,33444141	0,9052614	1,5588845	2,73015395
<b><math>\beta</math></b>	0,48805207	0,24072614	0,22533836	0,22312934

<b>Mampostería Reforzada de un nivel</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de IM, (PGA)</b>			
	Daño Leve	Daño Moderado	Daño Extenso	Colapso
<b>MR3_1982</b>	0,206863073	0,226383184	0,249406905	0,36550403
<b>MR3_HCR1986</b>	0,891127961	1,343722307	1,437362175	1,55236884
<b>MR3_HS1986</b>	1,154493269			
<b>MR3_IGN1986</b>	1,095052556	1,174658445	1,26855257	1,3388259
<b>MR3_ST2001</b>	0,78972557	1,00111029	1,12906362	1,96458767
<b>MR3_SM2001</b>				
<b>MR3_AR2001</b>	0,515433276	0,592379797	0,653229881	0,77514507
<b>MR3_SPN2001</b>	0,713993022	0,84989485	0,955524336	
<b>MR3_TON2001</b>	0,381682828	1,067426245	1,659113535	
<b>MR3_ZAC2001</b>	1,834426518	2,025247193	2,071024109	3,42399347
<b>MR6_1982</b>	0,158502988	0,212308031	0,274873363	0,39992921
<b>MR6_HS1986</b>	1,166484967			
<b>MR6_IGN1986</b>	1,034490984	1,152355035	1,257483587	
<b>MR6_ST2001</b>	0,781876995	1,033534539	1,178318501	1,81401477
<b>MR6_SPN2001</b>	0,706340664			
<b>MR6_TON2001</b>	0,419665627	0,651787007	1,066120542	
<b>MR6_ZAC2001</b>	1,540103676	2,215997108	2,394148767	

<b>Mampostería Reforzada de un nivel</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de In de IM (PGA)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MR3_1982</b>	-1,57569819	-1,48552621	-1,388669561	-1,00647797
<b>MR3_HCR1986</b>	-0,11526725	0,295443604	0,362809611	0,43978205
<b>MR3_HS1986</b>	0,143661519			
<b>MR3_IGN1986</b>	0,090802358	0,16097742	0,237876542	0,29179303
<b>MR3_ST2001</b>	-0,23606977	0,001109674	0,121388635	0,67528238
<b>MR3_AR2001</b>	-0,66274742	-0,52360730	-0,425826174	-0,25470508
<b>MR3_SPN2001</b>	-0,33688209	-0,16264264	-0,045495046	
<b>MR3_TON2001</b>	-0,96316531	0,065250372	0,506283445	
<b>MR3_ZAC2001</b>	0,606731908	0,705691764	0,728043224	1,23080755
<b>MR6_1982</b>	-1,84198183	-1,54971708	-1,291444787	-0,91646773
<b>MR6_HS1986</b>	0,153994925			
<b>MR6_IGN1986</b>	0,033909503	0,141807705	0,22911257	
<b>MR6_ST2001</b>	-0,24605785	0,032984519	0,164088423	0,59554249
<b>MR6_SPN2001</b>	-0,34765763			
<b>MR6_TON2001</b>	-0,86829701	-0,42803745	0,064026398	
<b>MR6_ZAC2001</b>	0,431849736	0,795702464	0,873027747	
<b>RESUMEN</b>				
<b>Sumatoria In IM</b>	-5,7328744	-1,95056316	0,135221027	1,05555673
<b>Promedio In IM</b>	-0,35830465	-0,15004332	0,010401617	0,13194459
<b><math>\alpha</math></b>	0,698860135	0,860670691	1,010455902	1,14104509
<b><math>\beta</math></b>	0,678957468	0,711183031	0,683937103	0,79125817

<b>Mampostería Reforzada de un nivel</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de IM, (Sa)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MR3_1982</b>	0,55332309	0,60553603	0,66712052	0,97766034
<b>MR3_HCR1986</b>	5,05972758	7,62950902	8,161186	8,81418132
<b>MR3_HS1986</b>	2,21879973			
<b>MR3_IGN1986</b>	3,87949847	4,1615223	4,49416581	4,74312669
<b>MR3_ST2001</b>	1,65177919	2,09390858	2,36153401	4,10910466
<b>MR3_AR2001</b>	1,37180296	1,57659274	1,73854256	2,06301446
<b>MR3_SPN2001</b>	2,3447023	2,79099424	3,13787396	
<b>MR3_TON2001</b>	0,70977648	1,98498332	3,0852836	
<b>MR3_ZAC2001</b>	2,75657782	3,04332249	3,11211109	5,14520716
<b>MR6_1982</b>	0,40419255	0,54139878	0,7009443	1,01984454
<b>MR6_HS1986</b>	2,28745488			
<b>MR6_IGN1986</b>	3,3580865	3,74068788	4,08194824	
<b>MR6_ST2001</b>	1,65770395	2,19125809	2,49822319	3,84600068
<b>MR6_SPN2001</b>	1,91222683			
<b>MR6_TON2001</b>	0,66312096	1,0299	1,68459563	
<b>MR6_ZAC2001</b>	2,07210169	2,98146899	3,22115958	

<b>Mampostería Reforzada de un nivel</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de In de IM (Sa)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MR3_1982</b>	-0,59181319	-0,50164121	-0,40478457	-0,02259297
<b>MR3_HCR1986</b>	1,62131264	2,03202349	2,0993895	2,17636194
<b>MR3_HS1986</b>	0,79696639			
<b>MR3_IGN1986</b>	1,35570588	1,42588095	1,50278007	1,55669656
<b>MR3_ST2001</b>	0,501853	0,73903245	0,85931141	1,41320516
<b>MR3_SM2001</b>	0,31612591	0,45526603	0,55304715	0,72416824
<b>MR3_AR2001</b>	0,85215844	1,02639789	1,14354549	
<b>MR3_SPN2001</b>	-0,34280517	0,68561051	1,12664358	
<b>MR3_TON2001</b>	1,01398999	1,11294984	1,1353013	1,63806563
<b>MR3_ZAC2001</b>	-0,9058639	-0,61359915	-0,35532685	0,0196502
<b>MR6_1982</b>	0,82743979			
<b>MR6_HS1986</b>	1,21137132	1,31926952	1,40657439	
<b>MR6_IGN1986</b>	0,50543348	0,78447585	0,91557975	1,34703382
<b>MR6_ST2001</b>	0,64826845			
<b>MR6_SPN2001</b>	-0,41079786	0,02946171	0,52152555	
<b>MR6_TON2001</b>	0,7285634	1,09241613	1,16974141	
<b>RESUMEN</b>				
<b>Sumatoria In IM</b>	8,12790858	9,58754401	11,6733282	8,85258859
<b>Promedio In IM</b>	0,50799429	0,73750339	0,89794832	1,10657357
<b><math>\alpha</math></b>	1,66195445	2,0907093	2,45456197	3,02397918
<b><math>\beta</math></b>	0,72547265	0,75195971	0,69767928	0,79138568

<b>Mampostería Reforzada de dos niveles</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de IM, (PGA)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MCR3_HCR1986</b>		0.19068006	0.36623399	0.5922793
<b>MCR3_CIG1986</b>		0.2934269	0.48696093	0.50481296
<b>MCR3_HS1986</b>		0.29549074	0.60114691	0.88658552
<b>MCR3_IGN1986</b>		0.37544566	0.38923021	0.41295247
<b>MCR3_ST2001</b>		0.39861527	0.66941756	
<b>MCR3_SM2001</b>		0.23050536	0.40532481	0.77561084
<b>MC3_AR2001</b>	0.04357713	0.32858447	0.51138537	0.56416229
<b>MC3_SPN2001</b>		0.27867596	0.47936783	0.66169332
<b>MC3_TON2001</b>	0.0246674	0.21691979	0.31360809	
<b>MC3_ZAC2001</b>	0.04145248	0.37986385	0.61883623	0.67447733
<b>SISMO</b>	<b>Datos de In de IM (PGA)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MCR3_1982</b>				
<b>MCR3_HCR1986</b>		-1.65715832	-1.0044828	-0.523777
<b>MCR3_CIG1986</b>		-1.22612672	-0.7195714	-0.6835673
<b>MCR3_HS1986</b>		-1.21911778	-0.508916	-0.120378
<b>MCR3_IGN1986</b>		-0.97964154	-0.9435843	-0.884423
<b>MCR3_ST2001</b>		-0.91975856	-0.4013473	
<b>MCR3_SM2001</b>		-1.46748115	-0.9030665	-0.2541044
<b>MC3_AR2001</b>	-3.1332228	-1.11296135	-0.6706318	-0.572413
<b>MC3_SPN2001</b>		-1.27770559	-0.7352871	-0.412953
<b>MC3_TON2001</b>	-3.7022729	-1.52822764	-1.1596112	
<b>MC3_ZAC2001</b>	-3.1832076	-0.96794238	-0.479914	-0.3938172
<b>RESUMEN</b>				
<b>Sumatoria In IM</b>	-10.018703	-12.356121	-7.526413	-3.845433
<b>Promedio In IM</b>	-3.3395678	-1.2356121	-0.7526413	-0.4806791
<b><math>\alpha</math></b>	0.03545228	0.2906568	0.47112054	0.61836332
<b><math>\beta</math></b>	0.31510458	0.25192523	0.2479797	0.2413445

<b>Mampostería Reforzada de dos niveles</b>				
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de IM, (Sa)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MCR3_HCR1986</b>		0.257457458	0.49449151	0.79969935
<b>MCR3_CIG1986</b>		0.575865474	0.95568601	0.99072154
<b>MCR3_HS1986</b>		0.584206793	1.188511377	1.75284437
<b>MCR3_IGN1986</b>	0.131557894	0.539469165	0.559275873	0.59336183
<b>MCR3_ST2001</b>		1.272747518	2.137398123	
<b>MCR3_SM2001</b>		1.064911433	1.872559561	3.5832435
<b>MC3_AR2001</b>	0.081863722	0.617276705	0.960685326	1.05983171
<b>MC3_SPN2001</b>		0.856162331	1.472737982	2.03288753
<b>MC3_TON2001</b>	0.041978167	0.369147003	0.533688002	
<b>MC3_ZAC2001</b>	0.051236772	0.469525543	0.764904109	0.83367853
<b>SISMOS</b>	<b>Datos de In de IM (Sa)</b>			
	<b>Daño Leve</b>	<b>Daño Moderado</b>	<b>Daño Extenso</b>	<b>Colapso</b>
<b>MCR3_HCR1986</b>		-1.35690078	-0.7042253	-0.2235194
<b>MCR3_CIG1986</b>		-0.5518812	-0.04532586	-0.009322
<b>MCR3_HS1986</b>		-0.53750026	0.172701581	0.56123982
<b>MCR3_IGN1986</b>	-2.02830827	-0.61716965	-0.58111242	-0.521951
<b>MCR3_ST2001</b>		0.241177964	0.759589259	
<b>MCR3_SM2001</b>		0.062891634	0.627306244	1.2762684
<b>MC3_AR2001</b>	-2.50269934	-0.4824379	-0.04010837	0.05811013
<b>MC3_SPN2001</b>		-0.15529528	0.387123241	0.70945721
<b>MC3_TON2001</b>	-3.17060563	-0.99656033	-0.62794388	
<b>MC3_ZAC2001</b>	-2.97129779	-0.75603258	-0.26800480	-0.1819074
<b>RESUMEN</b>				
<b>Sumatoria In IM</b>	-10.672911	-5.14970837	-0.3200003	1.66837606
<b>Promedio In IM</b>	-2.66822776	-0.51497084	-0.03200003	0.20854701
<b><math>\alpha</math></b>	0.069375066	0.59751802	0.968506553	1.23188684
<b><math>\beta</math></b>	0.510271689	0.476947554	0.52104247	0.59259641