



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en Ciencias en Estructuras

**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE
MAMPOSTERÍA CONFINADA, MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL
DE CARGAS LATERALES INCREMENTALES EN GUATEMALA**

Ing. Gustavo Fernando Orozco Orozco
Asesorado por el Mtro. Ing. Francisco Arrecis

Guatemala, septiembre de 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE
MAMPOSTERÍA CONFINADA, MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL DE
CARGAS LATERALES INCREMENTALES EN GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA Y LA ESCUELA DE
POSTGRADO
POR

ING. GUSTAVO FERNANDO OROZCO OROZCO
ASESORADO POR EL MTRO. ING. FRANCISCO ARRECIS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN CIENCIAS EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Luis Diego Aguilar Ralón
VOCAL V	Br. Christian Daniel Estrada Santizo
SECRETARIO	Ing. Hugo Huberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Mtro. Ing. César Augusto Castillo Morales
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armado Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí
SECRETARIO	Mtro. Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL DE CARGAS LATERALES INCREMENTALES EN GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería, con fecha noviembre de 2018.

Ing. Gustavo Fernando Orozco Orozco

EEPFI-583-2019

En mi calidad como Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Postgrado, a la Tesis de Graduación de la Maestría en Ciencias en Estructuras titulado: **"ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL DE CARGAS LATERALES INCREMENTALES EN GUATEMALA"** presentado por el Ingeniero Civil **Gustavo Fernando Orozco Orozco** quien se identifica con Carné **100023514**, procedo a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

"Id y Enseñad a Todos"


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
DECANA
FACULTAD DE INGENIERÍA

Inga. Aurelia Anabela Gordova Estrada
Decana
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Guatemala, septiembre de 2019

EEPFI-584-2019

En mi calidad de Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen y verificar la aprobación del Revisor y la aprobación del Área de Lingüística a la Tesis de Graduación titulado: **"ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL DE CARGAS LATERALES INCREMENTALES EN GUATEMALA"** presentado por el Ingeniero Civil **Gustavo Fernando Orozco Orozco** quien se identifica con Carné **100023514**, correspondiente al programa de Maestría en Ciencias en Estructuras; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí
Director

Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

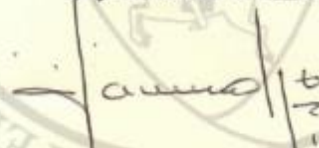


Guatemala, septiembre de 2019

Como Coordinador de la Maestría en Ciencias en Estructuras doy el aval correspondiente para la aprobación de la Tesis de Graduación titulado: "ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL DE CARGAS LATERALES INCREMENTALES EN GUATEMALA" presentado por el Ingeniero Civil Gustavo Fernando Orozco Orozco quien se identifica con Carné 100023514.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"



Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador de Maestría
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala



Guatemala, septiembre de 2019

EEFFI-586-2019

En mi calidad como Asesor del Ingeniero Civil **Gustavo Fernando Orozco Orozco** quien se identifica con Carné **100023514** procedo a dar el aval correspondiente para la aprobación de la Tesis de Graduación titulado: **"ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL DE CARGAS LATERALES INCREMENTALES EN GUATEMALA"** quien se encuentra en el programa de Maestría en Ciencias en Estructuras en la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"



Mtro. Ing. Francisco Eduardo Arrecis Sosa
Asesor

Francisco E. Arrecis Sosa
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO 9556

Guatemala, septiembre de 2019

ACTO QUE DEDICO A:

Mi madre

Beri Orozco, por todo el esfuerzo que puso en mí desde mi infancia, acompañándome en toda mi trayectoria académica. Gracias madre, porque todos esos sacrificios me han traído a este momento en mi carrera y me acompañarán el resto de mi vida.

Mi padre

Elioth Orozco, por inspirarme a ser una buena persona y por retarme intelectualmente desde pequeño. Espero que esto te llene de orgullo.

Mis hermanos

Beri Orozco y Elioth Orozco, por apoyarme siempre que lo he necesitado y por crecer juntos hasta convertirnos en profesionales exitosos.

Mis abuelos

Edelmira Ruiz, Graciela Orozco (q.e.p.d), Víctor Orozco y Cornelio Orozco. Gracias por su cariño incondicional y por la crianza complementaria que tuvieron hacia mí.

AGRADECIMIENTOS A:

Mis padres	Por todo el sacrificio financiero que tuvieron hacia mí. Estoy consciente que he sido afortunado de tener la oportunidad de estudiar hasta un nivel superior y es gracias a ustedes.
Mi asesor	Ing. Francisco Arrecis, por todos los conocimientos técnicos que me aportó para la finalización de esta investigación.
Mi jefe de trabajo	Ing. Eduardo León, por haberme ayudado por 6 años a crecer profesionalmente y por brindarme la oportunidad de aplicar los conocimientos de la ingeniería estructural en tantos proyectos.
La Escuela de Postgrado de Ingeniería	Por expandir mis conocimientos en la ingeniería estructural.
La Universidad de San Carlos de Guatemala	Por brindar educación pública en un país con tantas necesidades y por permitirme desarrollarme como ingeniero estructural.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XIX
RESUMEN.....	XXIII
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	XXV
OBJETIVOS.....	XXIX
HIPÓTESIS	XXXI
RESUMEN DEL MARCO TEÓRICO	XXXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXXV
1. SISMICIDAD EN GUATEMALA Y MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	1
1.1. Historia sísmica en Guatemala	1
1.1.1. Sismo de San Marcos, año 2012	2
1.2. Evolución de la construcción en Guatemala.	4
1.2.1. Tendencia en la construcción en el departamento de Guatemala.....	4
1.2.2. Tendencia en la construcción en el departamento de San Marcos	6
1.3. Mampostería reforzada.....	8
1.3.1. Características de la MC en Guatemala.....	10
1.3.1.1. Resistencia a compresión de bloques de concreto en Guatemala	11

1.3.1.2.	Refuerzo típico de los elementos de confinamiento, MC en Guatemala.....	13
1.3.1.3.	Resistencia y características del concreto en la MC en Guatemala.....	17
1.3.1.4.	Resistencia y características del acero en la MC	18
1.3.1.5.	Resistencia del mortero en la MC.....	18
1.3.1.6.	Tipo de cubiertas y diafragmas en un sistema de MC.....	19
1.4.	Tipología estructural.....	19
1.4.1.	Tipología estructural para la MC en Guatemala.....	21
2.	ANÁLISIS SISMO-RESISTENTE DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	25
2.1.	Normas actuales de análisis y diseño estructural para Guatemala.....	26
2.2.	Métodos de análisis sísmico, según NSE	29
2.2.1.	Análisis lineal.	30
2.2.2.	Análisis no lineal.....	31
2.3.	Vulnerabilidad estructural	32
2.3.1.	Curvas de fragilidad	33
2.4.	Riesgo sísmico.....	35
3.	DISEÑO POR DESEMPEÑO.....	37
3.1.	Evolución de la normativa de diseño por desempeño	39
3.2.	Implementación de la metodología de diseño por desempeño para edificaciones	40

3.2.1.	Evaluación de edificaciones por medio de deformaciones inelásticas	41
3.2.2.	Objetivos de desempeño y niveles de amenaza sísmica	43
3.3.	Diseño por desempeño para la mampostería confinada.....	44
3.3.1.	Niveles de desempeño para la MC	44
3.3.1.1.	Curva de <i>Backbone</i> para la MC	46
3.3.1.1.1.	Ecuaciones para curva de <i>Backbone</i> en MC	47
3.3.1.1.2.	Limitaciones para emplear las ecuaciones de <i>Backbone</i> en MC	51
3.3.1.2.	Densidad de muros en la MC.....	52
3.3.2.	Metodología de análisis no lineal para la MC.....	54
3.3.2.1.	Análisis no lineal por el método de columna ancha	55
3.3.2.2.	Diagrama de flujo para un análisis no lineal de la MC.....	56
4.	ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE MAMPOSTERÍA CONFINADA POR EL MÉTODO DE COLUMNA ANCHA, APLICADO A GUATEMALA.....	59
4.1.	Definición de las variables de la MC para Guatemala	59
4.1.1.	Resistencia de los bloques de mampostería.....	59
4.1.2.	Longitud de muros, relación H/L.....	60
4.1.3.	Rangos para variables de MC para Guatemala	61
4.2.	Modelo “Muro 0”	62
4.2.1.	Propiedades geométricas para “Muro 0”	62
4.2.2.	Integración de cargas para “Muro 0”	64

4.3.	Propiedades de resistencia para “Muro 0”	68
4.4.	Variables para “Muro 0” para definir curva de <i>Backbone</i>	69
4.5.	Determinación de espectro de diseño sísmico para Guatemala ...	73
4.5.1.	Espectro de diseño sísmico para ciudad de Guatemala ..	73
4.5.2.	Conversión del espectro de diseño a formato ADRS	79
4.6.	Modelo matemático computacional en SAP2000, para “Muro 0” ..	83
4.7.	Curva de capacidad determinada por SAP2000	90
4.7.1.	Curva de capacidad en formato ADRS	95
4.8.	Determinación del punto de desempeño.	98
5.	CURVAS DE FRAGILIDAD DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	107
5.1.	Punto de desempeño y curvas de fragilidad	107
5.1.1.	Variables geométricas y de carga para muros.....	108
5.1.2.	Integración de cargas	109
5.1.3.	Carga axial.....	110
5.1.4.	Masa sísmica por nivel	114
5.1.5.	Resistencia de los materiales	115
5.1.6.	Curvas <i>Backbone</i> para muros 1 a 36.....	119
5.2.	Análisis no lineal por cargas incrementales para todos los modelos en SAP2000.....	124
5.2.1.	Determinación del daño en todos los modelos	124
5.3.	Curvas de fragilidad, deformación vs daño	132
6.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	141
6.1.	Límites mínimos considerados en los modelos	141
6.2.	Falta de capacidad a compresión.....	143

6.3. Densidad de muros “d/n” y comparación con propuestas de AGIES.....	145
6.4. Patrón de daño en la MC.....	148
6.5. Fragilidad, según la cantidad de niveles.....	153
6.6. Comparación de resultados matemáticos con pruebas experimentales	156
CONCLUSIONES	161
RECOMENDACIONES.....	165
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	167
ANEXOS.....	173

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Ubicación del epicentro, sismo $M_c=7.2$ del 7 de noviembre de 2012.....	2
2. Zona geográfica afectada por sismo 2012.....	3
3. Porcentaje de pérdidas por sectores, terremoto San Marcos 2012..	3
4. Tendencia construcción departamento de Guatemala.....	5
5. Tendencia construcción departamento de San Marcos.....	7
6. Separación típica de mochetas en MC.....	14
7. Armado típico para elementos horizontales en MC, con una solera intermedia.....	16
8. Armado típico para elementos horizontales en MC, con dos soleras intermedias.....	17
9. Tipos de análisis sísmico en edificaciones.....	29
10. Ejemplo de curva de fragilidad.....	34
11. Relación fuerza-desplazamiento del rango elástico e inelástico.....	37
12. Desarrollo de normas para el diseño por desempeño, para los Estados Unidos de América.....	39
13. Capacidad de los edificios y niveles de daño.....	41
14. Curva esquemática para carga-desplazamiento y el daño asociado.....	42
15. Recomendaciones mínimas de los objetivos de desempeño, para edificios, según ATC-40.....	43
16. Estados de daños límites ELO, ELS, ELDC y ELU.....	45
17. Curva <i>Backbone</i> para MC.....	47

18.	Modelo modificado de la columna ancha para espécimen 3D.....	56
19.	Metodología para un análisis no lineal y evaluación de desempeño de la MC.....	57
20.	Elevación esquemática para “Muro 0”.....	63
21.	Curva <i>Backbone</i> para “Muro 0”.....	73
22.	Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.....	74
23.	Espectro de diseño NSE 2-18.....	78
24.	Espectro de diseño en formato ADRS.....	83
25.	Definición del material de MC en SAP2000.....	84
26.	Definición de los elementos tipo <i>frame</i> , SAP2000.....	85
27.	Espectro de diseño en SAP2000.....	86
28.	Definición de valores para articulaciones plásticas, SAP2000.....	87
29.	Perspectiva 3D, modelo columna ancha de “Muro 0”.....	88
30.	Deformación de modelo “Muro 0” en SAP2000.....	89
31.	Curva de capacidad para “Muro 0” y niveles de desempeño.....	92
32.	Deformación muro para nivel de desempeño ELS.....	93
33.	Deformación muro para nivel de desempeño ELO.....	93
34.	Deformación muro para nivel de desempeño ELDC.....	94
35.	Deformación muro para nivel de desempeño ELR.....	94
36.	Deformación muro para nivel de desempeño ELU.....	95
37.	Curva de capacidad para “Muro 0” en Formato ADRS.....	98
38.	Período secante inicial en curva de capacidad.....	100
39.	Punto de desempeño para “Muro 0”.....	105
40.	Punto de desempeño en SAP2000, “Muro 0”.....	106
41.	Carga axial acumulada, modelos 1 a 12.....	112
42.	Carga axial acumulada, modelos 13 a 24.....	113
43.	Carga axial acumulada, modelos 13 a 24.....	113
44.	Curva <i>Backbone</i> , modelos 1 a 4.....	123
45.	Curva de capacidad "Muro 1" y niveles de desempeño.....	125

46.	Curva de capacidad "Muro 1" y % daño.....	126
47.	Curva de fragilidad, 3 niveles, f'm 25kg/cm ²	133
48.	Curva de fragilidad, 2 niveles, f'm 25kg/cm ²	133
49.	Curva de fragilidad, 1 nivel, f'm 25kg/cm ²	134
50.	Curva de fragilidad, 3 niveles, f'm 35kg/cm ²	134
51.	Curva de fragilidad, 2 niveles, f'm 35kg/cm ²	135
52.	Curva de fragilidad, 1 nivel, f'm 35kg/cm ²	135
53.	Curva de fragilidad, 3 niveles, f'm 75kg/cm ²	136
54.	Curva de fragilidad, 2 niveles, f'm 75kg/cm ²	136
55.	Curva de fragilidad, 1 nivel, f'm 75kg/cm ²	137
56.	Curva de fragilidad, 3 niveles, f'm 112kg/cm ²	137
57.	Curva de fragilidad, 2 niveles, f'm 112kg/cm ²	138
58.	Curva de fragilidad, 1 nivel, f'm 112kg/cm ²	138
59.	Curva de fragilidad, todos los muros, f'm 25kg/cm ²	139
60.	Curva de fragilidad, todos los muros, f'm 35kg/cm ²	139
61.	Curva de fragilidad, todos los muros, f'm 75kg/cm ²	140
62.	Curva de fragilidad, todos los muros, f'm 112kg/cm ²	140
63.	Daño en edificio 1, Tacaná, San Marcos.....	148
64.	Daño en edificio 2, San Pedro Sac, San Marcos.....	149
65.	Daño en edificio 3, San Marcos.....	150
66.	Daño en edificio 4, San Marcos.....	150
67.	Daño en edificio 5, San Marcos.....	151
68.	Caso especial de d/n.....	152
69.	Curvas de fragilidad por cantidad de niveles, f'p=25kg/cm ² , d/n=1.16 %.....	153
70.	Curvas de fragilidad por cantidad de niveles, f'p=35kg/cm ² , d/n=1.16 %.....	154
71.	Curvas de fragilidad por cantidad de niveles, f'p=75kg/cm ² , d/n=1.16 %.....	154

72.	Curvas de fragilidad por cantidad de niveles, $f_p=112\text{kg/cm}^2$, d/n=1.16 %.....	155
73.	Curvas de fragilidad para estados límite, pruebas experimentales.....	158
74.	Curvas de fragilidad para muros 1 a 36, porcentaje de deformación vs daño, MC en Guatemala.....	159
75.	Curvas <i>Backbone</i> modelos 5 a 8.....	174
76.	Curvas <i>Backbone</i> modelos 9 a 12.....	174
77.	Curvas <i>Backbone</i> modelos 13 a 16.....	175
78.	Curvas <i>Backbone</i> modelos 17 a 20.....	175
79.	Curvas <i>Backbone</i> modelos 21 a 24.....	176
80.	Curvas <i>Backbone</i> modelos 25 a 28.....	176
81.	Curvas <i>Backbone</i> modelos 29 a 32.....	177
82.	Curvas <i>Backbone</i> modelos 32 a 36.....	177

TABLAS

I.	Sismos registrados en Guatemala, desde principios de siglo XX.....	1
II.	Tendencia construcción departamento de Guatemala.....	4
III.	Tendencia de la construcción en el departamento de San Marcos.....	6
IV.	Resistencia mínima a compresión sobre área neta.....	11
V.	Resistencia a la compresión de bloques de concreto, San Marcos 2012.....	12
VI.	Separación de elementos verticales en paredes de MC.....	13

VII.	Armado típico de mochetas para MC.....	14
VIII.	Armado típico de soleras para MC.....	15
IX.	Irregularidades en planta.....	22
X	Irregularidad en elevación.....	23
XI.	Límites en las propiedades de los materiales y armado en la MC.....	52
XII.	Relación entre el nivel de daño y la densidad de muro por unidad de piso de edificios de MC.....	53
XIII.	Rangos propuestos para determinar curva <i>Backbone</i> , estructuras de MC en Guatemala.....	61
XIV.	Dimensiones geométricas “Muro 0”.....	62
XV.	Densidad de muros y daño empírico, según tabla XII.....	64
XVI.	Listado de cargas muertas para sogas de unidades de mampostería de concreto sólido.....	65
XVII.	Integración de cargas nivel 3.....	66
XVIII.	Integración de cargas niveles 2 y 1.....	66
XIX.	Cargas axiales en “Muro 0” por piso.....	67
XX	Masa por piso en “Muro 0”.....	67
XXI.	Propiedades de materiales para “Muro 0”.....	69
XXII.	Resumen de esfuerzos de corte para “Muro 0.....	71
XXIII.	Resumen de deformaciones unitarias para “Muro 0”.....	71
XXIV.	Cargas laterales para “Muro 0”.....	72
XXV.	Deformaciones laterales para Muro 0.....	72
XXVI.	Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	76
XXVII.	Factor Kd, de acuerdo al nivel de sismo.....	77
XXVIII.	Valores de espectro de respuesta en formato ADRS.....	79
XXIX.	Desplazamiento vs cortante, SAP2000.....	90

XXX.	Factores para conversión de curva de capacidad a formato ADRS.....	96
XXXI.	Valores de curva de capacidad en Formato ADRS.....	97
XXXII.	Variables iniciales para estado inicial, FEMA 440.....	99
XXXIII.	Período secante en curva de capacidad.....	100
XXXIV.	Variables para determinar punto de desempeño.....	102
XXXV.	Valores para espectro de respuesta reducido por amortiguamiento efectivo, “Muro 0”.....	103
XXXVI.	Período secante del punto de desempeño.....	104
XXXVII.	Propiedades geométricas para modelos 1 a 36.....	108
XXXVIII.	Características de área, cantidad de niveles y resistencia de los bloques, para modelos 1 a 36.....	109
XXXIX.	Integración de carga muerta, modelos 1 a 36.....	110
XL.	Integración de carga viva, modelos 1 a 36.....	110
XLI.	Carga axial muros 1 a 12.....	111
XLII.	Carga axial muros 13 a 24.....	111
XLIII.	Carga axial muros 25 a 36.....	112
XLIV.	Masa sísmica por nivel, modelos 1 a 12.....	114
XLV.	Masa sísmica por nivel, modelos 13 a 24.....	115
XLVI.	Masa sísmica por nivel, modelos 25 a 36.....	115
XLVII.	Resistencia y armado para elementos de confinamiento, modelos 1 a 36.....	116
XLVIII.	Resistencia a compresión y esfuerzo axial, modelos 1 a 12...	117
XLIX.	Resistencia a compresión y esfuerzo axial, modelos 13 a 24.	117
L.	Resistencia a compresión y esfuerzo axial, modelos 25 a 36.	118
LI.	Esfuerzos y deformaciones unitarias, modelos 1 a 12.....	119
LII.	Esfuerzos y deformaciones unitarias, modelos 13 a 24.....	120
LIII.	Esfuerzos y deformaciones unitarias, modelos 25 a 36.....	120

LIV.	Fuerzas y desplazamientos para la curva <i>Backbone</i> , modelos 1 a 12.....	121
LV.	Fuerzas y desplazamientos para la curva <i>Backbone</i> , modelos 13 a 24.....	122
LVI.	Fuerzas y desplazamientos para la curva <i>Backbone</i> , modelos 25 a 36.....	122
LVII.	Resultados análisis no lineal para todos los modelos, SAP2000.....	127
LVIII.	Daño probable, según d/n y f'p. Sismo 10 % en 50 años.....	144
LIX.	Coefficiente L_0 , longitud mínima de muros por área de losa...	145
LX.	Porcentaje de área de paredes requerido para estructuras de MC.....	146
LXI.	Distorsiones asociadas con los estados límites considerados para los muros de albañilería confinada.....	156

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura del muro.
β_{eff}	Amortiguamiento efectivo del punto de desempeño.
B_o	Amortiguamiento inicial.
N	Cantidad de niveles.
F_a	Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos.
F_v	Coeficiente de sitio para períodos de vibración largos.
N_a	Coeficiente por proximidad de amenazas especiales para períodos cortos.
N_v	Coeficiente por proximidad de amenazas especiales para períodos largos.
C_s	Coeficiente sísmico para una estructura.
V	Cortante basal.
ρ_{vc}	Cuantía de acero horizontal.
ρ_{hc}	Cuantía de acero vertical.

Δ_{cr}	Deformación absoluta de agrietamiento.
Δ_0	Deformación absoluta inicial.
Δ_{max}	Deformación absoluta máxima.
Δ_{ult}	Deformación absoluta última.
$\bar{\delta}_{cr}$	Deformación unitaria de agrietamiento.
$\bar{\delta}_{max}$	Deformación unitaria máxima.
$\bar{\delta}_{ult}$	Deformación unitaria última.
d	Densidad de muros.
Φ_i	Desplazamiento del modo 1.
σ_v	Esfuerzo a compresión.
v_0	Esfuerzo inicial por corte.
v_{max}	Esfuerzo máximo por corte.
v_{ult}	Esfuerzo último por corte.
T	Espesor de muro.
v_{cr}	Esfuerzo de agrietamiento por corte.
d/n	Factor de densidad por niveles.
K_d	Factor de determinación de los niveles de diseño.
μ_1	Factor de ductilidad para punto de desempeño.
R	Factor de reducción por ductilidad.

V_{cr}	Fuerza cortante de agrietamiento.
V_0	Fuerza cortante inicial.
V_{max}	Fuerza cortante máxima.
V_{ult}	Fuerza cortante última.
g	Gravedad.
I_0	Índice de sismicidad.
L	Longitud del muro.
M_w	Magnitud de momento.
S_{1s}	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras de período 1 seg.
S_{cs}	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés, para estructuras de período corto.
S_{1r}	Ordenada espectral de período 1 seg del sismo extremo.
S_{cr}	Ordenada espectral de período corto del sismo extremo.
T_i	Período de respuesta.
T_{eff}	Período efectivo.
T_0	Período secante.

W	Peso de la estructura.
M_i	Peso por nivel.
α₁	Porcentaje de participación modal.
S_{ai}	Pseudo-aceleración de la estructura.
S_{di}	Pseudo-desplazamiento.
H/L	Relación entre altura y longitud.
σ_m	Resistencia a corte de la mampostería.
f'p	Resistencia a la compresión de un bloque de concreto.
f'm	Resistencia a la compresión de un muro de mampostería.
F_y	Resistencia a la fluencia del acero.
f_{yvc}	Resistencia a la fluencia del acero horizontal.
μ	Variable de ductilidad del muro.
B	Variable por apertura en muros.
Y	Variable por material de mampostería.

GLOSARIO

Análisis no lineal	Análisis sísmico que considera la degradación de los elementos estructurales hasta incursionar en el rango inelástico de una estructura.
Ductilidad	Capacidad de un sistema estructural a deformarse e incursionar en el rango inelástico.
Curva de capacidad	Curva que define la rigidez de un edificio en sus rangos elásticos e inelásticos.
<i>Backbone</i>	Curva que define el comportamiento inelástico de una articulación plástica.
Curva de demanda	Curva que define la demanda sísmica de un edificio dependiendo del amortiguamiento efectivo de éste.
Curvas de fragilidad	Curva que define la probabilidad de daño de un edificio ante distintos niveles de demanda sísmica.
Solera	Elemento horizontal de concreto reforzado, para la mampostería confinada.

Mocheta	Elemento vertical de concreto reforzado, para la mampostería confinada.
Vulnerabilidad sísmica	Es el conjunto de irregularidades y variables de un edificio que lo predisponen a sufrir daño.
Peligrosidad sísmica	Es la amenaza sísmica de un lugar específico, según las fallas tectónicas del lugar y la distancia a éstas.
Tipología estructural	Es la calificación de un edificio, según las características físicas, tanto en elevación como en planta.
Riesgo sísmico	Es la combinación entre la vulnerabilidad estructural de un edificio y la amenaza sísmica, por ubicación geográfica.
Modo de vibración	Es la forma específica en la que vibra un edificio.
Espectro de diseño	Es la respuesta de vibración de un edificio ante un evento sísmico.
Diseño por desempeño	Filosofía de diseño que plantea límites de deformación inelástica relacionándolos con el daño probable en un edificio.

Pushover

Metodología de análisis no lineal que consiste en la aplicación de fuerzas laterales a un edificio, las cuales van incrementando hasta que se presentan las articulaciones plásticas.

Articulación plástica

Punto de incursión en el rango inelástico de un elemento estructural, el cual se presenta en forma de daño.

Punto de desempeño

Punto de intersección de las curvas de capacidad y de demanda, determina el daño probable en un sistema estructural.

Rigidez

Resistencia a la deformación de un sistema estructural.

Mampostería confinada (MC)

Sistema constructivo que utiliza bloques mampuestos pegados con mortero, rodeados de elementos de concreto reforzado.

RESUMEN

Desde los daños causados por el terremoto de 1976, en Guatemala se ha ido cambiando la metodología constructiva para hacerla más resistente ante los sismos. Desde ese año, los sistemas de baja ductilidad como el adobe han dado paso a sistemas con mayor ductilidad y resistencia como la mampostería confinada (MC).

La MC es el sistema estructural más utilizado en Guatemala, en la construcción habitacional. La facilidad constructiva y los materiales de fácil acceso presentan una alternativa económica para muchas personas. Esto ha provocado que en muchos casos se abuse del sistema constructivo con materiales de baja calidad o con tipologías inapropiadas, elevando el riesgo de las personas que habitan estas edificaciones.

Posteriormente al terremoto de 2012, que afectó la parte occidental de Guatemala, se observó que las estructuras de MC tienden a sufrir daños importantes que comprometen su estabilidad. Estos daños se presentan en forma de fallas de cortante (fallas en diagonal) o en fallas a compresión de las paredes.

En un análisis sísmico típico, en donde se calculan las fuerzas sísmicas y se asume un factor R de reducción por ductilidad, es imposible conocer el comportamiento final de una estructura, ya que este tipo de análisis no toma en cuenta la degradación de los elementos estructurales y no permite relacionarlo con el daño probable que se puede presentar. Para conocer la vulnerabilidad de un edificio es necesario utilizar metodologías de análisis no lineal que tomen en cuenta la incursión en el rango inelástico.

En la presente investigación se pondrá a prueba la vulnerabilidad del sistema de MC, utilizando datos experimentales de laboratorio sobre la relación entre el desplazamiento lateral y el daño observado. Estos datos sirven para modelar matemáticamente diversos escenarios de un edificio de MC, y así relacionarlo con el daño que podría presentarse en dicha edificación.

Luego de realizar los análisis no lineales en estos edificios, se plantean las curvas de fragilidad, las cuales describen el daño probable ante la inclusión de variables de densidad de muros y resistencia a la compresión de los bloques de mampostería. Este análisis presenta el primer acercamiento para la realización de un análisis de riesgo sísmico más extenso, ya que presenta las herramientas para determinar el nivel de vulnerabilidad de la MC.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La incertidumbre en el diseño y construcción que existe en las obras de mampostería confinada (MC), eleva su vulnerabilidad y pone en riesgo a la estructura y los usuarios ante una amenaza sísmica en Guatemala.

La MC es un sistema estructural que se ha utilizado ampliamente en diferentes países del mundo, especialmente en aquellos países en vías de desarrollo como Guatemala. Los elementos de confinamiento de concreto reforzado han permitido que este sistema se haya comportado de manera adecuada en diversos sismos. Sin embargo, el abuso del sistema constructivo, tanto en materiales de construcción como en configuración geométrica de la estructura, han propiciado que dicho sistema estructural presentara fallas graves ante sismos recientes, dejando en claro que la vulnerabilidad del sistema ha aumentado.

La medición de la vulnerabilidad sísmica alrededor del mundo ha evolucionado en los últimos años, por muchas razones, principalmente económicas y de reducción de desastres. Desafortunadamente en Guatemala existe escasa información que permita desarrollar un análisis de vulnerabilidad sísmica que describa la probabilidad de daño en la MC, ya que no se cuenta con las herramientas necesarias para medir su comportamiento en el rango no lineal.

En la siguiente investigación, se propone desarrollar un modelo matemático que pueda describir el comportamiento no lineal de este sistema constructivo ante distintos escenarios de resistencia de materiales y densidad de

muros. Tomando como referencia información de pruebas experimentales de otros países.

Para desarrollar un análisis no lineal en la MC se implementará una metodología basada en las recomendaciones de FEMA440, el cual consiste en medir el desplazamiento de desempeño de un edificio modelo ante las fuerzas incrementales o *Pushover*. Para realizar este tipo de análisis no lineal se necesita también definir la curva denominada *Backbone* del sistema, donde la investigación realizada por Riahi (2007), presenta un punto de partida para el análisis no lineal de la mampostería confinada.

En el presente trabajo se busca dar respuestas a las siguientes interrogantes:

Pregunta general:

¿En qué medida las curvas de fragilidad obtenidas de un análisis no lineal con parámetros experimentales de otros países sísmicos, explican la vulnerabilidad de la mampostería confinada utilizada en Guatemala?

Preguntas específicas:

- 1- ¿Cuáles son los parámetros técnicos de los materiales y de armado, que rigen la construcción de la MC en Guatemala?
- 2- ¿Cuál es el grado de relación que existe entre las curvas *Backbone* desarrolladas experimentalmente en otros países en la MC con los modelos matemáticos de medición de daño planteados para Guatemala?

- 3- ¿Cuál es la relación entre el índice de densidad de muros “d/n” y la resistencia a compresión de la mampostería con los niveles de desempeño que describen el daño obtenido, mediante pruebas experimentales de paneles de MC?

- 4- ¿Cuál es el grado de relación entre las curvas de fragilidad obtenidas, mediante un análisis no lineal de la MC con la evidencia empírica de daño en Guatemala para este tipo de estructuras, debido al sismo de 2012 en el occidente del país?

OBJETIVOS

General:

Determinar cómo las curvas de fragilidad, obtenidas de un análisis no lineal con parámetros experimentales de otros países sísmicos, explican la vulnerabilidad estructural de la mampostería confinada (MC) en Guatemala

Específicos:

1. Definir los parámetros técnicos de materiales y armado estructural, que rigen el diseño y construcción de la MC en Guatemala.
2. Desarrollar una metodología que permita medir la cantidad de daño probable que pueda presentarse en un muro de MC ante desplazamientos inelásticos para Guatemala, a través de curvas de *Backbone* obtenidas de pruebas experimentales desarrolladas en otros países.
3. Determinar la relación entre el Índice de densidad de muros “d/n” de una estructura y la resistencia a compresión de la mampostería, con los niveles de desempeño que describen el daño obtenido, mediante pruebas experimentales de paneles de MC.
4. Establecer el grado de relación entre las curvas de fragilidad, obtenidas mediante un análisis no lineal de la MC, con la evidencia empírica del daño en este tipo de estructuras ocasionado, debido al sismo de 2012 en el occidente del país.

HIPÓTESIS

Es posible analizar de manera técnica y analítica la vulnerabilidad de las estructuras de mampostería confinada en Guatemala, aplicando modelos teóricos de comportamiento no lineal desarrollados en otros países sísmicos con base en resultados experimentales.

RESUMEN DEL MARCO TEÓRICO

El riesgo sísmico depende de dos variables importantes, la vulnerabilidad estructural y la peligrosidad sísmica. La primera variable obedece a las irregularidades y características físicas de un edificio en particular, y la segunda variable depende de la ubicación geográfica en donde se esté analizando la estructura. La conjunción de estas dos variables define el riesgo que corre las personas ante un evento sísmico.

Existen dos tipos de análisis sísmico, según el nivel de detalle en la medición de degradación de los elementos estructurales; análisis lineal y análisis no lineal. Para determinar la capacidad de incursión inelástica de una estructura es necesario realizar un análisis no lineal, el cual puede ser estático o dinámico. En un análisis no lineal estático se aplican cargas laterales que se van incrementando hasta que se presentan las articulaciones plásticas; mientras que un análisis no lineal dinámico hace uso de registros de sismos reales de un análisis de historia en el tiempo.

El diseño por desempeño es la filosofía de diseño que toma en cuenta límites de daño específicos que pueden presentarse en una estructura. Para realizar este tipo de diseño es necesario conocer la pérdida de rigidez de nuestro sistema estructural. Esta pérdida de rigidez se ve reflejado en la curva de capacidad que define la incursión de un edificio en el rango inelástico, mientras que la demanda estructural se refleja en el espectro de demanda, el cual, se ve modificado por el amortiguamiento del sistema analizado.

La intersección de las curvas de capacidad y demanda dan como resultado el punto de desempeño, el cual es el que define el daño probable a presentarse en un edificio, según la incursión en la curva de capacidad en donde se haya dado la intersección.

Este daño probable se puede graficar en curvas de fragilidad, las cuales obedecen a una distribución normal. Estas curvas varían, según las características específicas de un edificio, su tipología, la demanda sísmica, el sistema estructural.

La mampostería confinada (MC) es un sistema estructural con origen en el siglo XIX, el ingeniero francés Paul Cottacin presenta un modo primario de refuerzo. Durante las últimas décadas, este sistema estructural ha presentado resultados exitosos ante sismos en diversas partes del mundo. Alrededor del planeta se han realizado investigaciones que buscan obtener parámetros que definan la vulnerabilidad de la MC. Estos estudios se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Pruebas experimentales, donde los muros son sometidos a fuerzas laterales en laboratorio midiendo el agrietamiento ante el aumento de los desplazamientos.
- Mediciones empíricas, en países como Chile se han realizado investigaciones sobre el daño observado luego de un sismo y de propiedades empíricas de los edificios, como la densidad de muros y la resistencia de los materiales.
- Simulaciones matemáticas, se han realizado investigaciones que buscan recrear el comportamiento de laboratorio de la MC en programas de análisis por computadora. Entre este tipo de modelos matemáticos, la metodología más práctica es el “columna ancha”.

INTRODUCCIÓN

La mampostería es el sistema constructivo más común para viviendas en Guatemala, debido a su versatilidad y simplicidad constructiva. Este sistema consiste en paredes compuestas especialmente de ladrillo o bloques de concreto, que se pegan con algún tipo de mortero y que al estar reforzadas con elementos de concreto armado, se le denomina mampostería confinada (MC), la cual es la variante más usada de este sistema.

En general, el diseño de edificios ha seguido tradicionalmente fundamentos de comportamiento elástico, donde la degradación y pérdida de rigidez en los elementos estructurales no es tomada en cuenta en un análisis de carga lateral por sismo. Sin embargo, la mayoría de estas estructuras experimentará cierto grado de comportamiento inelástico con sismos mayores al valor del sismo considerado en su diseño.

Cuando una estructura entra en el rango no elástico de su comportamiento ante una demanda sísmica, ésta tiende a sufrir degradación en sus elementos estructurales, es decir se desarrolla daño, el cual se presenta en forma de fisuraciones y grietas en los elementos que resisten carga lateral, por lo que la rigidez inicial de dicha estructura se verá disminuida. Este daño, en el caso específico de la MC, según diversos estudios alrededor del mundo, está directamente relacionada por la distorsión lateral del sistema.

En el capítulo 1, se presentan las bases de la presente investigación, abarcando las características sísmicas de Guatemala, los antecedentes y

evolución de los sistemas constructivos en el país en el pasado siglo, los detalles de armado y de resistencia para la MC en el país.

En el capítulo 2, se realiza un resumen de las especificaciones técnicas y normativas actuales para el diseño de la MC en Guatemala, así como los tipos de análisis sísmicos permitidos por las normas NSE. Además, se hace una introducción al análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico.

En el capítulo 3, se presenta una recopilación de la bibliografía disponible sobre la evolución del diseño por desempeño, a través de la normativa en EE.UU., además de un resumen de las características de la MC y la evolución del estudio de los límites de desempeño obtenidos a través de pruebas de laboratorio, definiendo así las ecuaciones que definen el comportamiento inelástico de la MC y las curvas *Backbone* para las articulaciones plásticas del sistema. En este capítulo se explora también la metodología de diseño por desempeño y medición de daño en un sistema de MC utilizando modelos matemáticos.

En el capítulo 4, se presenta el caso de estudio denominado “Muro 0”, sobre el cual se le aplica la metodología de análisis no lineal, con la metodología definida en el capítulo 3, incluyendo las curvas *Backbone* y los métodos matemáticos para ingresarlos a SAP2000. En este capítulo se comprueba la metodología propuesta por ATC40 y FEMA 440.

En el capítulo 5, se realiza el análisis de vulnerabilidad de 36 modelos de muros, con distintas variables de geometría y carga, para tabular los puntos de desempeño y posteriormente las curvas de fragilidad de cada uno. En este capítulo se calculan las variables específicas que definen las curvas *Backbone*,

observando de esta manera la diferencia que genera en una edificación la resistencia de los materiales y la densidad de muros.

Finalmente, el capítulo 6 consiste en la discusión de resultados con pruebas, tanto experimentales como empíricas de casos reales. Además, se discuten particularidades sobre los resultados de fragilidad obtenidos en el capítulo 5, como la ductilidad de los sistemas en Guatemala y los patrones de daño observados en sismos recientes en el país.

El análisis de vulnerabilidad que se realiza sobre las estructuras de un país permite tener una radiografía del estado de daño que se espera en un área específica ante un sismo probable en la zona. Actualmente estos métodos de vulnerabilidad hacen uso de diversas herramientas tecnológicas para su uso masivo, es decir, aplicadas en áreas grandes de ciudades y países. La presente investigación plantea el punto de partida, para que, en futuras investigaciones se desarrollen de manera más amplia, matrices de riesgo que logren abarcar un espectro más grande de edificaciones en Guatemala.

1. SISMICIDAD EN GUATEMALA Y MAMPOSTERÍA CONFINADA

1.1. Historia sísmica en Guatemala

Guatemala es un país altamente sísmico, ubicado en el perímetro del denominado: “Cinturón de fuego” del Océano Pacífico. Por lo tanto, durante el último siglo ha sido expuesto a sismos de considerable magnitud que han provocado la muerte de miles de personas, siendo el más mortífero el acontecido en el año 1976. A continuación, se presenta una tabla que resume los eventos sísmicos más relevantes de la historia reciente en el país:

Tabla I. **Sismos registrados en Guatemala, desde principios de siglo XX**

Fecha	Sismo (Alcance)	Hora	Magnitud (Mw)	Max intensidad	Muertes
18/04/1902	Quetzaltenango/Sololá	20:23	7.5		200
8/03/1913	Cuilapa, Santa Rosa	08:55			
1917-1918	Centro Guatemala	Varios			
6/08/1942	Guatemala, Sacatepéquez, Chimaltenango, San Marcos	23:36	8.3		
20/02/1959	Ixcán, Quiché	18:16			
4/02/1976	Centro Guatemala	03:03	7.5		25000
11/10/1985	Uspantán, Quiché	03:39	5		
18/09/1991	Pochuta, Chimaltenango	03:48	5.3	VII	25
19/12/1995	Tucurú, Alta Verapaz	14:56	5.3	III	1
10/01/1998	Suroccidente Guatemala	02:20	5.8	VII	
2/03/1998	Suroccidente Guatemala	20:24	4.8	VII	44
7/11/2012	Suroccidente Guatemala	10:35	7.4	VIII	45

Fuente: INSIVUMEH, 2016.

1.1.1. Sismo de San Marcos, año 2012

En el año 2012, el mayor sismo en 40 años afectó la parte occidental de Guatemala. Con una magnitud de Mc 7.2 (Mw 7.4, según el Servicio Geológico de los Estados Unidos). Las personas fallecidas durante el sismo ascienden a 45 personas, además se interrumpieron los servicios de telefonía y energía eléctrica y se reportaron cuantiosos daños de infraestructura en varios departamentos del país. (INSIVUMEH, 2014).

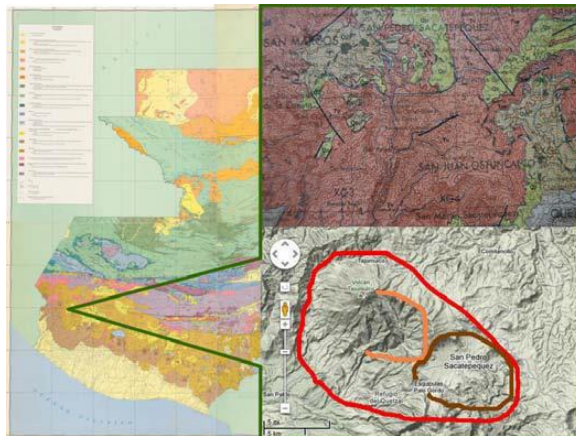
Figura 1. Ubicación del epicentro, sismo Mc = 7.2 del 7 de noviembre de 2012



Fuente: INSIVUMEH, 2014, pág. 5.

La zona más afectada por este terremoto fueron los municipios de San Marcos y San Pedro Sacatepéquez, ubicados en el departamento de San Marcos. Esta zona se encuentra rodeada por montañas y volcanes, característica típica del “cinturón de fuego” por las fallas de subducción en el Océano Pacífico.

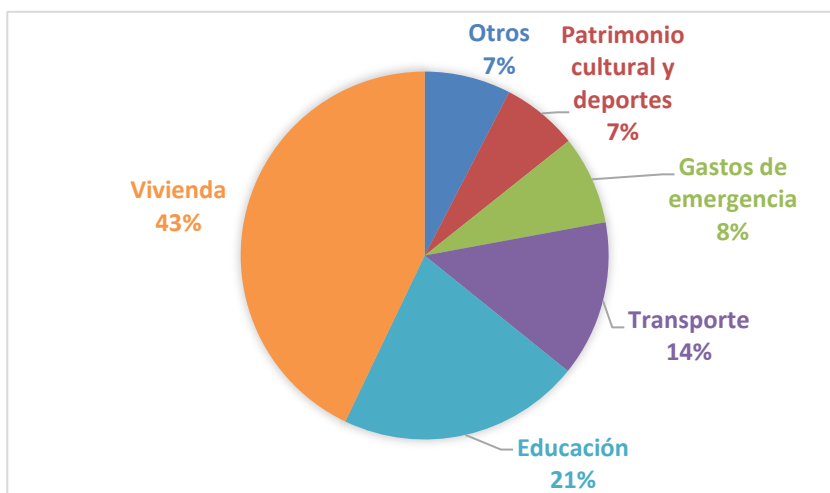
Figura 2. **Zona geográfica afectada por sismo 2012**



Fuente: AGIES; EERI, 2013, pág. 12.

Los daños ocasionados por este terremoto se concentraron en edificaciones de tipo habitacional, siendo estas un 43 % del total de estructuras en la zona afectada (ver figura 3). Estos resultados pueden relacionarse directamente con el tipo de construcción existente en la zona para ese año y la tendencia de la construcción en el país durante las últimas décadas.

Figura 3. **Porcentaje de pérdidas por sectores, sismo San Marcos 2012**



Fuente: AGIES; EERI, 2013, pág. 24.

1.2. Evolución de la construcción en Guatemala

La construcción en Guatemala ha pasado de tener como sistema constructivo dominante a estructuras masivas y de comportamiento frágil como el adobe, hasta recientemente construcciones de mampostería y estructuras con concreto reforzado. Este cambio ha sucedido a distintos ritmos en distintos puntos de país, por la diferencia entre los daños ocasionados por cada sismo importante en cada una de las zonas.

1.2.1. Tendencia en la construcción para el departamento de Guatemala

El terremoto de 1976 tuvo un área de daños que se concentró en la zona central del país, principalmente entre los departamentos de Guatemala, Chimaltenango y Sacatepéquez. El desarrollo de la mampostería se aceleró en estas regiones, especialmente por el pobre comportamiento de las viviendas de adobe que provocaron la mayoría de muertes por el terremoto. En la tabla II de datos de censos realizados por el Instituto Nacional de Estadística (INE), se observa que posteriormente al terremoto el sistema de mampostería tuvo un salto importante de alrededor del 19 %, medido entre los años 1973 y 1981 para el departamento de Guatemala.

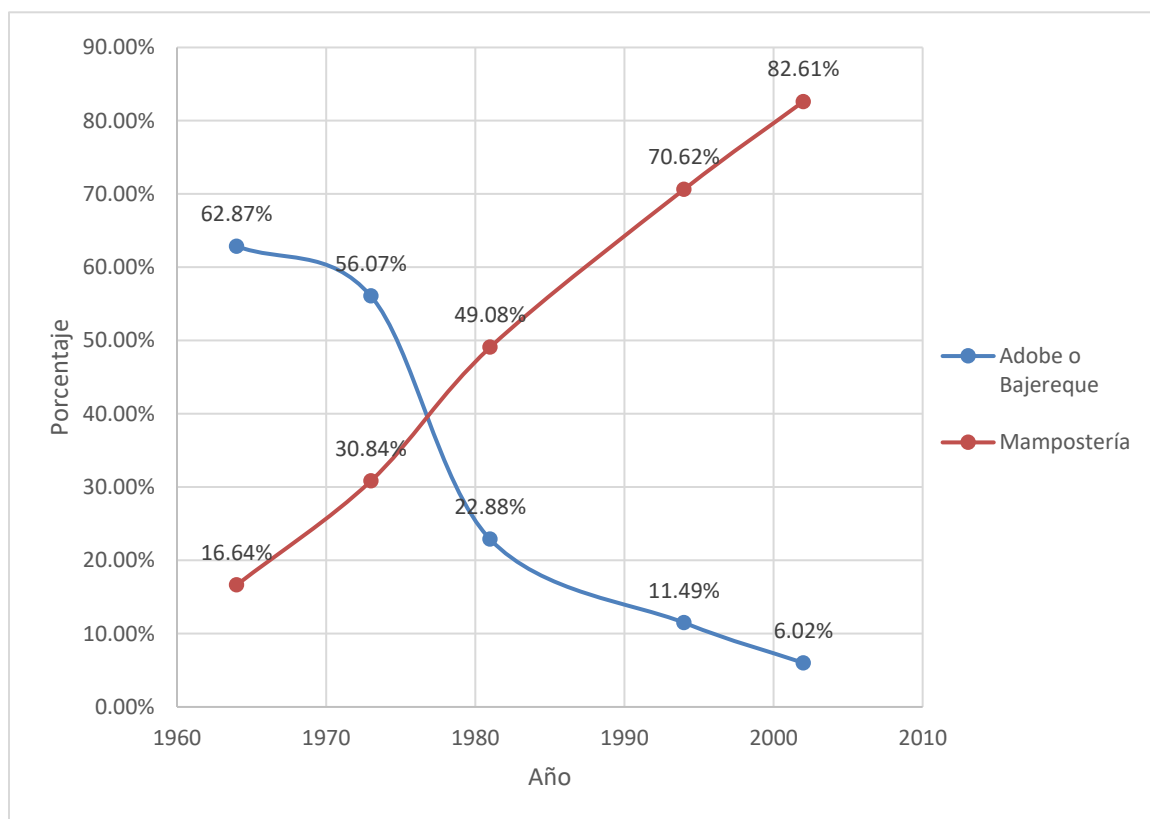
Tabla II. **Tendencia construcción departamento de Guatemala**

Año	Ladrillo, bloque de concreto	% Ladrillo, bloque de concreto	Adobe y bajereque	% Adobe y bajereque	Total viviendas
2002	511,629.00	82.61%	37,268.00	6.02%	619,304.00
1994	253,592.00	70.62%	41,273.00	11.49%	359,077.00
1981	129,433.00	49.08%	60,342.00	22.88%	263,720.00
1973	47,824.00	30.84%	86,955.00	56.07%	155,083.00
1964	24,450.00	16.64%	92,364.00	62.87%	146,905.00

Fuente: Villagran, 2008, pág 15.

Los años posteriores al sismo supusieron un punto de inflexión en cuanto al sistema constructivo dominante en este departamento, ver figura 4. Durante esos años, la construcción en mampostería tomó el relevo en cantidad de construcciones, hasta llegar a un 82.6 % en el año 2002. Actualmente se asume que, para el departamento de Guatemala, la cantidad de estructuras construidas con algún tipo de mampostería es aún mayor al de hace 16 años.

Figura 4. **Tendencia construcción departamento de Guatemala**



Fuente: elaboración propia, basado en Villagran, 2008.

1.2.2. Tendencia en la construcción en el departamento de San Marcos

El departamento de San Marcos se ubica geográficamente en la zona occidental del país de Guatemala, con una población registrada para el año 2002 de 995,742 habitantes (INE, 2013). Siendo los municipios de San Marcos y San Pedro Sacatepéquez los de mayor importancia económica en la zona al ubicarse en la zona cabecera del departamento.

Este departamento se vio moderadamente afectado por el sismo de mayor destrucción en la historia del país sucedido en el año 1976, al encontrarse alejado del epicentro de dicho terremoto. Esto se ve reflejado en el distinto ritmo de transición de construcciones de adobe a construcciones con mampostería entre el departamento de Guatemala (zona central) y el departamento de San Marcos (zona occidental).

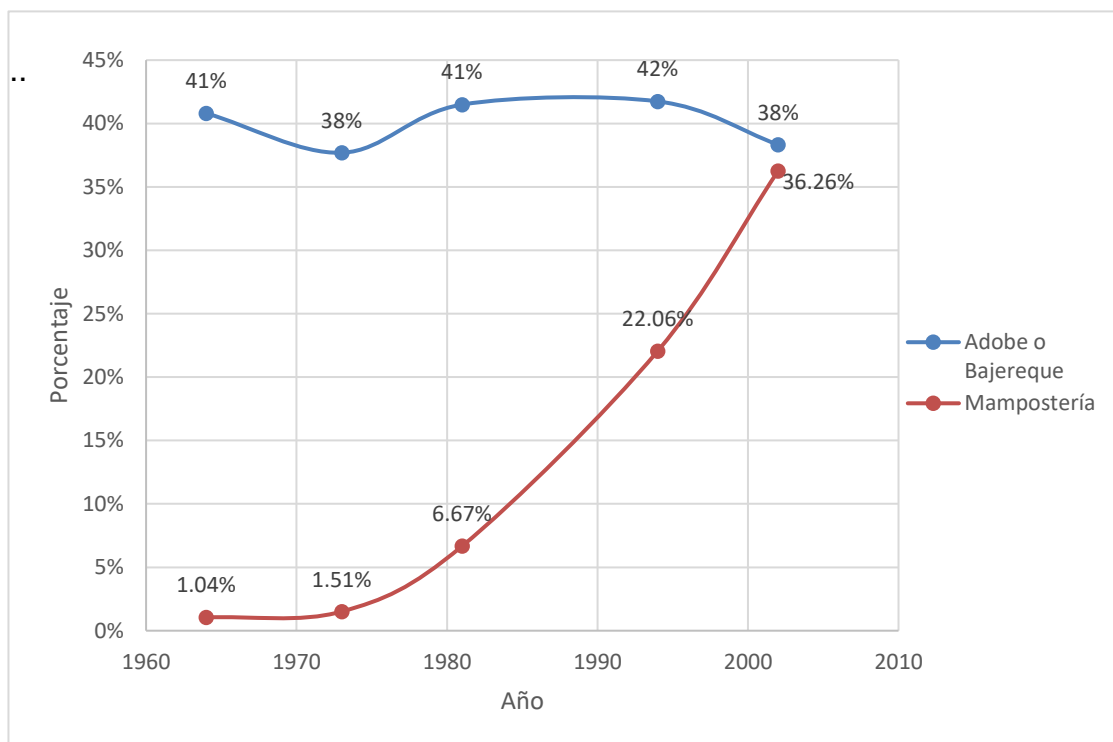
Tabla III. Tendencia de la construcción en el departamento de San Marcos

Año	Ladrillo, bloque de concreto.	% Ladrillo, bloque de concreto.	Adobe y bajereque	% Adobe y bajereque	Total viviendas
2002	64,521	36.26%	68,212	38%	177,946
1994	24,302	22.06%	45,999	42%	110,188
1981	6,122	6.67%	38,086	41%	91,789
1973	1,237	1.51%	30,814	38%	81,740
1964	644	1.04%	25,264	41%	61,911

Fuente: Villagran, 2008, pág 35.

Posteriormente al terremoto del año 1976, en el departamento de San Marcos, el adobe no tuvo el nivel de destrucción que la zona central del país sufrió, por lo que se puede observar incluso un aumento en porcentaje llegando a la década de 1980. Sin embargo, la mampostería tuvo un incremento constante desde esos años hasta la década de 1990. El sismo de 1998 puede que haya causado una tendencia más marcada para la construcción en mampostería, ya que desde el año de 1994 al 2002 el porcentaje aumentó de un 22.1 % a un 36.3 %, según puede observarse en la figura 5.

Figura 5. **Tendencia construcción departamento de San Marcos**



Fuente: elaboración propia, basado en Villagran, 2008.

Para el año 2012, la cantidad de estructuras existentes con el sistema constructivo de adobe en el departamento de San Marcos aún representaba un porcentaje considerablemente alto, con viviendas que sobrevivieron sismos anteriores. Esto puede explicar la cantidad de viviendas que se desplomaron ante el movimiento sísmico de ese año y el número de personas que murieron a causa de esto.

Para ese mismo año, se puede asumir que el otro sistema constructivo dominante en la zona era la mampostería. El cual fue el sistema que ha ganado terreno en la construcción en todo el país, por la facilidad constructiva y por la mejora que supone ante la acción de los sismos.

1.3. Mampostería reforzada

Las estructuras de mampostería se han venido utilizando durante gran parte de la civilización humana en diversas partes del mundo. Este sistema consiste en la yuxtaposición manual de bloques sólidos generalmente de roca, y en tiempos modernos de concreto, que pueden estar pegados con algún tipo de mortero. En la antigüedad se encontraron diversos ejemplos de la utilización de bloques sólidos para construcciones, desde la civilización sumeria, los egipcios y griegos.

Un ejemplo más cercano para Guatemala es la de la civilización maya, quienes apilaban rocas que, debido a sus propiedades calizas, representa un claro ejemplo de mampostería pegada con mortero. Diversas investigaciones realizadas en la zona en la cual se desarrollaron las estructuras mayas, han encontrado evidencia del sistema de apilamiento de materiales rocosos pegados por efecto de la cal. “Considerados de forma muy general como rocas calizas. Este material abunda en la zona, es de fácil extracción y cuando está recién

expuesto a la intemperie (alta concentración de humedad) es de fácil manejo” (Quintana, 2008, pág. 210).

Durante siglos esta forma de construcción resultó ser la más efectiva por la relativa facilidad de construcción y obtención de los materiales; sin embargo, este sistema tenía el defecto de ser demasiado masivo y peligroso ante eventos sísmicos, al tener una capacidad a nula ante esfuerzos de tensión. Fue hasta el siglo XIX que se empezó a introducir el acero en la mampostería, y en 1889 el ingeniero francés Paul Cottancin patentó un modo primario para reforzar la mampostería, dando inicio a los conceptos básicos de diseño actual.

La mampostería reforzada está dividida en dos categorías, según la metodología de construcción: la mampostería integral o pineada (MI) y la mampostería confinada (MC). La principal diferencia entre ambas es la forma en que los paneles de bloques de concreto son reforzados, ya que mientras en la mampostería integral las barras de acero se colocan dentro de las celdas de los bloques, en la mampostería confinada el acero se coloca en elementos de concreto reforzado.

La MC consiste en muros resistentes a corte, rodeados por elementos de concreto armado, que funcionan como confinamiento y que generalmente son fundidos en el lugar. Este sistema es el más popular en diversos países del mundo para edificaciones de baja altura (Riahi, Elwood, & Alcocer, 2009).

1.3.1. Características de la MC en Guatemala.

En Guatemala, la forma más común de construcción es la MC, debido a la facilidad con que los elementos de concreto reforzado son armados y fundidos. Además, que el conocimiento empírico se ha dispersado con esta técnica con resultados satisfactorios. Este sistema constructivo se compone principalmente por elementos de confinamiento verticales llamados “mochetas” y elementos horizontales llamados: “soleras”, además de utilizar generalmente como elemento mampuesto bloques de concreto liviano.

La MC ha significado una mejora en cuanto a reducción de la vulnerabilidad sísmica, si la comparamos con un sistema de comportamiento frágil como el adobe. En Guatemala, ha habido a lo largo de los años ejemplos de su comportamiento ante la acción de los sismos, “El comportamiento de dicho sistema ha estado a prueba durante diversos sismos en las últimas décadas; como en los casos de Motagua en 1976, Cuilapa en 2011, Pochuta en 1991 y Uspantán en 1985, dando resultados satisfactorios para construcciones menores” (AGIES; EERI, 2013, pág. 17).

Los elementos de confinamiento de concreto reforzado de la MC generalmente siguen parámetros típicos de cuantías de armado y de geometría. Dichos parámetros están limitados por las Normas de Seguridad Estructural (NSE) de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) para diseño estructural, las normas de la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR) para resistencia de los materiales, además de los manuales de detalles típicos del Fondo Hipotecario Aseguradas (FHA) de los elementos de confinamiento.

1.3.1.1. Resistencia a compresión de bloques de concreto en Guatemala

En Guatemala, la normativa que rige la resistencia de los materiales para su fabricación es la Norma Técnica Guatemaltaca (NTG) de COGUANOR, la cual en la versión NTG 41054 denominada: “Bloques huecos de concreto para muros: Especificaciones”, define la resistencia de los bloques de concreto disponibles para la construcción de MC.

En la tabla IV, se detallan los tipos de bloques, según la resistencia a la compresión, diferenciados, según su nomenclatura: tipo A, B y C.

Tabla IV. Resistencia mínima a compresión sobre área neta

Clase	Resistencia mínima a compresión, calculada sobre área neta del bloque (1) kg/cm ² (Mpa)	
	Promedio de 5 bloques o mas	Mínimo de bloque individual
A	133 (13)	113 (11.1)
B	100 (9.8)	85 (8.3)
C	66 (6.5)	56 (5.5)

Fuente: COGUANOR, 2011, pág 4/14.

En el año 2012, en los días posteriores al sismo de San Marcos, diversas organizaciones como el Instituto del Concreto y Cemento de Guatemala (ICCG) y la Comisión Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED), realizaron visitas técnicas a las fábricas de bloques de mampostería en los alrededores de la zona con más daños, con el objetivo de realizar un muestreo estadístico para determinar la resistencia de los materiales que se usan comercialmente en este departamento.

Según los resultados obtenidos por el ICCG, en las fábricas artesanales de bloques de concreto, existe una disparidad en cuanto a la resistencia a la compresión de estos elementos. Debido principalmente por los procedimientos empíricos utilizados para la fabricación de estos bloques y la falta de estandarización en cuanto a control de calidad.

En la tabla V, se presentan los datos recabados por el ICCG, mediante un muestreo aleatorio en dichas fábricas:

Tabla V. **Resistencia a la compresión de bloques de concreto, San Marcos 2012**

No	Largo (mm)	Ancho (mm)	Alto (mm)	Resistencia $f'p$ (Área neta)		Resistencia $f'm$ (Área neta)	
				kg/cm ²	psi	kg/cm ²	psi
1	401	149	199	51.48	730.68	38.61	548.01
2	402	149	203	63.56	902.14	47.67	676.61
3	401	148	198	39.28	557.52	29.46	418.14
4	403	148	198	59.42	843.38	44.57	632.53
5	400	148	202	48.92	694.35	36.69	520.76
6	388	140	189	30.22	428.93	22.67	321.70
7	390	139	188	26.56	376.98	19.92	282.73
8	391	139	190	36.96	524.59	27.72	393.44
9	388	140	189	37.96	538.79	28.47	404.09
				$f'm$ mínimo		19.92	282.73
				$f'm$ máximo		47.67	676.61
				$f'm$ promedio		32.86	466.45

Fuente: ICCG, 2012.

La resistencia más baja a la compresión de los bloques probados en laboratorio fue de 26.56 kg/cm², la cual es una resistencia menor a la normada en la NTG 41054 para un bloque clase C. Estas resistencias bajas a la compresión representan un grave problema en las regiones que no siguen estándares de calidad mínimos y comprometen la integridad de las estructuras de MC.

1.3.1.2. Refuerzo típico de los elementos de confinamiento

De acuerdo a las especificaciones de las NSE 7.4 de AGIES, en la versión 2018, la cuantía mínima de acero vertical para muros de mampostería es $0.0007b_wd$, y la suma del refuerzo vertical más el horizontal de un muro debe de tener una cuantía de $0.002b_wd$.

La mampostería confinada en Guatemala puede constituirse de bloques de distintos materiales. Por ejemplo, el ladrillo de arcilla cocida, piedras o bloques de concreto. En la siguiente tabla se presentan las separaciones y disposiciones más comunes en el país, según las “Normas de planificación y construcción” del FHA.

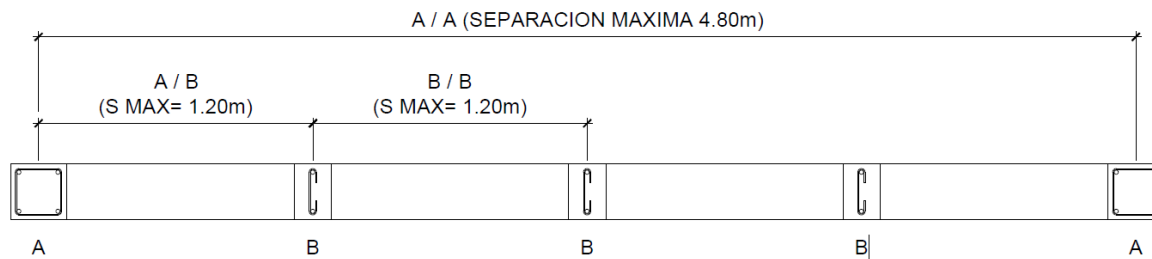
Tabla VI. Separación de elementos verticales en paredes de MC

Material de muros	Ancho (cm)	A/A (m)	A/B (m)
Ladrillo tubular y bloques huecos de arcilla cocida	23	3.2	0.8
	20	3.2	0.8
	14	4.8	1.2
	11	3	-
Ladrillo tayuyo o perforado	23	3.2	0.8
	14	4.8	1.2
	11	3	-
Bloques huecos de concreto	4	4.8	1.2
Piedra labrada	30	2.8	0.7

Fuente: FHA, 2018, pág 21.

Según la tabla VI, la separación típica de los elementos verticales de confinamiento en bloques de concreto es de 4.8m para elementos tipo A, es decir, mochetas con 4 varillas longitudinales. Y una separación de 1.2m entre elementos secundarios tipo B, elementos con 2 varillas. En la siguiente figura se ejemplifica la separación típica de las mochetas en un muro típico de MC.

Figura 6. **Separación típica de mochetas en MC**



Fuente: FHA, 2018, pág 21.

En la siguiente tabla, se presenta el armado tradicional utilizado en Guatemala para los elementos de confinamiento, específicamente en mochetas con 1 o 2 niveles de construcción.

Tabla VII. **Armado típico de mochetas para MC**

		Refuerzo vertical		
		Tipo A (1)	Tipo B (2)	
Varillas de acero corrugado $f_y < 4220 \text{ kg/cm}^2$ (60Ksi)	Casas de 2 niveles	1er Nivel	4 No 4	2 No 3
		2do Nivel	4 No 3	2 No 3
	Casas de 1 nivel		4 No 3	2 No 3

Fuente: FHA, 2018, pág 22.

En un muro típico de MC en donde la cuantía de refuerzo vertical sea de 0.0007bwd, la cuantía horizontal necesaria para cumplir con la norma NSE 7.4 sería de 0.0013bwd. En Guatemala se utiliza un refuerzo de 3 soleras distribuidas en la altura del muro, las cuales reciben el nombre de solera hidrófuga, solera intermedia y solera superior.

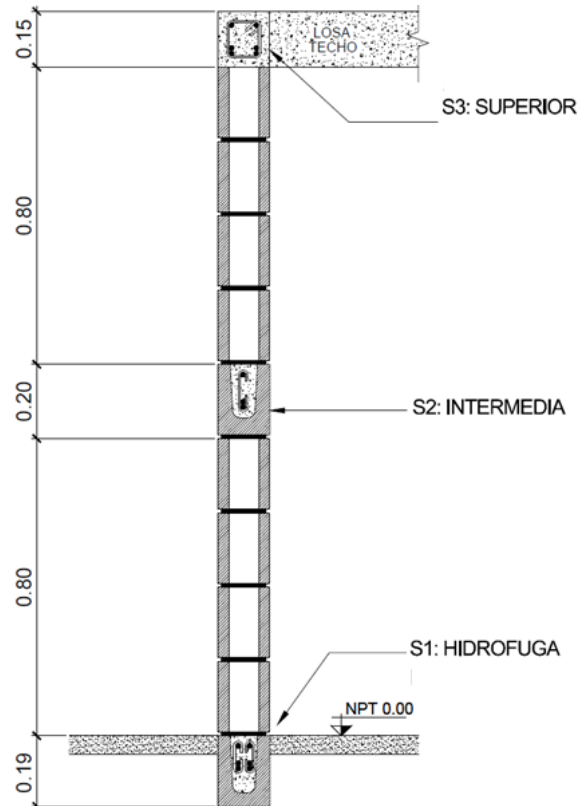
Tabla VIII. **Armado típico de soleras para MC**

Tipo de solera	Empleado varillas de acero corrugado $f_y < 4220 \text{ kg/cm}^2$ (60Ksi)
S1: Hidrófuga	4 No 3 Estribo No 2 @ 20cm
S2: Intermedia	2 No 3 Eslabón No 2 @ 20cm
S3: Superior	4 No 3 Estribo No 2 @ 20cm

Fuente: FHA, 2018, pág 24.

A continuación, se presenta el detalle típico de los elementos de concreto armado horizontales o soleras:

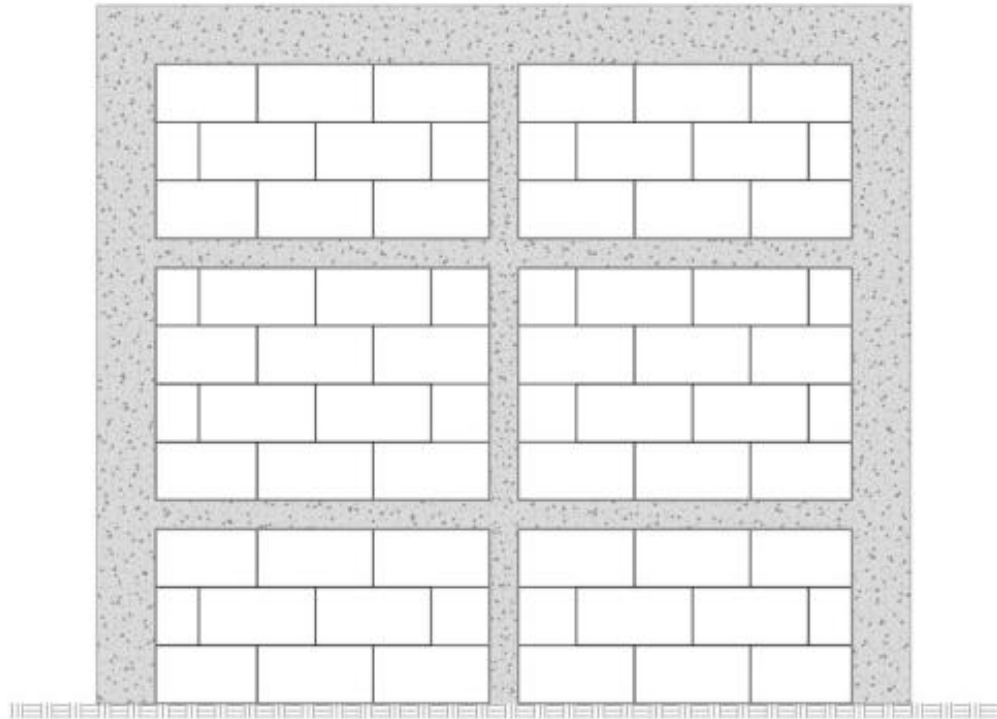
Figura 7. Armado típico para elementos horizontales en MC, con una solera intermedia



Fuente: FHA, 2018, pág 26.

Alternativamente, se presentan otro tipo de configuraciones en los elementos de confinamiento, según la altura de piso y la práctica del constructor. Para pisos con una altura mayor a 2.5 metros es recomendable utilizar dos soleras intermedias, tal como se muestra en la figura 8.

Figura 8. **Armado típico para elementos horizontales en MC, con dos soleras intermedias**



Fuente: AGIES, NSE7.4, 2018, pág. 5.

1.3.1.3. Resistencia y características del concreto en la MC

La MC posee elementos de concreto reforzado, los cuales confinan a los bloques de mampostería. Estos elementos necesitan una resistencia mayor, tanto en compresión como en tensión que los bloques de mampostería, por lo que los materiales que generalmente se usan para su constitución es acero corrugado y concreto de mayor resistencia.

La resistencia típica del concreto varía entre 170 kg/cm^2 y 200 kg/cm^2 , lo cual puede alcanzarse con fundiciones tradicionales en distintos puntos del país,

con los materiales disponibles en la zona y una relativa mano de obra con conocimientos básicos (AGIES, 2018).

1.3.1.4. Resistencia y características del acero en la MC

Para el acero de refuerzo generalmente se utiliza los materiales normados por COGUANOR NTG 36011 con resistencias tradicionales de 40 Ksi y 60 Ksi. (AGIES, 2018).

Optativamente, en el mercado de la construcción se puede optar por el uso de varillas de una resistencia mayor a 60 Ksi, las cuales vienen en presentación de varilla lisa y dimensiones medidas en milímetros. Su uso está permitido en sistemas que no necesiten una ductilidad alta como el sistema tipo “cajón”.

1.3.1.5. Resistencia del mortero en la MC

El mortero es el material aglutinante que tiene como objetivo unir las piezas de mampostería y darle integridad a los muros. Este material generalmente tiene relaciones específicas en cuanto a la cantidad de agregados finos (arena), cemento, cal y agua. La resistencia de este material tiene incidencia directa en la resistencia a compresión de un muro de mampostería, la cual se ve reflejada en la variable denominada “ f_m ” o resistencia a la compresión del muro.

Las normas que rigen la relación de cada componente del mortero son la COGUANOR NTG 41050 denominado: “Mortero de pega para unidades de mampostería” y la COGUANOR NTG 41066 denominada: “Guía para el aseguramiento de la calidad de los morteros de pega para unidades de mampostería” (AGIES, 2018).

1.3.1.6. Tipos de cubiertas y diafragmas en un sistema de MC

Los sistemas que utilizan MC generalmente tienen un diafragma rígido formado por una losa maciza de concreto reforzado, dicho sistema permite que la integridad de los muros funcione con redundancia estructural y la repartición de esfuerzos entre los muros de carga. Sin embargo, en muchos otros casos se puede optar por una cubierta liviana que generalmente puede ser de materiales como lámina, teja o madera. Estas alternativas cambian por completo el comportamiento de los muros de mampostería al no proveer un diafragma rígido que una los elementos de resistencia lateral, lo que puede provocar daños en el lado débil de los muros.

Las estructuras de mampostería tienen generalmente un comportamiento frágil, el uso del acero reforzado ha venido a mejorar la ductilidad del sistema. Para garantizar la integridad del sistema estructural debe de garantizarse una unión entre los muros en ambas direcciones junto a su diafragma y así evitar que estos fallen por su lado débil (Murty, 2005).

1.4. Tipología estructural

Casi cualquier edificio puede ser diseñado para prevenir el colapso, sin embargo, para que un edificio se comporte correctamente existen 4 factores principales que lo predisponen (Arya, Boen, & Ishiyama, 2013):

- 1) Buena configuración estructural.
- 2) Resistencia lateral.
- 3) Rigidez adecuada.
- 4) Buena ductilidad.

Una estructura tiene una predisposición para tener o no un comportamiento frágil dependiendo de su configuración estructural, a esta predisposición geométrica se le conoce como: “tipología estructural”. Las mediciones de estas irregularidades están catalogadas en dos tipos: irregularidades en planta e irregularidades en elevación.

La configuración de un edificio lo predispone a los esfuerzos que éste puede recibir cuando es afectado por un sismo. Por ejemplo, un edificio con formas regulares tiene un mejor desempeño y con menos torsión general que un edificio con demasiadas excentricidades y centros de masa y de rigidez demasiado separados uno de otro.

Las irregularidades en elevación son el otro aspecto que predispone al desempeño del edificio. Por ejemplo, la diferencia entre la rigidez de un piso respecto del siguiente o los superiores puede ocasionar el denominado “piso frágil”, el cual es una de las causas más comunes en daños graves de edificaciones.

Durante los últimos 30 años ha habido sismos importantes alrededor del mundo, y cada uno de ellos ha traído consigo información útil para la ingeniería sísmica y estructural. Es importante resaltar que, en la mayoría de estos, la tecnología que permite recabar datos de los movimientos sísmicos ha ido mejorando dejando lecciones en cada evento único siendo la tipología estructural una de las lecciones principales.

Tena-Colunga, 2004, presenta las principales lecciones de los sismos recientes, resumidos a continuación:

- Durante el sismo de Northridge, California (1994) se empezaron a detectar que fenómenos como el péndulo invertido, el piso o diafragma flexible con sistema de mampostería son muy vulnerables.
- El sismo de Kobe, Japón (1995), vino a reafirmar algunos fenómenos observados en Northridge, además de puntualizar la vulnerabilidad de estructuras muy esbeltas (tipo lápiz).
- El sismo de Izmit (Kocaeli), Turquía (1999), trajo como lección la alta vulnerabilidad de edificios con el primer piso suave, las cuales colapsan abruptamente y son de las fallas más peligrosas.

Todos estos eventos han servido para generar códigos que limitan la simetría, y aspectos meramente geométricos tanto en planta como elevación de los edificios en zonas sísmicas, además de resaltar la importancia de la colocación y monitoreo de acelerógrafos en distintas zonas de interés. (Tena-Colunga, 2004).

1.4.1. Tipología estructural para la MC en Guatemala

Las limitaciones de geometría a tomar en consideración para las estructuras tipo “cajón” de MC están definidas en la norma NSE 3 de AGIES denominada: “Diseño estructural de edificaciones”, en las tablas correspondientes a Irregularidades en elevación y en planta.

En la tabla IX, están definidas las 5 irregularidades en planta definidas por AGIES. Estas irregularidades tienen como objetivo controlar la torsión y la integridad de los diafragmas que unen los elementos de resistencia lateral.

Tabla IX. **Irregularidades en planta**

Tipo de irregularidad	Descripción
H1-A	Irregularidad torsional
H1-B	Irregularidad torsional extrema
H2	Esquina entrante
H3	Diafragma discontinuo
H4	Desfase lateral
H5	Sistema no-paralelo

Fuente: AGIES, NSE-3, 2018, pág 1-22.

En la tabla X, se definen las irregularidades en elevación definidas por AGIES. Estas irregularidades califican la diferencia entre masa y rigidez de un piso a otro de una edificación y están clasificadas en 7 categorías de irregularidad.

Tabla X. Irregularidad en elevación

Tipo de Irregularidad	Descripción
V1-A	Piso flexible
V1-B	Piso flexible-caso extremo
V2	Masa irregular verticalmente
V3	Geometría vertical escalonada
V4	Discontinuidad en el plano vertical
V5	Condiciones de potencial debilidad
V6	Discontinuidad en la resistencia lateral: Piso débil
V7	Discontinuidad en la resistencia lateral: Piso extremadamente débil

Fuente: AGIES, NSE-3, 2018, pág 1-24.

Todas las características descritas en este capítulo están limitadas a aspectos de configuración geométrica y armado típico para los paneles de MC, con el objetivo de lograr un comportamiento mínimo ante un sismo. En el siguiente capítulo se expandirá la teoría sobre el diseño sismo-resistente de este sistema estructural, según las normas que aplican para Guatemala.

2. ANÁLISIS SISMO RESISTENTE DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

Las normas actuales de diseño de la mampostería confinada (MC) tienen como objetivo mínimo de desempeño salvaguardar la vida de las personas que habitan estas edificaciones. Por lo tanto, delimitan la magnitud de los esfuerzos en los muros, para evitar fallas de los materiales, el porcentaje de densidad de muros y las irregularidades en tipología estructural. Generalmente estas normas siguen principios de diseño basados en la rigidez y resistencia del sistema, pero no una evaluación precisa de niveles de daño y desplazamientos en el rango no lineal.

Estas normas de diseño tienen como base, ecuaciones basadas en fuerzas que fueron originalmente diseñadas para el sistema de mampostería integral o reforzada interiormente y la mampostería no reforzada, obviando de esta manera el efecto de ductilidad especial que los elementos de confinamiento aportan a este sistema, por lo que no pueden predecir de manera certera su comportamiento real (Riahi, Elwood, & Alcocer, 2009).

En Guatemala, la MC emplea una configuración diferente a la utilizada en otros países, con una configuración de confinamiento y resistencia de los materiales distinta a otras regiones. Sin embargo, la normativa que define el diseño sísmico de la MC en el país es una adaptación de la normativa de diseño utilizada en Estados Unidos, lo cual representa una aproximación del comportamiento real de este sistema.

2.1. Normas actuales de análisis y diseño estructural para Guatemala

Para el análisis sísmico de una estructura de MC en Guatemala es necesario seguir los requerimientos que presentan las NSE de AGIES del año 2018, las cuales definen los parámetros sísmicos y de cargas de este sistema. Estas normas se dividen en distintos capítulos enfocados en distintos aspectos del diseño de un edificio, a continuación, se presenta la descripción de éstos enfocados en el diseño de una estructura de MC:

- NSE 2 Demandas estructurales y condiciones de sitio.

Este capítulo describe parámetros de cargas gravitacionales, como la carga muerta y la carga viva, según el tipo de ocupación de los espacios arquitectónicos, además de cargas laterales por sismo y viento. También se describe las combinaciones de carga necesarias para el diseño de los elementos estructurales y cimentaciones. Este capítulo describe también consideraciones especiales de la ubicación del terreno de la edificación.

- NSE 3 Diseño estructural de edificaciones.

En este capítulo están descritos los sistemas de resistencia lateral que se pueden usar en Guatemala. Incluyendo a los sistemas de marcos resistentes a momento, sistemas tipo cajón, sistemas duales, etc. Además, se encuentran definidos los parámetros de irregularidades que pueden presentarse en un edificio, con el respectivo proceso a seguir en caso se presentara una de estas irregularidades.

El sistema definido por la NSE 3 de AGIES como: “estructuras tipo cajón” utiliza muros de carga unidos por un diafragma rígido, lo cual hace que estos

muros resistan los desplazamientos laterales por su lado fuerte. Este sistema, además, tiene la particularidad de ser poco dúctil y con una tendencia a fallar debido a esfuerzos de cortante, tal como se ha registrado en terremotos recientes en Guatemala como el de San Marcos en el 2012.

En la NSE 3 también se encuentra detallada la metodología de integración sísmica para todo tipo de estructuras. Incluyendo los parámetros que forman el espectro de diseño, tales como: la aceleración probable del suelo, el tipo de estructura, la importancia de la estructura, etc. El desarrollo de esta metodología está descrito con más detalle en el capítulo 4 del presente documento.

La NSE 3 es una adaptación de la metodología propuesta por la *American Society of Civil Engineering* (ASCE), que en su norma ASCE 7-16 describe las variables y ecuaciones que definen un espectro de respuesta. Para la norma guatemalteca se creó un mapa de amenaza sísmica con la geografía del país y los valores de aceleración propias de esta región, basado en el estudio RESIS II.

- NSE 7.4 Diseño de mampostería reforzada.

Este capítulo contiene los criterios de diseño sísmico de la MC, en donde se presentan fórmulas para calcular los esfuerzos resistentes de un muro de MC, tales como esfuerzos axiales, de cortante y flexionantes. Esta metodología de diseño está basada en la normativa estadounidense ACI-530, adaptando los criterios de mampostería integral a mampostería confinada.

Además, en este capítulo se definen las propiedades mecánicas de la MC, tales como el módulo de elasticidad, el módulo de corte, resistencia a compresión de los muros, además del diseño de elementos complementarios de concreto armado.

- Manual de diseño simplificado de la MC.

Este manual desarrollado por Monzón (2014), está dirigido a constructores empíricos de la construcción de edificaciones tipo cajón con el sistema de MC. En este manual se presentan las características típicas de armado y de separación de los elementos de confinamiento, además de chequeos básicos para evitar la construcción de estructuras irregulares. Este manual es un complemento a las normas técnicas que presentan las NSE.

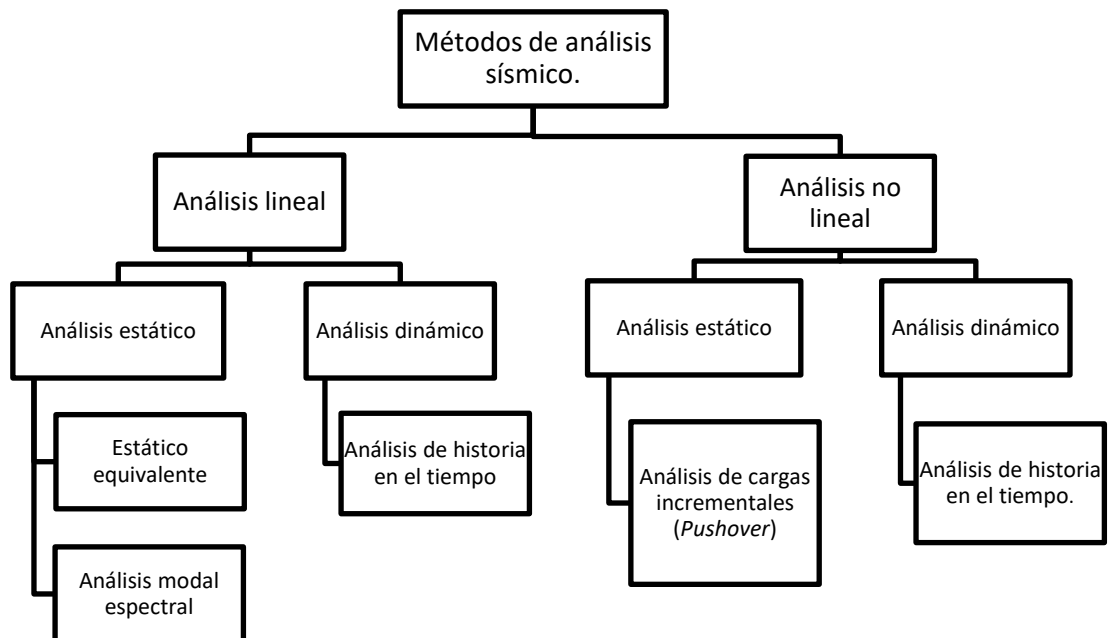
- Otras normas y manuales.

Las NSE de AGIES del año 2010 contiene la normativa NSE 4 para edificaciones de baja altura, la cual define criterios de diseño de vivienda menor con MC. Otro de los manuales que usualmente se utilizan de referencia en Guatemala, en el diseño básico de MC es el “Manual de Diseño para Viviendas del FHA”.

2.2. Métodos de análisis sísmico, según NSE

La norma NSE 3 define distintas metodologías para un análisis sísmico, según la complejidad e irregularidad de la estructura. En la figura 9 se presenta un resumen de los métodos:

Figura 9. Tipos de análisis sísmico en edificaciones



Fuente: elaboración propia.

En la figura 9, se observan los tipos de análisis que actualmente se utilizan para determinar los esfuerzos y deformaciones en una estructura, los cuales se dividen en análisis lineales y análisis no lineales. Dependiendo del grado de complejidad de la estructura y de la exactitud con la que se quiera conocer su comportamiento sísmico, se puede utilizar cada uno de los métodos.

2.2.1. Análisis lineal

El método de análisis sísmico lineal no contempla la degradación de la resistencia de los elementos en una estructura, simplemente toma en consideración factores que permiten tener una aproximación del nivel de ductilidad y de desplazamiento post-elástico probable de una estructura.

Debido a la falta de herramientas computacionales y por su simplicidad, el método de análisis lineal más usado por mucho tiempo fue el “estático equivalente”. El cual, calcula una carga lateral sísmica por medio de coeficientes, según distintos parámetros del edificio, para posteriormente distribuir las cargas laterales a lo largo su altura siguiendo un patrón lineal o parabólico definido.

Posteriormente, gracias al avance de la tecnología computacional, aparecieron métodos de análisis matemático más complejos, siendo el análisis “Modal Espectral” uno de los más utilizados. Este método utiliza patrones o formas características de vibración de un sistema siguiendo conceptos de dinámica estructural, los cuales reciben el nombre de “modos de vibración”. En un edificio, estos modos describen la forma en que las masas concentradas en cada piso tienden a vibrar y como se combinan con las otras masas de cada piso. La implementación de este método en la ingeniería estructural ha permitido definir de una manera más certera la vibración de un edificio, según la distribución de las masas y rigideces.

Entre los métodos de análisis lineales también hay que mencionar la metodología de análisis de “historia en el tiempo”, el cual utiliza registros de sismos reales o sintéticos, que al ser ingresados en una herramienta computacional dada permite simular el comportamiento del edificio en tiempo

real. En esta metodología, el edificio puede mantenerse en un estado elástico, es decir, sin articulaciones, por lo que se incluye en esta categoría.

2.2.2. Análisis no lineal

Los métodos de análisis sísmicos no lineales son aquellos que toman en cuenta dentro de la metodología la pérdida de rigidez o degradación de los elementos de resistencia lateral de una estructura. Esta degradación significa que la estructura entra en un rango post-elástico y libera energía a través del daño originado por un sismo.

Debido a los avances en materia computacional, los modelos matemáticos de edificios han logrado simular el comportamiento post-elástico de los elementos estructurales, lo cual ha venido a mejorar la predicción y estimación del daño que un edificio específico puede tener ante un sismo dado. Los métodos de análisis no lineales generalmente simulan la disipación de energía de un sistema, mediante puntos de daño que reciben el nombre de “articulaciones plásticas”. Estas articulaciones pueden ser definidas, según el tipo de falla esperada por esfuerzos de flexión, corte, aplastamiento, además de su ductilidad.

El análisis sísmico no lineal estático es aquel en donde se determina un patrón de carga específico, el cual puede ser el definido por el primer modo de un análisis modal espectral, para que posteriormente este parámetro de carga se le aplique lateralmente a una estructura de manera incremental hasta que sus elementos entren en un rango post-elástico de degradación. A este método generalmente se le denomina “análisis de cargas incrementales” (*Pushover* en inglés).

El análisis sísmico no lineal dinámico, al igual que el definido en el análisis lineal, simula la respuesta de una estructura, mediante una función de aceleración en el tiempo. Aunque este análisis es muy sofisticado para evaluar el comportamiento de un edificio, la falta de datos sísmicos en muchas zonas provoca que la metodología pierda exactitud y se opte por otros métodos de análisis. Esta metodología es muy demandante en términos de tiempo y de tecnología computacional, además de realizar una simulación de la vibración del edificio, necesita definir las articulaciones plásticas que se generen en el edificio.

Todas estas metodologías de análisis estructural tienen como objetivo determinar los puntos débiles de un edificio, ya que con esta información es posible tomar medidas que disminuyan su vulnerabilidad estructural y disminuir el daño.

2.3. Vulnerabilidad estructural

Desde que la humanidad empezó a utilizar materiales pesados en la construcción, la vulnerabilidad estructural ha estado presente en las estructuras que se construían. Durante muchos siglos, estas estructuras se construyeron con materiales como rocas, madera, barro, etc., las cuales tendían a ser masivas para soportar su propio peso, sin embargo, cuando éstas se construían en lugares altamente sísmicos, el riesgo sísmico aumentaba considerablemente.

Durante el transcurso de los años y al mismo tiempo que las ciudades crecían, las estructuras masivas y de comportamiento frágil al ser sometidas a un desplazamiento lateral colapsaban, lo cual significó la pérdida de innumerables víctimas que vivían en este tipo de edificaciones. Este proceso se repetía cada

vez que un sismo aparecía y el riesgo sísmico siempre se mantenía en un nivel alto.

La vulnerabilidad estructural mide el nivel de daño probable que una estructura puede sufrir, según su configuración estructural y geométrica. “La mayor parte de las pérdidas, debido a un terremoto se deben principalmente a un mal comportamiento sísmico de las estructuras existentes” (Barbat, Mena, y Yépez, 1998, pág. 248).

Con la llegada de nueva tecnología y nuevos materiales como el acero, el diseño estructural cambió de paradigma y ocurrió la transición al diseño y construcción de estructuras que fueron cada vez menos vulnerables ante el desplazamiento lateral y que pudieron salvaguardar la vida de sus habitantes. Por lo que se puede concluir que la vulnerabilidad estructural disminuyó al mejorar el sistema constructivo y los materiales utilizados.

La vulnerabilidad estructural se representa gráficamente mediante curvas que definen la probabilidad de daño de una estructura denominadas: “curvas de fragilidad”, las cuales son diferentes dependiendo del sistema constructivo y la demanda estructural.

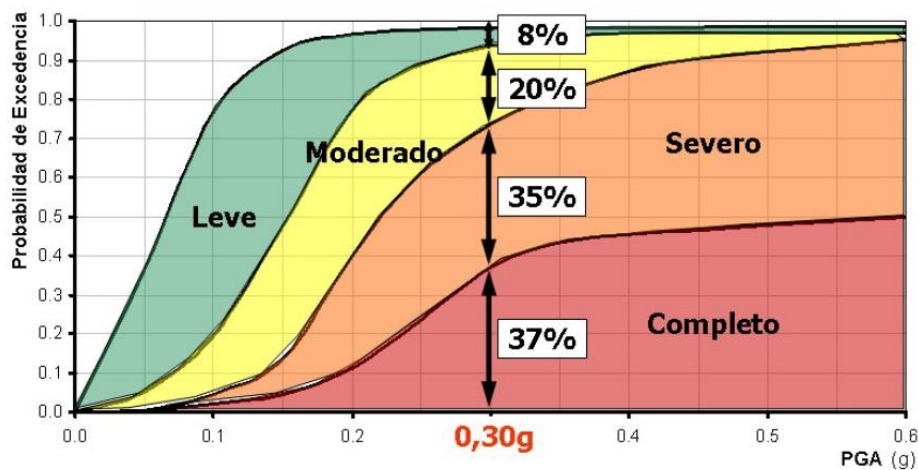
2.3.1. Curvas de fragilidad

“Las curvas de fragilidad se generan a partir de la superposición de la probabilidad de alcanzar o exceder un determinado estado de daño sigue una distribución lognormal” (Díaz y León, 2003, pág. 442).

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. Estas curvas sirven para estimar el riesgo sísmico de grupos de edificios con características estructurales similares, por ejemplo, en una estructura definida como esencial (puente, planta nuclear, aeropuerto, líneas vitales) y ante un sismo con un período de retorno específico. Las curvas de fragilidad se pueden generar mediante observaciones de campo, basándose en la opinión de expertos y utilizando métodos analíticos.

Cuando no existe suficiente información de campo, las curvas de fragilidad pueden encontrarse realizando simulaciones matemáticas de la estructura ante la amenaza probable sísmica de la zona. (Hwang & Huo, 1994).

Figura 10. Ejemplo de curva de fragilidad



Fuente: Velásquez y Blondet, 2005, pág. 2.

En la figura 5, se puede observar los 4 niveles de desempeño considerados en el ejemplo. Estas curvas separan los estados de daño que van cambiando en función de la intensidad del sismo, en este caso de la aceleración máxima del suelo AMS (PGA en inglés), que es una medida muy usada para describir la intensidad de un sismo. Ante una aceleración de 0.3g la probabilidad de daño es de 37 %, 35 % para daño severo, 20 % para daño moderado, y 8 % para daño leve.

2.4. Riesgo sísmico

Riesgo sísmico es la probabilidad de ocurrencia de un terremoto potencialmente dañino en una zona específica y sus efectos, básicamente es una relación entre la zona geográfica y el tipo de estructuras que esta zona contenga con los posibles daños que puedan ocurrir (Smith & Petley, 2001).

La vulnerabilidad estructural es solo una de las variables a la hora de medir el riesgo sísmico, ya que una estructura de iguales características tendrá distinto riesgo dependiendo del lugar en donde se construya. Por ejemplo, un edificio con irregularidades en su tipología puede construirse en un lugar con poca actividad sísmica y tener un riesgo sísmico bajo.

La peligrosidad sísmica es la variable que define la probabilidad de ocurrencia de un movimiento sísmico en una determinada zona geográfica. Para conocer el riesgo sísmico de una edificación específica, no es suficiente conocer las características de nuestro edificio, es decir, la vulnerabilidad estructural, sino es necesario tener un análisis probabilístico de la actividad sísmica del lugar y de esta manera conocer el grado de riesgo que se corre al construir una edificación.

El riesgo sísmico de una edificación se puede definir en la siguiente relación:

$$\text{Riesgo sísmico} = \text{Peligrosidad sísmica} \times \text{vulnerabilidad estructural}$$

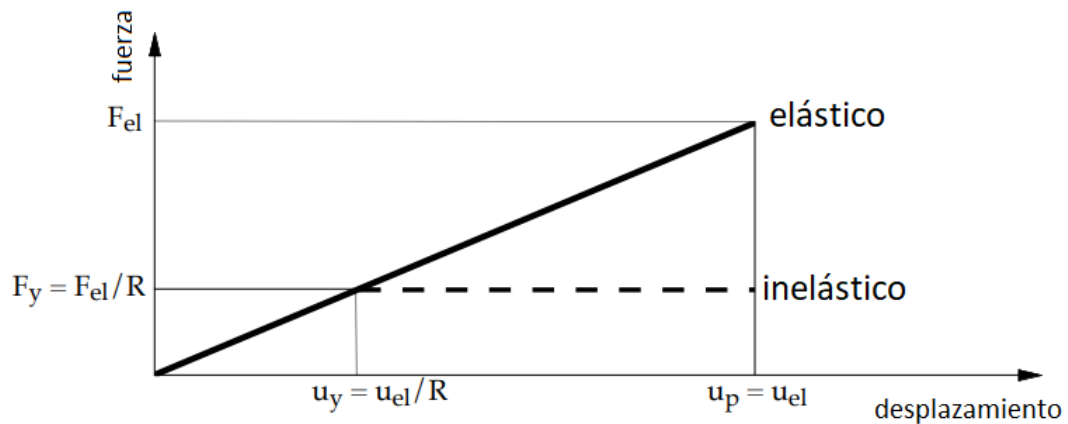
Esta ecuación de riesgo sísmico puede tener distintos valores numéricos, según la escala que estemos utilizando y de la metodología que estemos empleando para medir cada factor. Pero, en resumen, mientras la peligrosidad sísmica es un factor que queda fuera de nuestro control por ser un factor externo la vulnerabilidad estructural puede reducirse al mejorar la configuración de las estructuras y de esta manera reducir el riesgo sísmico.

Para realizar un análisis de riesgo sísmico, las normativas actuales de diseño descritas con anterioridad presentan una visión limitada al no definir de manera explícita los niveles de daño que se pueden presentar en un edificio. En el presente trabajo, se utilizan metodologías de análisis no lineales para medir la vulnerabilidad del sistema de MC en Guatemala, utilizando criterios de la filosofía de “diseño por desempeño” presentadas en el capítulo 3.

3. DISEÑO POR DESEMPEÑO

El diseño sísmico de edificaciones ha ido evolucionado en las últimas décadas, donde las estructuras diseñadas y construidas han pasado de tener una vulnerabilidad alta y con riesgo de colapso a tener un comportamiento dúctil y una vulnerabilidad menor. Estos avances han surgido, gracias a las lecciones que cada sismo ha traído consigo y que la ingeniería teórica y experimental han confirmado.

Figura 11. **Relación fuerza-desplazamiento del rango elástico e inelástico**



Fuente: Lestuzzi & Badoux, 2003, pág. 1.

Uno de estos avances importantes se dio cuando el concepto de ductilidad fue introducido en el diseño de las estructuras. En el año de 1982, Newmark & Hall, introdujeron la relación existente entre la deformación de un edificio al estado inelástico denominado μ con el cortante resistente de un edificio denominado R , la cual introdujo la importancia de que los edificios pudieran

disipar energía por medio de su deformación y cuya implementación ha traído exitosamente la disminución del colapso de las estructuras. En la figura 11 se muestra la denominada: “regla de desplazamiento equivalente”, con los criterios de ductilidad.

Sin embargo, el avance que conceptos como la ductilidad trajeron a la ingeniería estructural, han quedado desfasados con el avance de los requerimientos básicos exigidos por los clientes y usuarios de las edificaciones. En la actualidad, la interrupción de las operaciones de edificios o recintos comerciales e industriales debido a reparaciones significarían un gasto que muchas veces los dueños o empresas no pueden costear, por lo que la exigencia hacia las estructuras ha evolucionado y ya no es suficiente que ésta no se desplome, sino que el nivel de funcionalidad y daño originado por un movimiento sísmico quede dentro de lo exigido por el cliente.

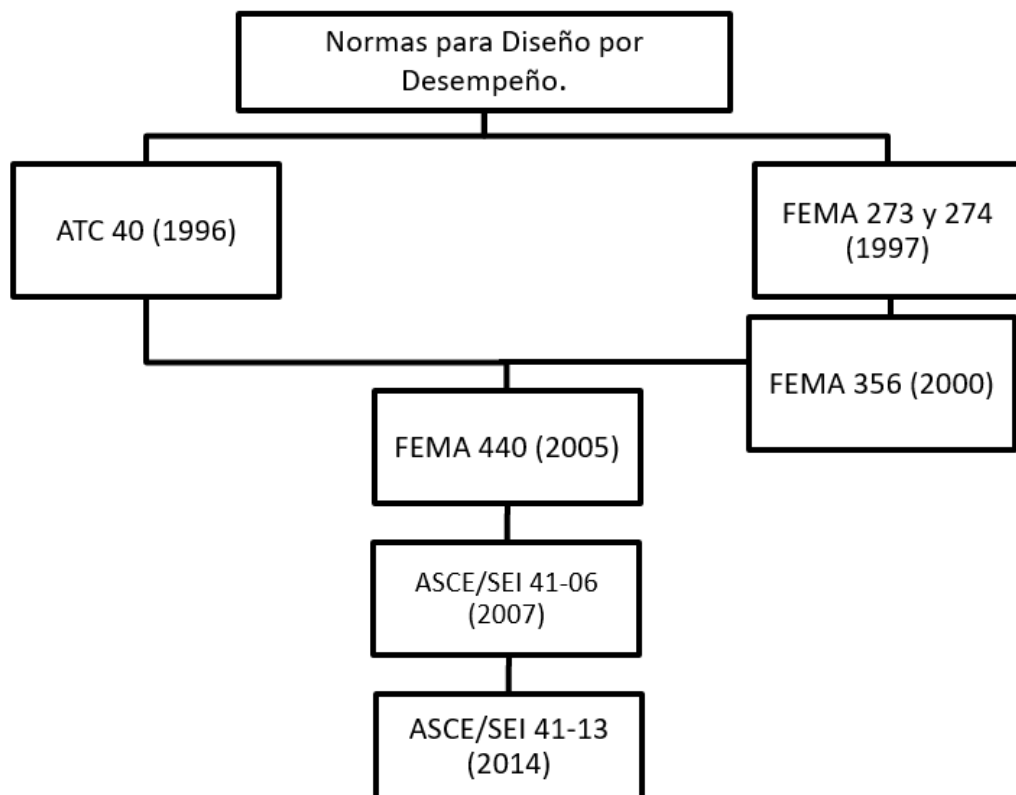
Esta nueva filosofía para medir si una estructura es apta, según su funcionamiento se denomina: “diseño por desempeño”, la cual ahonda en las causas y mecanismos del daño observado en los edificios, según el sistema constructivo y su respectiva tipología.

El diseño por desempeño necesita definir la degradación de los elementos estructurales, y así tener una estimación precisa del daño probable que se espera en la edificación estudiada. Por lo que para la aplicación de esta filosofía de diseño se opta por la utilización de métodos de análisis no lineales, además de definir los límites de desempeño por medio de datos experimentales.

3.1. Evolución de la normativa de diseño por desempeño

Las primeras aproximaciones de una normativa que define niveles de desempeño datan de la década de 1990 en California, específicamente por el trabajo realizado por el Consejo de Tecnología Aplicado (ATC), dando como resultado la redacción del documento *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* o ATC-40.

Figura 12. Desarrollo de normas y recomendaciones para diseño por desempeño en los Estados Unidos de América.



Fuente: elaboración propia.

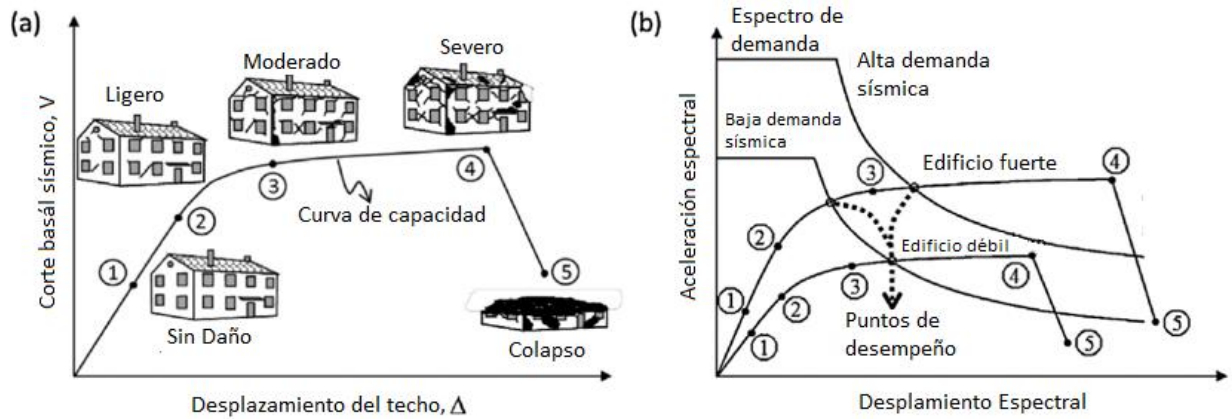
De una forma paralela, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) de los Estados Unidos, empieza su propio proyecto de medición de vulnerabilidad con los documentos FEMA 273 y 274, las cuales tuvieron una revisión en el año 2000 con el documento FEMA 356. Posteriormente se crea FEMA 440, con los aportes contenidos por el FEMA 356 y el ATC 40. También se desarrolló la normativa por la Asociación Americana de Ingenieros Civiles denominada ASCE/SEI 41-06, la cual ha sido revisada y mejorada en la versión ASCE/SEI 41-13, siendo la versión más actual de las normativas. En la figura 12, se muestra la evolución de estos documentos.

3.2. Implementación de la metodología para el diseño por desempeño de edificaciones

Una de las metodologías más usadas para encontrar los puntos de desempeño de un edificio es a través del análisis no lineal estático (*Pushover*). En esta metodología se definen curvas que describen el comportamiento no lineal de la estructura, las cuales se denominan “curva de capacidad” y “curva de demanda”.

En la figura 13a se observa la relación del daño de una casa con el desplazamiento y el incremento de la carga lateral, esta es la curva de capacidad, la cual es la representación gráfica de la rigidez de la estructura ante las cargas que se van incrementando. En la primera parte de la gráfica (puntos 1 y 2), el comportamiento de la estructura se encuentra en el rango lineal, es decir, con daño nulo o ligero. Mediante se va adentrando a un rango no lineal, donde la gráfica tiene una pendiente menor, el daño va aumentando (puntos 3 y 4), hasta llegar al colapso (punto 5).

Figura 13. **Capacidad de los edificios y niveles de daño**



Fuente: Gunes, 2015, pág. 28.

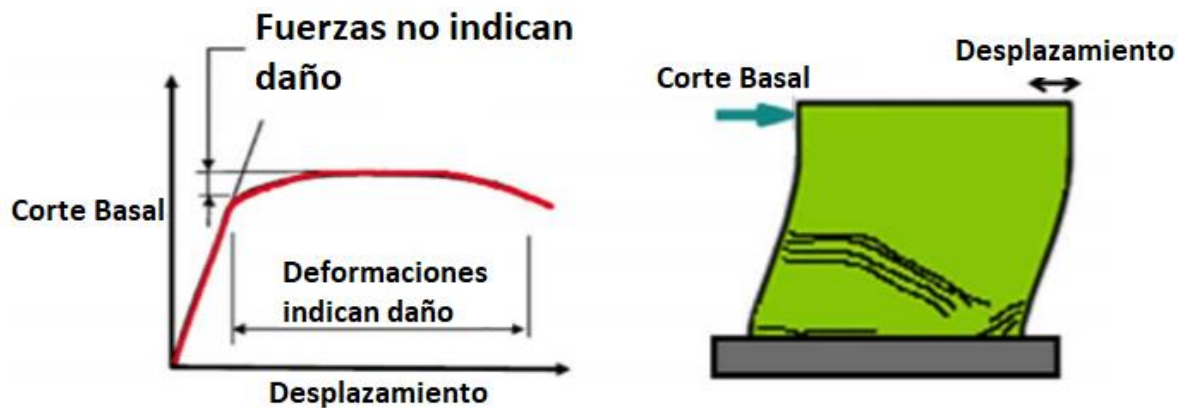
La figura 13b muestra la conjunción de la curva de capacidad y la curva de demanda sísmica y como las intersecciones de estas 2 gráficas representan el denominado: “punto de desempeño”. Esta intersección es posible al relacionar la pérdida de rigidez de una estructura con el aumento del amortiguamiento efectivo de la edificación provocando que el espectro de respuesta baje al nivel donde se produce la intersección.

3.2.1. Evaluación de edificaciones por medio de deformaciones inelásticas

En la figura 14 se observa que el daño se va desarrollando mediante el aumento de los desplazamientos inelásticos de la estructura. Esto supone un cambio de paradigma en cómo se percibe el diseño sísmico, ya que el diseño prescriptivo se enfoca en la resistencia de los elementos a las fuerzas sísmicas, sin definir el patrón de degradación de la estructura al perder rigidez.

La filosofía en la cual se basa la medición de los desplazamientos inelásticos se denomina: “diseño basado en desplazamientos”, los cuales pueden ser adaptados para la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras.

Figura 14. **Curva esquemática para carga-desplazamiento y el daño asociado**



Fuente: Ahmadi, Mavros, Klinger, Shing, & McLean, 2015, pág. 971.

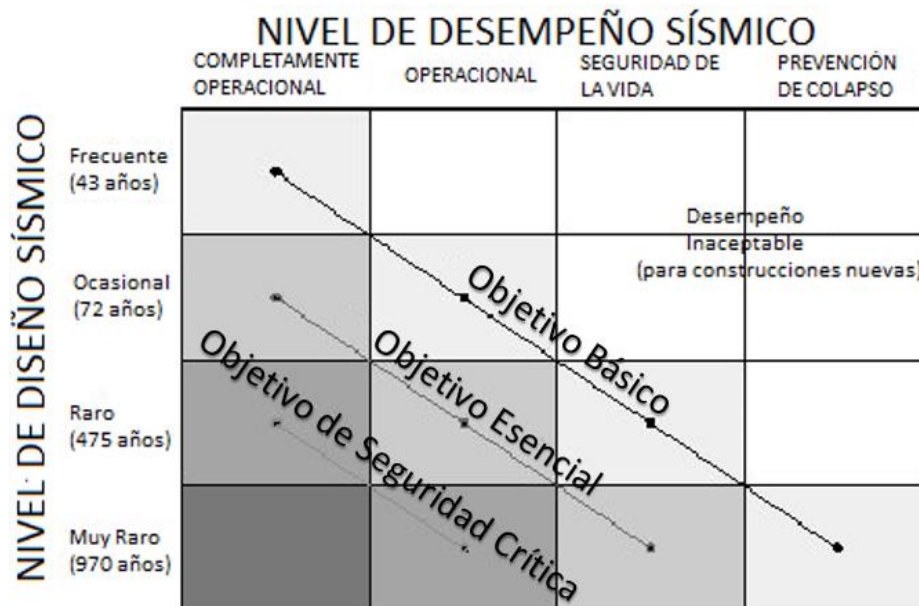
En la figura 14, está representado gráficamente la forma en que las grietas aparecen al aumentar el desplazamiento inelástico en un muro específico, en donde además es importante mencionar que la incursión en éste rango está dividida en niveles, ya que mientras más se deforme lateralmente una estructura mayor será el nivel de daño.

Es necesario definir niveles que relacionen la deriva lateral o la distorsión angular con el nivel de daño observado en los elementos de resistencia lateral de edificaciones, los cuales se denominan: “estados límite” o “niveles de desempeño” (Bonelli, 1999).

3.2.2. Objetivos de desempeño y niveles de amenaza sísmica

Los objetivos de desempeño son los puntos definidos sobre la curva de capacidad, los cuales relacionan la pérdida de rigidez de un edificio con el daño probable que pueda presentarse. Estos niveles son definidos de distinta manera, según la normativa utilizada y el sistema estructural a utilizar, por ejemplo, en la normativa ATC-40 los niveles básicos de desempeño son: completamente operacional, operacional, seguridad de la vida y prevención de colapso. Cada uno de estos puntos representa el nivel de incursión en el rango de comportamiento inelástico de un edificio.

Figura 15. **Recomendaciones mínimas de los objetivos de desempeño, para edificios, según ATC-40**



Fuente: ATC-40, 1996, pág 3-2.

El nivel de amenaza sísmica define el sismo probable que se presente en el lugar geográfico de la estructura evaluada, para esto se toma en cuenta la geología de la zona, las fallas cercanas y la distancia a ellas, etc. Estos niveles de amenaza sísmica pueden variar, según la normativa y de los objetivos del análisis de vulnerabilidad contemplados. Por ejemplo, la normativa ATC-40 define 4 niveles de amenaza sísmica: sismo frecuente (período de retorno = 43 años), sismo de servicio (período de retorno = 72 años), sismo de diseño (período de retorno = 475 años) y sismo máximo (período de retorno = 975 – 2475 años), tal como se muestra en la figura 15.

3.3. Diseño por desempeño para la mampostería confinada

La mampostería confinada (MC) es un sistema constructivo muy utilizado en países en vías de desarrollo, por esta razón existe aún una alta incertidumbre sobre el desempeño del sistema ante amenazas fuertes de sismos y las variables que controlan la aparición de grietas. Por ello, se han hecho esfuerzos para definir el comportamiento post elástico de los paneles de MC en laboratorios y así poder determinar los límites del sistema y de los materiales.

Estas pruebas experimentales han definido los niveles de desempeño del sistema constructivo, los cuales sirven de parámetros al realizar un análisis no lineal, así encontrar el nivel de desempeño de la estructura analizada.

3.3.1. Niveles de desempeño para la MC

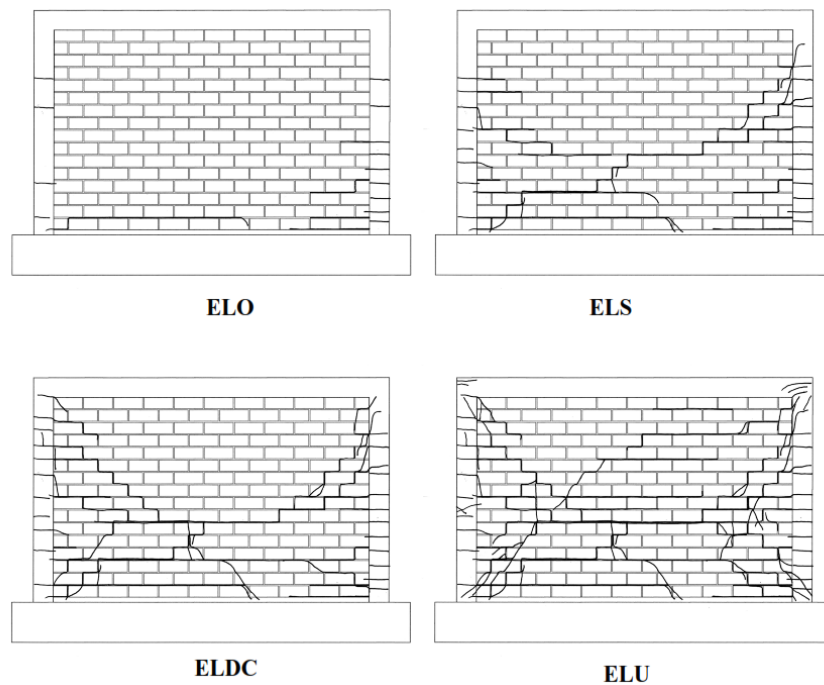
Así como el ATC-40 define sus niveles de desempeño en una matriz, existen otras maneras de describir el daño de un edificio, para la MC estos niveles han sido definidos a través de pruebas de laboratorio en donde paneles de MC son expuestos a fuerzas laterales hasta que van apareciendo las grietas. Durante

las pruebas se van registrando los desplazamientos observados por cada nivel de daño, así definir cada uno de éstos.

Estas pruebas experimentales se han realizado en varias partes del mundo, con distintas resistencias de los materiales y con metodologías distintas, lo cual ha desembocado en la creación de curvas de fragilidad experimentales que definen el daño, por ejemplo, en el trabajo realizado por Ruiz y Negrete (2007) con 118 especímenes de 5 países latinoamericanos.

De estas pruebas experimentales se han definido los niveles de desempeño para la MC, por ejemplo, Astroza (2004) presenta la siguiente clasificación de los distintos niveles, según el daño observado:

Figura 16. **Estados de daños límites ELO, ELS, ELDC y ELU**



Fuente: Astroza, 2004, pág. 64.

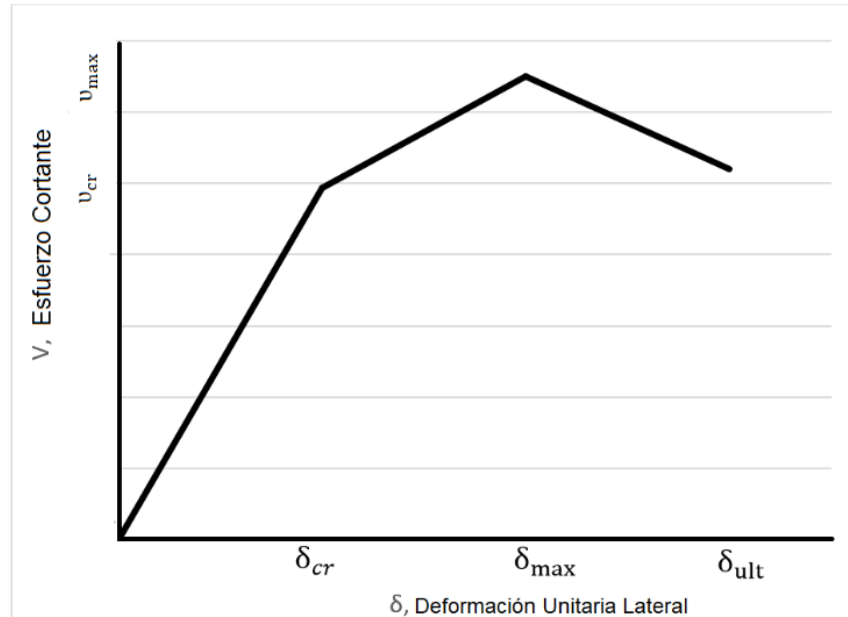
- I Operacional (ELO): estado en el cual el muro no posee daño considerable.
- II Estado límite de servicio (ELS): estado donde empieza el agrietamiento en los paneles de MC.
- III Daño controlado (ELDC): estado en el cual se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal.
- IV Resistencia (ELR): estado en el cual el muro alcanza la máxima capacidad de carga.
- V Último nominal (ELU): estado más allá del cual no queda asegurado que no se producirá el colapso.

3.3.1.1. Curva de *Backbone* para la MC

Las pruebas experimentales han dado como resultado ecuaciones empíricas que tratan de describir matemáticamente el comportamiento no lineal de la MC, a través de curvas denominadas *Backbone* por su forma de espina dorsal. Estas ecuaciones definen variables como el esfuerzo de agrietamiento, el esfuerzo último, la deformación de agrietamiento y deformación última, las cuales pueden variar, según las condiciones del sistema estructural y la resistencia de los materiales.

Debido a la disparidad en criterios para determinar estas curvas *Backbone*, Riahi (2007) presenta un estudio que engloba los resultados obtenidos de los cientos de pruebas de laboratorio, mediante ecuaciones estadísticas logra plantear ecuaciones empíricas que describen de manera bastante certera el comportamiento no lineal de los paneles de MC.

Figura 17. **Curva *Backbone* para MC**



Fuente: Riahi, Zahra; Elwood, K; Alcocer, S, 2008, pág. 3.

En la figura 17, se muestra la representación gráfica de una curva *Backbone*, con las deformaciones unitarias y los esfuerzos de cortante. Estas curvas describen la formación de las articulaciones plásticas en un sistema de MC, las cuales, al ser asignadas dentro de un modelo matemático permiten determinar el nivel de incursión en el rango inelástico.

3.3.1.1.1. Ecuaciones para curva de *Backbone* en MC

Riahi (2007), propone las siguientes ecuaciones que describen la capacidad de deformación en el rango no lineal, en función de los esfuerzos internos en los muros de mampostería probados experimentalmente:

La resistencia a corte de las paredes de mampostería se define estadísticamente como una relación directa con la resistencia a compresión del material mampuesto, tal como se define en la ecuación 1a.

Ecuación 1a.

$$v_m = 0.184\sqrt{f_m} \text{ (Mpa)}$$

Fuente: Riahi, 2007, pág. 46.

En la ecuación 1b, se define el esfuerzo de agrietamiento en los muros (v_{cr}), la cual depende de la capacidad de corte de la mampostería (v_m) y el esfuerzo axial aplicado al muro (σ_v).

Ecuación 1b.

$$v_{cr} = 0.424v_m + 0.374\sigma_v \leq v_m \text{ (Mpa)}$$

Fuente: Riahi, 2007, pág. 47.

La ecuación 2 define la influencia de las aperturas en los muros de una edificación, en donde la relación $\beta = H_w/L_w$ influye directamente con el esfuerzo de agrietamiento.

Ecuación 2.

$$v_{cr}(\beta \neq 0) = (-2.2\beta + 1)v_{cr}$$

Fuente: Riahi, 2007, pág. 51.

El esfuerzo cortante máximo de la mampostería está definido por la ecuación 3, en donde influye directamente la capacidad de los elementos de confinamiento, mediante las variables ρ_{vc} (cuantía de refuerzo a corte), f_{yvc} (resistencia a la fluencia del acero a corte) y f'_c (resistencia a compresión del concreto en los elementos de confinamiento).

Ecuación 3.

$$v_{max} = 0.21v_m + 0.363\sigma_v + 0.0141\sqrt{\rho_{vc} \cdot f_{yvc} \cdot f'_c} \geq v_{cr} \text{ (Mpa)}$$

Fuente: Riahi, 2007, pág. 52.

La capacidad de deformación para el esfuerzo de agrietamiento está definida en la ecuación 4, la cual depende directamente de la capacidad de agrietamiento de la mampostería como de su resistencia a la compresión en las variables v_{cr} y f_m . Además, se introduce una constante Y que cambia, según el material de elemento mampuesto utilizado.

Ecuación 4.

$$\delta_{cr} = Y \frac{v_{cr}}{\sqrt{f_m}} \text{ (\%)}, Y = \begin{pmatrix} 1.13, \text{barro} \\ 0.72, \text{concreto} \end{pmatrix}$$

Fuente: Riahi, 2007, pág. 56.

La capacidad de deformación última de un muro de mampostería está definida en la ecuación 5a, la cual está relacionada con la capacidad de última a corte de la mampostería y de su resistencia a la compresión en las variables v_{max}

y f_m . Además, se introduce una variable μ en la ecuación 5b, la cual depende de la ductilidad del muro.

Ecuación 5a.

$$\delta_{ult} = \mu Y \frac{u_{max}}{\sqrt{f_m}} (\%)$$

Fuente: Riahi, 2007, pág. 57

Ecuación 5b.

$$\mu = \frac{0.5}{u_{max}^2} + 1.3 \leq 6$$

Fuente: Riahi, 2007, pág. 57.

La ecuación 6 define la capacidad de deformación máxima del muro de mampostería, la cual estadísticamente es un porcentaje de la deformación última definida en la ecuación 5a.

Ecuación 6.

$$\delta_{max} = 0.65\delta_{ult} (\%)$$

Fuente: Riahi, Elwood, & Alcocer, 2009, pág. 650.

Por último, el esfuerzo de corte último v_{ult} , se considera un valor máximo, descrito en la ecuación 7.

Ecuación 7.

$$v_{ult} = 0.80v_{max} (Mpa)$$

Fuente: Riahi, Elwood, & Alcocer, 2009, pág. 646.

A partir de las ecuaciones definidas anteriormente, se puede dibujar la curva *Backbone* para un muro específico, el cual dependerá de las propiedades de los materiales y del confinamiento proporcionado al muro.

3.3.1.1.2. Limitaciones para emplear las ecuaciones de *Backbone* en MC

Debido a que las ecuaciones 1 a 7 fueron definidas, mediante regresión estadística de diversas pruebas de laboratorio existe un margen en el cual estas ecuaciones tienen mayor grado de exactitud. Riahi, *et al.* (2008) limita los parámetros a ingresar en las ecuaciones en la tabla XI, con el fin de que las ecuaciones tengan el mayor grado de exactitud comparándolas con las pruebas experimentales.

Los esfuerzos que puedan presentarse en los muros de MC dependen de muchas variables, como la peligrosidad sísmica o la configuración de la tipología de la estructura. Adicionalmente, uno de los factores clave que predispone a la estructura a incursionar en alguno de los puntos de desempeño definidos por la curva *Backbone* es la densidad de muros. Esto es debido a que una densidad mayor de muros reparte de una forma más eficiente los esfuerzos y desplazamientos, por lo tanto, determina el desempeño de la estructura.

Tabla XI. Límites en las propiedades de los materiales y armado en la MC

	Variable muro	Rango (Sistema internacional)		Rango (Sistema inglés)		Rango (Sistema métrico)	
Bloques mampostería	f'_m	2.5-25	Mpa	360-3,600	psi	25-50	kg/cm ²
	ν_m	0.25-1.1	Mpa	36-160	psi	2.5-11.24	kg/cm ²
	σ_v	0-1	Mpa	0-145	psi	0-10	kg/cm ²
	σ_v/f'_m	0-0.12					
Concreto y acero	f'_c (Elementos confinamiento)	10-35	Mpa	1,450-5,000	psi	102-358	kg/cm ²
	f_y	241-414	Mpa	35,000-60,000	psi	2,466-4,228	kg/cm ²
	$\rho_{vc} \cdot f_{yvc}$	2-15	Mpa	290-2,175	psi	20-153	kg/cm ²
	ρ_{vc}	1-3	%				
	ρ_{hc}	0-0.8	%				
Geometría	H/L	0.6-2					
	Tipo de material	Barro y concreto					

Fuente: Riahi, Zahra; Elwood, K; Alcocer, S, 2008, pág. 3.

3.3.1.2. Densidad de muros en la MC

Mediante la implementación de análisis estáticos no lineales se ha determinado que la capacidad de desplazamientos de un edificio depende en gran medida en la densidad de los muros y el acople entre los muros de corte. Hay un intercambio entre la resistencia y la capacidad de desplazamiento proporcionada por la estructura (Moroni, Astroza, y Mesias, 1996).

La densidad de muros de un edificio construido con MC es la relación que existe entre el área total de una edificación y el área de los muros en planta en cada dirección de resistencia lateral. Esta variable y el daño probable ante un

sismo específico pueden relacionarse, por ejemplo, en el trabajo realizado por Astroza, Moroni, Muñoz, y Pérez (2005). Simplificado en la tabla XII, en la cual plantea la variable “d/n”, la cual es la relación existente entre la densidad de muros y la cantidad de niveles del edificio y para la cual define 4 estados de daño; leve, moderado, severo y grave.

Un acercamiento al análisis de vulnerabilidad de las estructuras de MC desde un índice de densidad de muros en función del área de piso de una estructura, el cual está directamente relacionado con el daño que pueden sufrir ante un sismo (Astroza, Moroni, & Kupfer, 1993).

Tabla XII. **Relación entre el nivel de daño y la densidad de muro por unidad de piso de edificios de MC**

Nivel de daño	Densidad de muros, d/n (%)
Leve	1.15
Moderado	0.85 a 1.15
Severo	0.5 a 0.85
Grave	<0.5

Fuente: Astroza, Moroni, Muñoz, & Pérez, 2005, pág. 7.

La densidad de muros en un edificio, según la tabla XII está definida por la ecuación 8:

Ecuación 8.

$$d/n = \frac{A \text{ muros}}{\frac{A \text{ tributaria}}{\text{Número de Niveles}}}$$

Fuente: Astroza, Moroni, Muñoz, y Pérez, 2005, pág. 7.

De la ecuación 8 se observa que la cantidad de niveles condiciona la densidad de muros necesaria en cada nivel de una edificación. Por ejemplo, si se tuvieran 3 niveles, el primer nivel necesita 3 veces más cantidad de muros que el último nivel teniendo ambos niveles el mismo índice “d/n”.

3.3.2. Metodología de análisis no lineal para la MC

Luego de definir las variables que controlan el nivel de desempeño de la MC, el siguiente paso es integrar estas variables de geometría, resistencia y deformación a una metodología que permita sacar conclusiones de un sistema estructural específico. Para lo cual es necesario crear modelos matemáticos que puedan ser ingresados en un *software* de diseño, por ejemplo, en SAP2000.

Entre las metodologías para realizar un análisis no lineal de MC, las más usadas son el método por elementos finitos y el método por columna ancha equivalente. Cada uno de estos tienen ventajas y desventajas a la hora de modelar una estructura, sin embargo, por practicidad de asignación de las articulaciones plásticas descritas por la curva *Backbone* el método de columna ancha equivalente representa un mejor acercamiento.

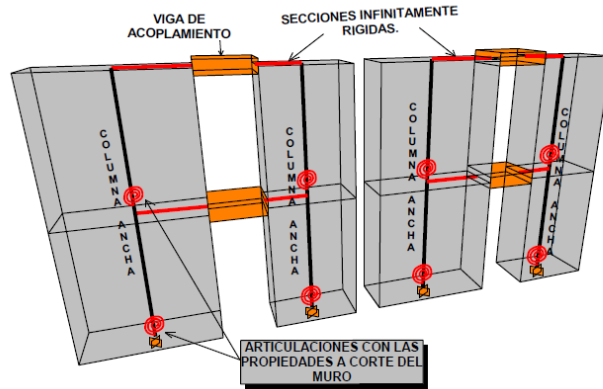
3.3.2.1. Análisis no-lineal por el método de columna ancha

El método de columna ancha equivalente es una simplificación de las estructuras de mampostería asumiendo un elemento “línea” por cada muro con sus propiedades geométricas y de material. A este modelo equivalente se le puede asignar los puntos de análisis de interés y asignarles las articulaciones, las cuales medirán en qué nivel de desempeño se encuentran cuando se les aplique la demanda sísmica por medio de un *Pushover* o análisis sísmico por fuerzas incrementales.

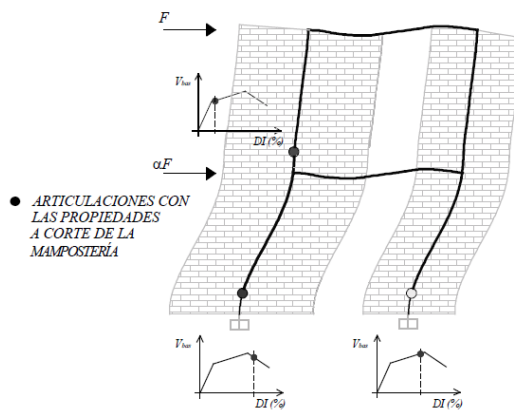
Basados en la información experimental se ha concluido que la metodología de “columna ancha” en donde los muros de mampostería son modelados como elementos línea, representan una alternativa factible para modelar el comportamiento elástico e inelástico de los muros (Terán, Zuñiga, y Ruiz, 2009).

En la figura 18, se muestra el modelo simplificado de un muro de mampostería a un sistema de marcos unidos por un diafragma de rigidez infinita para simular el diafragma rígido de la losa. En la figura 18a, se observa la asignación de elementos que miden la incursión en el comportamiento no lineal de los paneles de mampostería, es decir, las articulaciones plásticas del sistema controladas por esfuerzos de corte. En la figura 18b, se muestra la relación entre la incursión en el rango no lineal de comportamiento con el daño de los muros de mampostería.

Figura 18. **Modelo modificado de la columna ancha para espécimen 3D**



a) Modelo Analítico



b) Evolución de daño.

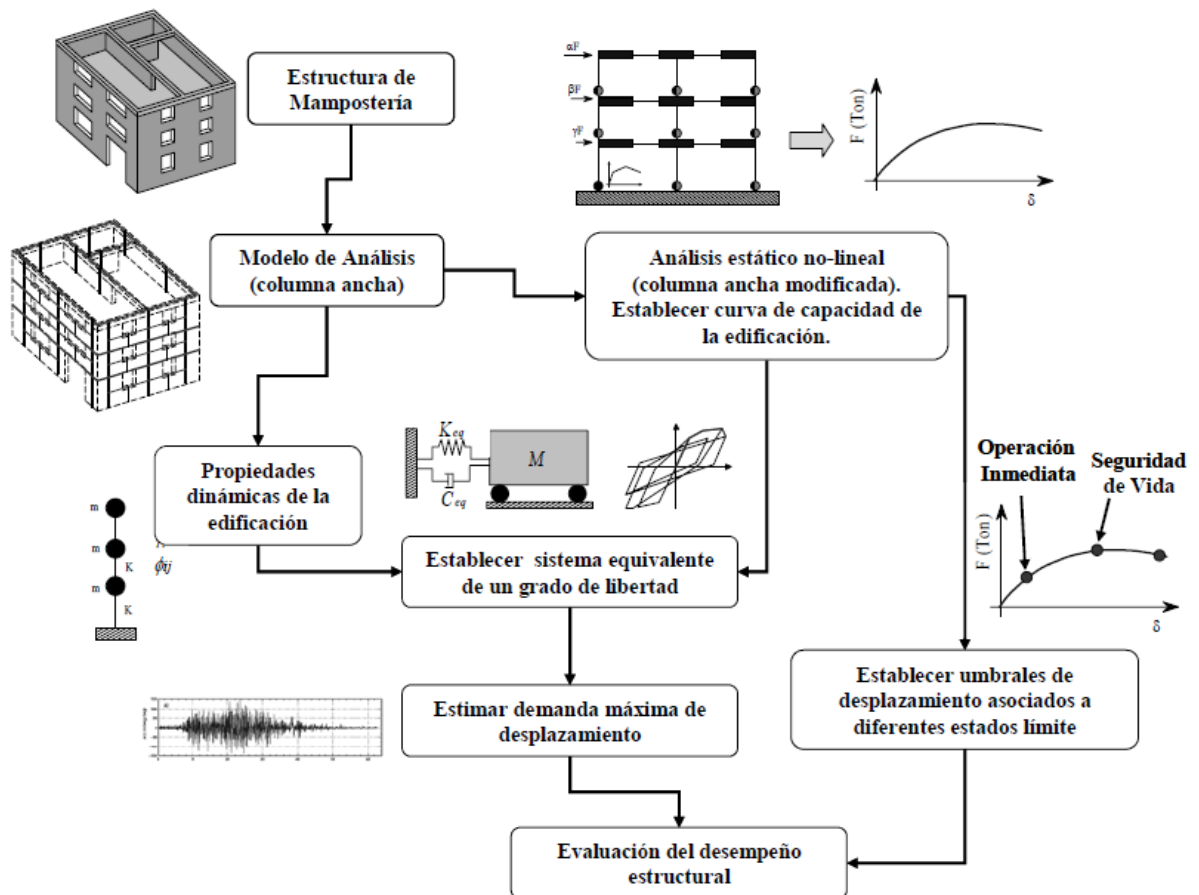
Fuente: Terán, Zuñiga, y Ruiz, 2009, pág. 453.

3.3.2.2. Diagrama de flujo para un análisis no lineal de la MC

En la figura 19, presentada por Zuñiga y Terán (2008), se muestra un diagrama de flujo que define los pasos para realizar un análisis de vulnerabilidad de un sistema de MC, mediante un análisis no lineal estático de cargas incrementales. Desde determinar el modelo base o estructura a analizar, seguido

por la discretización matemática de los edificios con elementos de “columna ancha”. Obteniendo así las gráficas de capacidad y de demanda que finalmente define la evaluación de desempeño estructural.

Figura 19. Metodología para un análisis no lineal y evaluación de desempeño en la MC



Fuente: Zuñiga y Terán, 2008, pág. 27.

4. ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA POR EL MÉTODO DE COLUMNA ANCHA, APLICADO A GUATEMALA

En el capítulo 3 se presentaron las bases que definen el diseño por desempeño, así como los niveles de desempeño de la mampostería confinada (MC), según pruebas experimentales y las ecuaciones que definen matemáticamente la curva de *Backbone* de los paneles de MC. En el capítulo 4, se desarrolla esta metodología para el caso específico de Guatemala, con un muro ejemplo de 3 niveles, siguiendo las ecuaciones experimentales propuestas por Riahi (2007) y las ecuaciones propuestas por ATC-40 y FEMA 440, y así determinar el punto de desempeño.

4.1. Definición de las variables de la MC para Guatemala

De acuerdo con la metodología propuesta por Riahi (2007), para determinar las curvas *Backbone* descritas en el capítulo 3, se procede a calcular las variables que aplican en la MC existente en Guatemala. Por lo que se propone el desarrollo de la metodología en un modelo base denominado “Muro 0”, sobre el cual se calcularán las ecuaciones 1 a 8 definidas en el capítulo 3.

4.1.1. Resistencia de los bloques de mampostería

Los rangos utilizados para la modelación de muros de MC en Guatemala se definen, según el tipo de material encontrado en la región y de la cuantía típica empleada en los elementos de confinamiento.

En los departamentos de Guatemala, se puede asumir que la mayoría de construcciones de MC han sido construidas con materiales provenientes de fábricas artesanales, ya que por lo general el precio es más accesible y por la facilidad para conseguirlos. Por ejemplo, según los datos estadísticos de la tabla V (con base en lo observado en San Marcos en 2012), el rango de resistencia de los bloques de concreto para el valor de $f'm$ es de 20 kg/cm² a 50 kg/cm². Adicionalmente, en el mercado se pueden conseguir bloques de resistencias definidas por las normas NTG 41054 de COGUANOR, ver tabla IV, con resistencias hasta de 100 kg/cm², por lo que de acuerdo a estos valores de resistencia se limitará el alcance de este estudio.

4.1.2. Longitud de muros, relación H/L

Según los límites planteados en la tabla XI, la relación H/L debe estar en el rango de 0.6 a 2. Es decir que los muros analizados con las ecuaciones planteadas en el capítulo 3 deben de seguir estos parámetros, para obtener un comportamiento más cercano al que describe la curva *Backbone*.

Por lo que el primer paso para definir los modelos matemáticos es definir el tamaño máximo y mínimo que se permite en el análisis no lineal. Asumiendo una altura entre pisos en una casa de MC típica de 2.6m, la longitud máxima y mínima de los muros es calculada a continuación:

$$L_{\text{muro máx}} = \frac{H}{0.6} = \frac{2.6m}{0.6} = 4.3m$$

$$L_{\text{muro mín}} = \frac{H}{2} = \frac{2.6m}{2} = 1.3m$$

La longitud máxima para los modelos matemáticos propuestos por esta metodología será entonces de 4.3m y la mínima es de 1.3m, los cuales serán la base de los modelos no lineales realizados en el programa SAP2000.

4.1.3. Rangos para variables de MC en Guatemala

Ya definidas las variables de resistencia de los materiales, la metodología de densidad de muros y la longitud máxima y mínima de los muros a analizar se proponen los parámetros de la tabla XIII, los cuales son los límites de la metodología propuesta aplicada para Guatemala.

Tabla XIII. Rangos propuestos para determinar curva *Backbone*, estructuras de MC en Guatemala

	Variable muro	Rango (Sistema internacional)		Rango (Sistema inglés)		Rango (Sistema métrico)	
Bloques mampostería	f'_m	1.8-11	Mpa	282-1,500	psi	18-112	kg/cm ²
	ν_m	0.25-0.41	Mpa	36-60	psi	2.55-4.19	kg/cm ²
	σ_v	0-1	Mpa	0-145	psi	0-10.22	kg/cm ²
	σ_v/f'_m	0-0.12					
Concreto y acero	f'_c (elementos confinamiento)	10-21	Mpa	1,500-3,000	psi	102-214	kg/cm ²
	f_y	241-414	Mpa	35,000-60,000	psi	2466-4228	kg/cm ²
	$\rho_{vc} \cdot f_{yvc}$	2-15	Mpa	290-2175	psi	20-153	kg/cm ²
	ρ_{vc} (%)	1- 2.25					
	ρ_{hc} (%)	0-0.25					
Geometría y tipo de bloques	H/L	0.6-2					
	Tipo de material	Concreto liviano					

Fuente: elaboración propia.

4.2. Modelo “Muro 0”

4.2.1. Propiedades geométricas para “Muro 0”

El análisis no lineal se desarrollará con un modelo base, denominado “Muro 0”, con los requerimientos mínimos de resistencia de los materiales, armado de los elementos de confinación y de geometría definidos anteriormente en este capítulo.

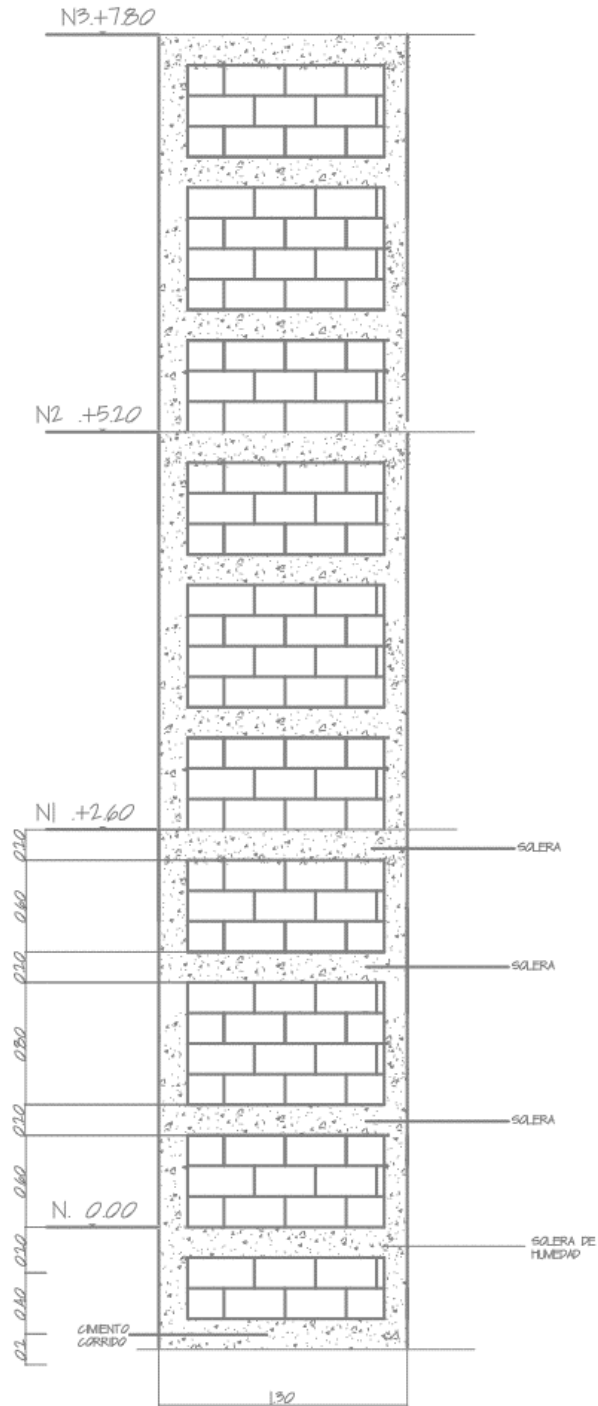
Para el “Muro 0” se asume una longitud de 1.3m, lo cual cumple con la longitud mínima, según los parámetros limitados en la tabla XIII de los parámetros en Guatemala. Además de 2 soleras intermedias de 0.20m de altura cada una, dando como resultado una altura total entre pisos de 2.60m. Este muro modelo constará de 3 niveles, con una altura total de 7.80m con diafragmas de losa de concreto en cada nivel. En la figura 20 se muestra la elevación esquemática de este muro con sus elementos de confinamiento.

Tabla XIV. Dimensiones geométricas “Muro 0”

h=	2.60	m
L=	1.30	m
h/L=	2	0.6-2
t=	0.15	m
Cantidad de niveles=	3	

Fuente: elaboración propia.

Figura 20. Elevación esquemática para “Muro 0”



Fuente: elaboración propia.

4.2.2. Integración de cargas para “Muro 0”

Para hacer un análisis de cargas laterales, el primer paso es identificar las cargas gravitacionales con las que el edificio contará, lo cual en Guatemala están definidas por la norma NSE 2.

El primer factor a considerar para calcular el peso propio del muro es la densidad de estos en el piso analizado, la cual está en función del área tributaria que el “Muro 0” tiene a su alrededor. En la tabla XV se encuentra detallada esta relación de densidad, mediante la aplicación de la ecuación 8, la cual determina el índice “d/n” que relaciona el área del muro analizado con el área tributaria.

Tabla XV. **Densidad de muros y daño empírico, según tabla XII**

Nivel	Área muro (m ²)	Área tributaria (m ²)	d/n	Daño esperado según tabla XII
3	0.2	3.6	5.56 %	Leve
2	0.2	3.6	2.78 %	Leve
1	0.2	3.6	1.85 %	Leve

Fuente: elaboración propia.

Es importante notar que el nivel 1 tiene un índice “d/n” menor que los pisos superiores, ya que la cantidad de pisos encima de éste afecta directamente a la densidad de muros, y también que todos los niveles tienen un daño empírico “leve”, ya que su densidad es superior a 1.15 %, según los datos de la tabla XII.

El peso de los muros de mampostería está definido por la cantidad de moquetas existentes en el muro a evaluar, ya que los bloques de concreto, mezclados con elementos de concreto armado tiene una densidad superior a la

de un muro sin mochetas. Por lo que para determinar el peso propio del “Muro 0” se utiliza la tabla XVI propuesta por AGIES:

Tabla XVI. **Listado de cargas muertas para sogas de unidades de mampostería de concreto sólido**

SOGAS DE UNIDADES DE BLOK HUECO DE CONCRETO							
Espesor de sogas (en mm)			102	152	203	254	305
Densidad de la unidad (1649 kg/m3)			kg/m2				
Sin graut			105	129	168	201	235
Espaciamiento del graut	1219	mm		148	192	235	278
	1016	mm		158	206	254	302
	813	mm		163	215	268	316
	610	mm		177	235	292	345
	406	mm		201	268	335	402
Graut completo				273	369	469	570
Densidad de la unidad (1964 kg/m3)			kg/m2				
Sin graut			125	135	172	211	239
Espaciamiento del graut	1219	mm		158	211	259	297
	1016	mm		163	215	268	311
	813	mm		172	225	278	326
	610	mm		187	244	302	359
	406	mm		211	278	350	417
Graut completo				282	388	488	589
Densidad de la unidad 2121 kg/m3)			kg/m2				
Sin graut			139	168	215	259	302
Espaciamiento del graut	1219	mm		158	239	292	345
	1016	mm		172	254	311	369
	813	mm		182	263	326	383
	610	mm		196	282	350	412
	406	mm		225	316	393	469
Graut completo				306	417	527	637

Fuente: AGIES, NSE 7.4, 2018, págs. B-5.

Asumiendo una configuración tradicional de mochetas a cada 1.20m, tal como se muestra en el esquema de la figura 6, se define un peso por área del muro de 148 kg/m^2 para un block de densidad de 1649 kg/m^3 , que al multiplicarlo por la altura y la longitud del muro y dividiendo esta cantidad por el área tributaria del “Muro 0” da como resultado una carga equivalente de 138 kg/m^2 .

Para el resto de cargas muertas y vivas del edificio, se asumirá que, de los tres niveles de la estructura, dos están destinados a ambientes habitacionales de una casa tradicional y el tercer nivel a una carga de techo no accesible al público.

Tabla XVII. Integración de cargas nivel 3

Nivel 3 (techo)				
Muro	Peso por área de muro	138	kg/m^2	Carga muerta
	t losa	0.1	m	
Losa	Peso losa	240	kg/m^2	
	Sobre carga muerta	150	kg/m^2	
	Suma CM	528	kg/m^2	
Carga viva		100	kg/m^2	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. Integración de cargas niveles 2 y 1

Nivel 2 y 1 (habitacional)				
Muro	Peso por área de muro	138	kg/m^2	Carga muerta
	t losa	0.1	m	
Losa	Peso losa	240	kg/m^2	
	Sobre carga muerta	150	kg/m^2	
	Suma CM	528	kg/m^2	
Carga viva		200	kg/m^2	

Fuente: elaboración propia.

Luego de calcular la carga correspondiente en cada nivel del modelo, se procede a calcular las fuerzas axiales totales permanentes por cada nivel con la combinación carga muerta + 50 % carga viva, esto toma en cuenta la ocupación más probable de carga viva para estimar el peso sísmico. En la tabla XIX están indicadas las cargas por piso y la carga acumulada.

Tabla XIX. **Cargas axiales en “Muro 0” por piso**

Carga axial por piso (M+0.5V)				
Nivel	Carga axial		Carga axial acumulada	
3	2.08	Ton	2.08	Ton
2	2.26	Ton	4.34	Ton
1	2.26	Ton	6.60	Ton

Fuente: elaboración propia.

La distribución de cargas definida anteriormente, se puede convertir a masa concentrada en cada nivel, lo cual se obtiene dividiendo la carga entre el valor de la gravedad, es decir, 9.81 m/seg^2 para el sistema internacional.

Tabla XX. **Masa por piso en “Muro 0”**

Masa por piso		
Nivel	Masa	
3	0.21	Ton*s ² /m
2	0.23	Ton*s ² /m
1	0.23	Ton*s ² /m

Fuente: elaboración propia.

4.3. Propiedades de resistencia para “Muro 0”

Teniendo definidas las cargas gravitacionales, la masa concentrada por piso y las dimensiones del modelo “Muro 0”, el siguiente paso es definir las propiedades no lineales y la implementación del análisis no lineal por cargas incrementales.

El “Muro 0” tiene la resistencia a la compresión ($f'm$) del límite inferior propuesto Riahi (2007), de 2.5 Mpa o 25 kg/cm² a la compresión. Además, se verifica que la relación entre el esfuerzo a compresión, según la carga axial y la resistencia $f'm$ ($\sigma_v/f'm$) tenga un valor de 0.12, la cual es el límite para evitar una falla prematura a compresión de los bloques de concreto antes de ocurra la falla por cortante. El área tributaria propuesta anteriormente en la tabla XV esta seleccionada justamente para respetar este límite de carga axial.

Con el valor de resistencia a la compresión se puede calcular el valor del módulo de elasticidad para un muro de mampostería, según la ecuación 9 propuesta por AGIES en la NSE 7.4.

Ecuación 9.

$$E_m = 900 f'm$$

Fuente: AGIES, 2018, págs. 5-11.

Finalmente, en la tabla XXI se encuentran resumidos todos los parámetros que servirán para realizar el modelo matemático del “Muro 0” y construir la curva de *Backbone* de comportamiento no lineal de la MC.

Tabla XXI. **Propiedades de materiales para “Muro 0”**

	Variable muro	Valor (Sistema internacional)		Valor (Sistema inglés)		Valor (Sistema métrico)	
Bloques mampostería	f_m	2.50	Mpa	362.6	psi	25.55	kg/cm ²
	E_m	2206.00	Mpa	128,010.00	psi	22,500.00	kg/cm ²
	σ_v	0.31	Mpa	45.31	psi	3.19	kg/cm ²
	σ_v/f'_m	0.12					
Concreto y acero	f_c (elementos confinamiento)	21.00	Mpa	3,045.8	psi	214.59	kg/cm ²
	F_y	250.00	Mpa	35,000	psi	2550	kg/cm ²
	ρ_{vc} (%)	1.00%					
	$\rho_{vc}.f_{yc}$	2.50	Mpa	362.6	psi	25.55	kg/cm ²
	ρ_{hc} (%)	0.25%					
	$\rho_{hc}.f_{yc}$	0.63	Mpa	90.65	psi	6.39	kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

4.4. Variables de “Muro 0” para definir curva de *Backbone*

Las ecuaciones 1 a 7 del capítulo 3 definen los parámetros del comportamiento no lineal de un muro de MC específico. Para el “Muro 0” estas ecuaciones presentan los siguientes valores:

Se calcula primero el valor de la resistencia a cortante del “Muro 0”, a través de la ecuación 1a.

$$v_m = 0.184\sqrt{2.5Mpa}$$

$v_m =$	0.29	Mpa	42.20	psi	2.97	kg/cm ²
---------	------	-----	-------	-----	------	--------------------

Teniendo el valor de la resistencia a corte del muro se procede a calcular el esfuerzo de agrietamiento del muro, la cual está definida por la ecuación 1b.

$$v_{cr} = 0.424(0.29\text{Mpa}) + 0.374(0.63\text{Mpa}) \leq 0.29\text{Mpa}$$

$v_{cr} =$	0.24 Mpa	34.84 psi	2.45 kg/cm ²
------------	----------	-----------	-------------------------

El esfuerzo a corte máxima está definido por la ecuación 3.

$$v_{max} = 0.21(0.24\text{Mpa}) + 0.363(0.31\text{Mpa}) + 0.0141\sqrt{(2.5\text{Mpa})(21\text{Mpa})} \geq 0.29\text{Mpa}$$

$v_{max} =$	0.28 Mpa	40.13 psi	2.83 kg/cm ²
-------------	----------	-----------	-------------------------

El esfuerzo a cortante última está definido por la ecuación 7.

$$v_{ult} = 0.8(0.28\text{Mpa})$$

$v_{ult} =$	0.22 Mpa	32.10 psi	2.26 kg/cm ²
-------------	----------	-----------	-------------------------

El desplazamiento unitario que le corresponde al esfuerzo de agrietamiento está determinado por la ecuación 4.

$$\delta_{cr} = 0.717 \frac{0.24\text{Mpa}}{\sqrt{2.5\text{Mpa}}}$$

Material=	Concreto	
$\gamma =$	0.717	
$\delta_{cr} =$	0.109	%

El desplazamiento unitario que le corresponde al esfuerzo último de corte se determina, según la ecuación 5a y 5b.

$$\delta_{ult} = 6 * 0.717 \frac{0.28}{\sqrt{2.5Mpa}}$$

$\mu=$	6	
$\delta_{ult}=$	0.753	%

El desplazamiento unitario que le corresponde al esfuerzo máximo de corte está en función al desplazamiento último y está definido por la ecuación 6.

$$\delta_{max} = 0.65(0.753)$$

$\delta_{max}=$	0.49	%
-----------------	------	---

Tabla XXII. **Resumen de esfuerzos de corte para “Muro 0”**

Esfuerzos laterales unitarios		
$U_0=$	0	Kg/cm ²
$U_{cr}=$	2.53	Kg/cm ²
$U_{max}=$	2.90	Kg/cm ²
$U_{ult}=$	2.32	Kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. **Resumen de deformaciones unitarias para “Muro 0”**

Deformaciones unitarias		
$\delta_0=$	0	%
$\delta_{cr}=$	0.11	%
$\delta_{max}=$	0.49	%
$\delta_{ult}=$	0.75	%

Fuente: elaboración propia.

Los esfuerzos y deformaciones unitarias definidos en las tablas XXII y XXIII, los cuales se pueden convertir a cargas o fuerzas laterales y a deformaciones laterales al multiplicarlos por el área del muro para los esfuerzos y por la altura para las deformaciones laterales.

Tabla XXIV. **Cargas laterales para “Muro 0”**

Carga lateral		
$V_0=$	0	kg
$V_{cr}=$	4,933.33	kg
$V_{max}=$	5,655.69	kg
$V_{ult}=$	4,524.55	kg

Fuente: elaboración propia.

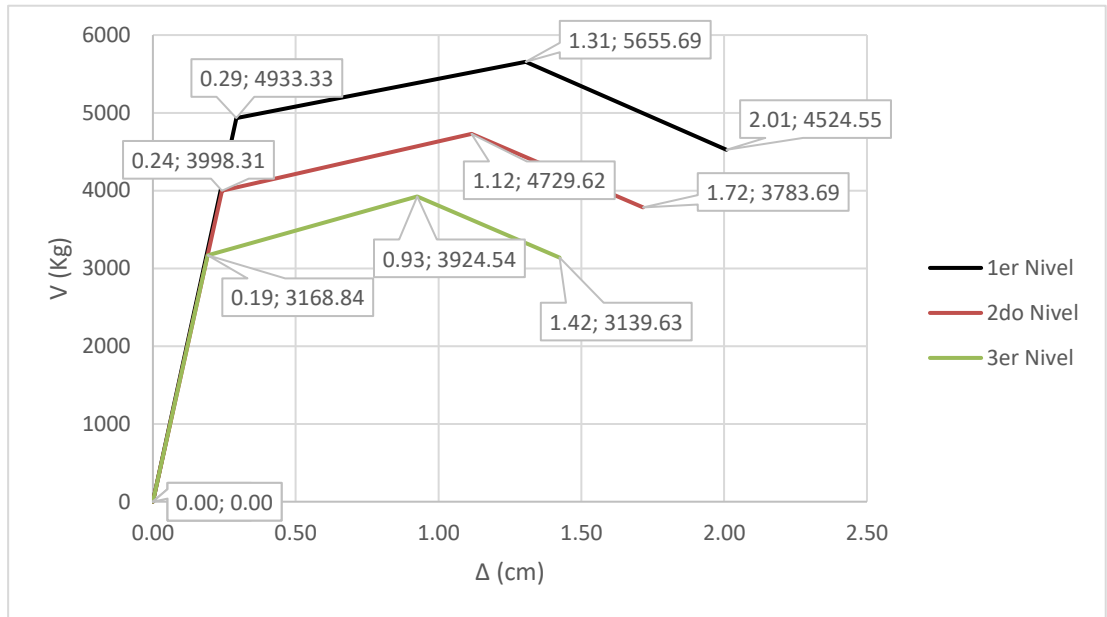
Tabla XXV. **Deformaciones laterales para Muro 0**

Desplazamientos laterales				
$\Delta_0=$	0	m	0.00	cm
$\Delta_{cr}=$	0.0028	m	0.28	cm
$\Delta_{max}=$	0.0127	m	1.27	cm
$\Delta_{ult}=$	0.0196	m	1.96	cm

Fuente: elaboración propia.

La curva *Backbone* se puede dibujar teniendo los parámetros calculados anteriormente para los 3 niveles que componen el “Muro 0”:

Figura 21. Curva *Backbone* para “Muro 0”



Fuente: elaboración propia.

4.5. Determinación de espectro de diseño sísmico para Guatemala

Para realizar un análisis no lineal por cargas incrementales es necesario determinar la demanda sísmica del lugar a analizar. En Guatemala, la normativa vigente para determinar el espectro de diseño, según la zona geográfica en la que se encuentre la estructura es la NSE-2 de AGIES.

4.5.1. Espectro de diseño sísmico para ciudad de Guatemala

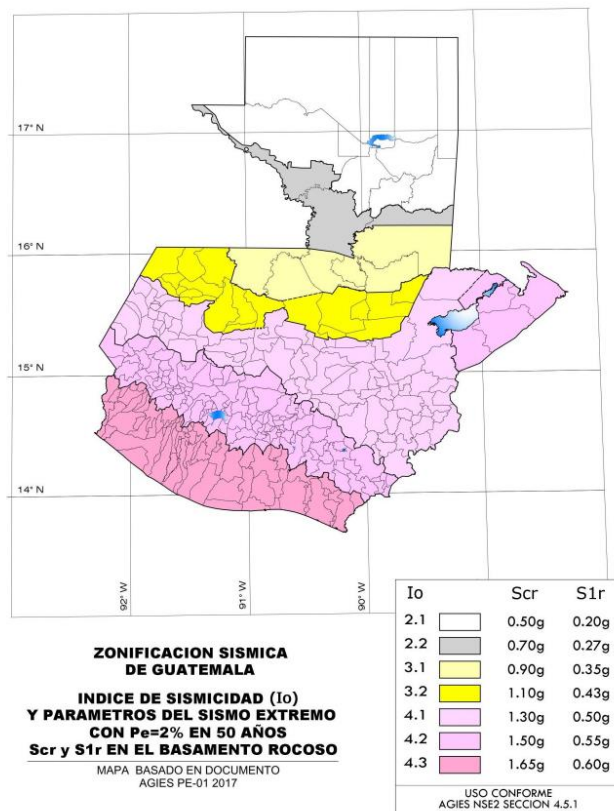
El primer paso para determinar el espectro de respuesta de algún municipio de Guatemala es determinar los factores S_{cr} y S_{1r} , los cuales representan la aceleración del suelo en un período corto y en un período largo

respectivamente. Estos están identificados en el mapa de la figura 22, y están divididos por franjas geográficas, las cuales fueron definidas por el estudio RESIS II. En el presente ejemplo se tomará la ciudad de Guatemala, la cual está ubicada en una zona con factor de Índice de Sismicidad (I_o) de 4.2 para determinar los factores del espectro de diseño.

Departamento Guatemala
Municipio Guatemala

$S_{cr} = 1.5 \text{ g}$
 $S_{1r} = 0.55 \text{ g}$
 $I_o = 4$

Figura 22. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala



Fuente: AGIES, NSE 2, 2018, pág 4-6.

Según el inciso 3.1.3 de la NSE 1 (AGIES, 2018), la clasificación de obras depende de la cantidad de personas que ocupen la edificación. En el caso de una vivienda construida con MC es inferior a las 300 personas, por lo que entra en la categoría II, “obra ordinaria”.

El tipo de suelo depende del análisis proporcionado por un profesional especialista en estudios de suelos o se puede asumir, según la ubicación geográfica. Para este ejemplo se utilizará tipo de suelo “D”.

Tipo de obra : Ordinaria

Suelo Tipo: D

En el estudio de suelos correspondiente se tiene que indicar si existe una falla geológica cerca que pudiera afectar al proyecto, en este caso se asumirá que el tipo de falla es “B” a una distancia mayor a 15 km.

Tipo de falla : B

Distancia a la falla : ≥ 15 Km

Según el tipo de suelo y la zona geográfica del mapa sísmico, se determinan los factores F_a y F_v , los cuales son los que son los coeficientes para períodos cortos y para períodos largos respectivamente.

Ajuste por suelo tipo D

$$F_a = 1$$

$$F_v = 1.7$$

$$S_{cs} = 1.5 \text{ g}$$

$$S_{1s} = 0.935 \text{ g}$$

Los factores N_a y N_v dependen de la cercanía a fallas geológicas determinadas anteriormente por el especialista de suelos.

Ajuste por intensidades sísmica especiales

$$N_a = 1$$

$$N_v = 1$$

$$S_{cs} = 1.5 \text{ g}$$

$$S_{1s} = 0.935 \text{ g}$$

La norma NSE 2 presenta una matriz de desempeño implícita en el sismo de diseño, la cual está relacionado con el índice de sismicidad y la clase de obra a analizar. Para el ejemplo del “Muro 0” se obtiene un nivel de protección sísmica “D” por el índice de sismicidad y el tipo de obra.

Tabla XXVI. **Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño	2% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	Sismo mínimo

Fuente: AGIES, NSE 2, 2018, pág 4-2.

El factor K_d , define la probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño, en la tabla XXVII se presenta el valor K_d , según el tipo de sismo esperado.

Tabla XXVII. **Factor Kd, de acuerdo al nivel de sismo**

Nivel de sismo	Factor Kd
Sismo ordinario - 10 % probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo - 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años	0.8
Sismo extremo - 2 % probabilidad de ser excedido en 50 años	1
Sismo mínimo - condición de excepción	0.55

Fuente: AGIES, NSE 2, 2018, pág 4-8.

Para el caso analizado, en una clase de obra tipo: “ordinaria” y un índice de sismicidad $I_0=4$, le corresponde un “sismo ordinario” con una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años.

Espectro calibrado al nivel de diseño requerido
Sismo ordinario

$$K_d = 0.66$$

$$S_{cd} = 0.99 \text{ g}$$

$$S_{1d} = 0.617 \text{ g}$$

El tipo de sistema estructural definido para la MC, entra en la categoría E2 definido por la NSE 2, por lo que los factores K_t y x para el período de vibración son los siguientes:

Período de vibración empírico

$$K_T, x = 0.049, 0.75$$

$$T (M_0) = 0.15 \text{ seg}$$

Con los factores antes definidos se puede definir el valor máximo del espectro de diseño, definido como $S_a(T)$. Además, se define el factor de

reducción por ductilidad “R”, el cual define la capacidad de deformación del sistema por ductilidad, que para un sistema E2 o de sistema tipo “cajón” es de 4.

$$S_a(T) = 0.99 \text{ g}$$

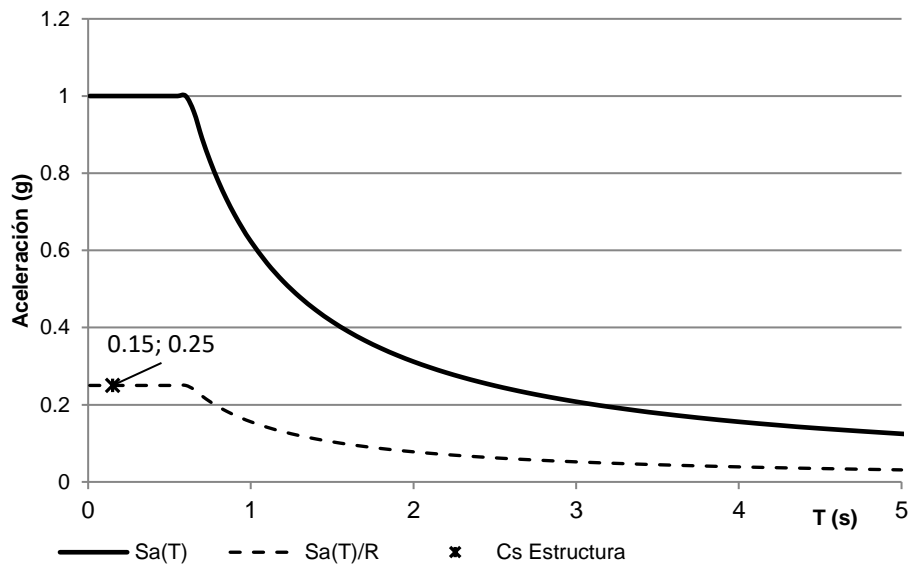
$$R = 4$$

Con el factor de reducción por ductilidad se llega al valor de cortante basal correspondiente a un edificio con las características definidas con anterioridad, el cual tendría un valor de aproximadamente el 25 % del peso sísmico de la edificación.

Coeficiente sísmico

$$C_s = 0.25 \text{ W}$$

Figura 23. **Espectro de diseño NSE 2-18**



Fuente: elaboración propia.

4.5.2. Conversión del espectro de diseño a formato ADRS

Para la implementación del análisis no lineal de cargas incrementales laterales es necesario definir tanto el espectro de diseño de demanda como la curva de capacidad del “Muro 0” en formato ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*, según el capítulo 6 de FEMA-440), el cual en el eje X tiene los valores de pseudo-desplazamientos (S_{di}) y en el eje Y las pseudo-aceleraciones.

Ecuación 10,

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}g$$

Fuente: Applied Technology Council, 1996, págs. 8-12.

Aplicando la ecuación 10 se convierte el espectro de diseño definido por la norma NSE a un espectro de respuesta en formato ADRS, calculado en la tabla XXVIII:

Tabla XXVIII. **Valores de espectro de diseño en formato ADRS**

Espectro Agies NSE-18			Formato ADRS	
Ti seg	Sai R=1 (g)	Sai R=1 (cm/seg ²)	Sa R=1 (g)	Sdi R=1 (cm)
0.01	0.99	971.19	0.99	0
0.02	0.99	971.19	0.99	0.01
0.03	0.99	971.19	0.99	0.02
0.04	0.99	971.19	0.99	0.04
0.05	0.99	971.19	0.99	0.06

Continúa tabla XXVIII.

Espectro Agies NSE-18			Formato ADRS	
Ti	Sai R=1	Sai R=1	Sa R=1	Sdi R=1
seg	(g)	(cm/seg ²)	(g)	(cm)
0.06	0.99	971.19	0.99	0.09
0.07	0.99	971.19	0.99	0.12
0.08	0.99	971.19	0.99	0.16
0.09	0.99	971.19	0.99	0.2
0.1	0.99	971.19	0.99	0.25
0.11	0.99	971.19	0.99	0.3
0.12	0.99	971.19	0.99	0.35
0.13	0.99	971.19	0.99	0.42
0.14	0.99	971.19	0.99	0.48
0.15	0.99	971.19	0.99	0.55
0.16	0.99	971.19	0.99	0.63
0.17	0.99	971.19	0.99	0.71
0.18	0.99	971.19	0.99	0.8
0.19	0.99	971.19	0.99	0.89
0.2	0.99	971.19	0.99	0.98
0.21	0.99	971.19	0.99	1.08
0.22	0.99	971.19	0.99	1.19
0.23	0.99	971.19	0.99	1.3
0.24	0.99	971.19	0.99	1.42
0.25	0.99	971.19	0.99	1.54
0.26	0.99	971.19	0.99	1.66
0.27	0.99	971.19	0.99	1.79
0.28	0.99	971.19	0.99	1.93
0.29	0.99	971.19	0.99	2.07
0.3	0.99	971.19	0.99	2.21
0.31	0.99	971.19	0.99	2.36
0.32	0.99	971.19	0.99	2.52
0.33	0.99	971.19	0.99	2.68
0.34	0.99	971.19	0.99	2.84
0.35	0.99	971.19	0.99	3.01
0.36	0.99	971.19	0.99	3.19

Continúa tabla XXVIII.

Espectro Agies NSE-18			Formato ADRS	
Ti	Sai R=1	Sai R=1	Sa R=1	Sdi R=1
seg	(g)	(cm/seg ²)	(g)	(cm)
0.37	0.99	971.19	0.99	3.37
0.38	0.99	971.19	0.99	3.55
0.39	0.99	971.19	0.99	3.74
0.4	0.99	971.19	0.99	3.94
0.41	0.99	971.19	0.99	4.14
0.42	0.99	971.19	0.99	4.34
0.43	0.99	971.19	0.99	4.55
0.44	0.99	971.19	0.99	4.76
0.45	0.99	971.19	0.99	4.98
0.46	0.99	971.19	0.99	5.21
0.47	0.99	971.19	0.99	5.43
0.48	0.99	971.19	0.99	5.67
0.49	0.99	971.19	0.99	5.91
0.5	0.99	971.19	0.99	6.15
0.51	0.99	971.19	0.99	6.4
0.52	0.99	971.19	0.99	6.65
0.53	0.99	971.19	0.99	6.91
0.54	0.99	971.19	0.99	7.17
0.55	0.99	971.19	0.99	7.44
0.56	0.99	971.19	0.99	7.71
0.57	0.99	971.19	0.99	7.99
0.58	0.99	971.19	0.99	8.28
0.59	0.99	971.19	0.99	8.56
0.6	0.99	971.19	0.99	8.86
0.61	0.99	971.19	0.99	9.15
0.62	0.99	971.19	0.99	9.46
0.63	0.98	961.38	0.98	9.66
0.64	0.96	941.76	0.96	9.81
0.65	0.95	931.95	0.95	9.97
0.66	0.94	922.14	0.94	10.12
0.67	0.92	902.52	0.92	10.27

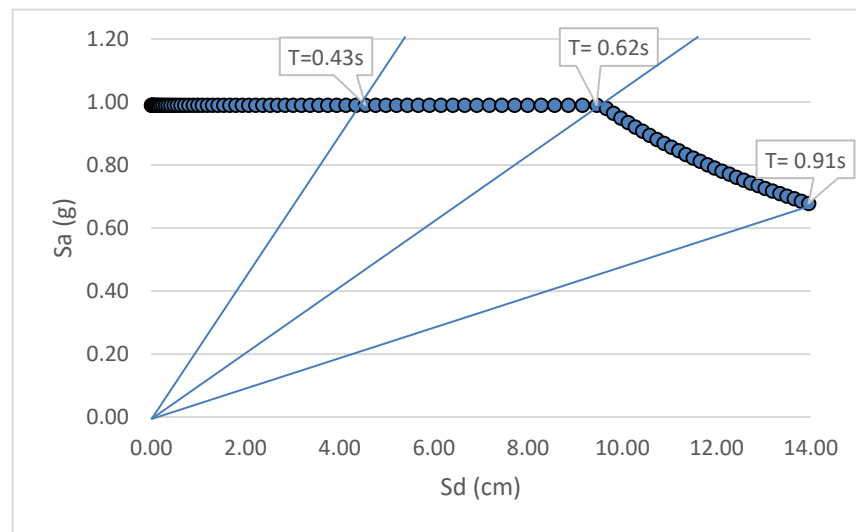
Continúa tabla XXVIII.

Espectro Agies NSE-18			Formato ADRS	
Ti	Sai R=1	Sai R=1	Sa R=1	Sdi R=1
seg	(g)	(cm/seg ²)	(g)	(cm)
0.68	0.91	892.71	0.91	10.43
0.69	0.89	873.09	0.89	10.58
0.7	0.88	863.28	0.88	10.73
0.71	0.87	853.47	0.87	10.89
0.72	0.86	843.66	0.86	11.04
0.73	0.85	833.85	0.85	11.19
0.74	0.83	814.23	0.83	11.35
0.75	0.82	804.42	0.82	11.5
0.76	0.81	794.61	0.81	11.65
0.77	0.8	784.8	0.8	11.81
0.78	0.79	774.99	0.79	11.96
0.79	0.78	765.18	0.78	12.11
0.8	0.77	755.37	0.77	12.27
0.81	0.76	745.56	0.76	12.42
0.82	0.75	735.75	0.75	12.57
0.83	0.74	725.94	0.74	12.73
0.84	0.73	716.13	0.73	12.88
0.85	0.73	716.13	0.73	13.03
0.86	0.72	706.32	0.72	13.19
0.87	0.71	696.51	0.71	13.34
0.88	0.7	686.7	0.7	13.49
0.89	0.69	676.89	0.69	13.65
0.9	0.69	676.89	0.69	13.8
0.91	0.68	667.08	0.68	13.95

Fuente: elaboración propia.

Los valores definidos en la tabla XXVIII se pueden graficar, como se muestra en la figura 24:

Figura 24. Espectro de diseño en formato ADRS



Fuente: elaboración propia.

4.6. Modelo matemático computacional en SAP2000 para “Muro 0”

Para realizar un análisis no lineal de un sistema de MC como el definido en el ejemplo: “Muro 0” es necesario la utilización de un *software* de análisis que permita ingresar las rótulas plásticas con los valores de la curva *Backbone*, que en este caso tiene los valores mostrados por la figura 21.

El primer paso es definir la resistencia de los materiales en el programa de diseño SAP2000, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 25. Definición del material de MC en SAP2000

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: MAMPOSTERIA 25kg/cm2

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0.

Mass per Unit Volume: 0.

Units: Kgf, cm, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 22500.

Poisson, U: 0.25

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.

Shear Modulus, G: 9000.

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 25.

Expected Concrete Compressive Strength: 25.

Lightweight Concrete

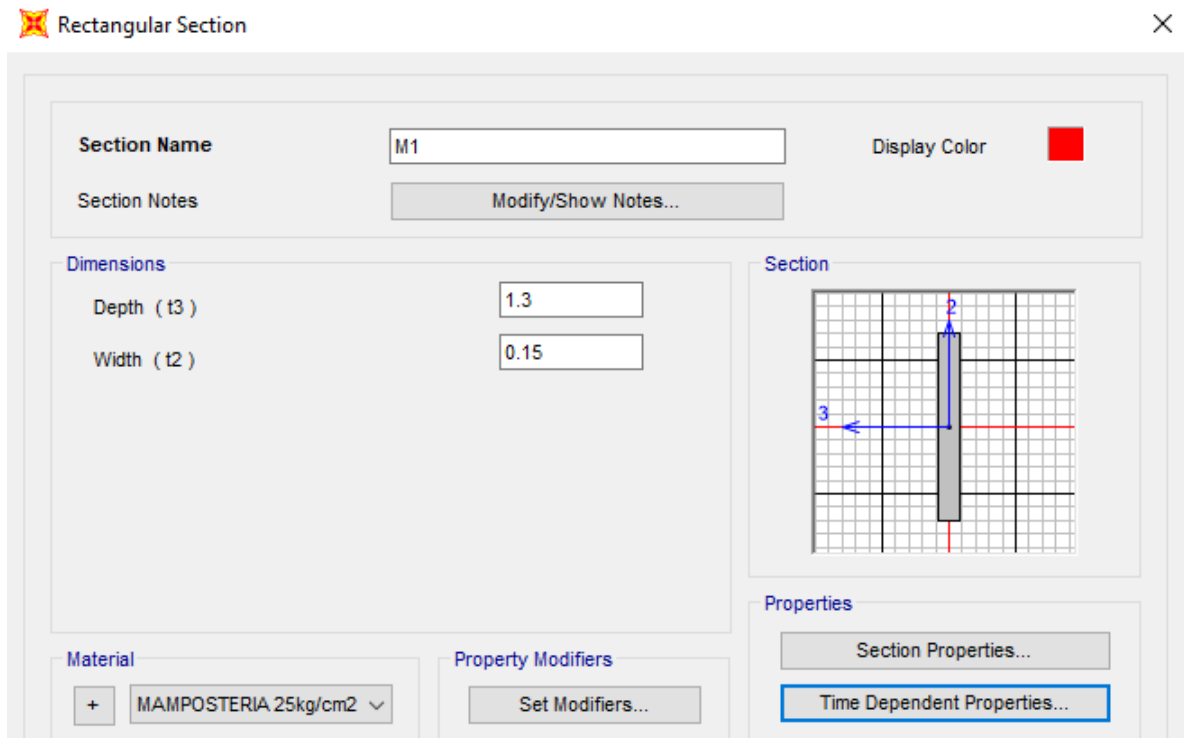
Shear Strength Reduction Factor:

Fuente: elaboración propia.

En la figura 25 se observa que el peso por unidad de volumen se define en 0, esto debido a que ya está integrado en las masas para cada nivel.

Los muros se definen siguiendo la metodología de “columna ancha”, tal como se explicó en el capítulo 3. En esta metodología se definen los muros como elementos *frame*, asignándole las características de un muro de mampostería tanto en dimensiones como en resistencia de los materiales. En la siguiente figura se define el modelo con las dimensiones de geometría antes determinadas para un bloque de 0.15m de espesor y un valor $f'm$ de 25 kg/cm².

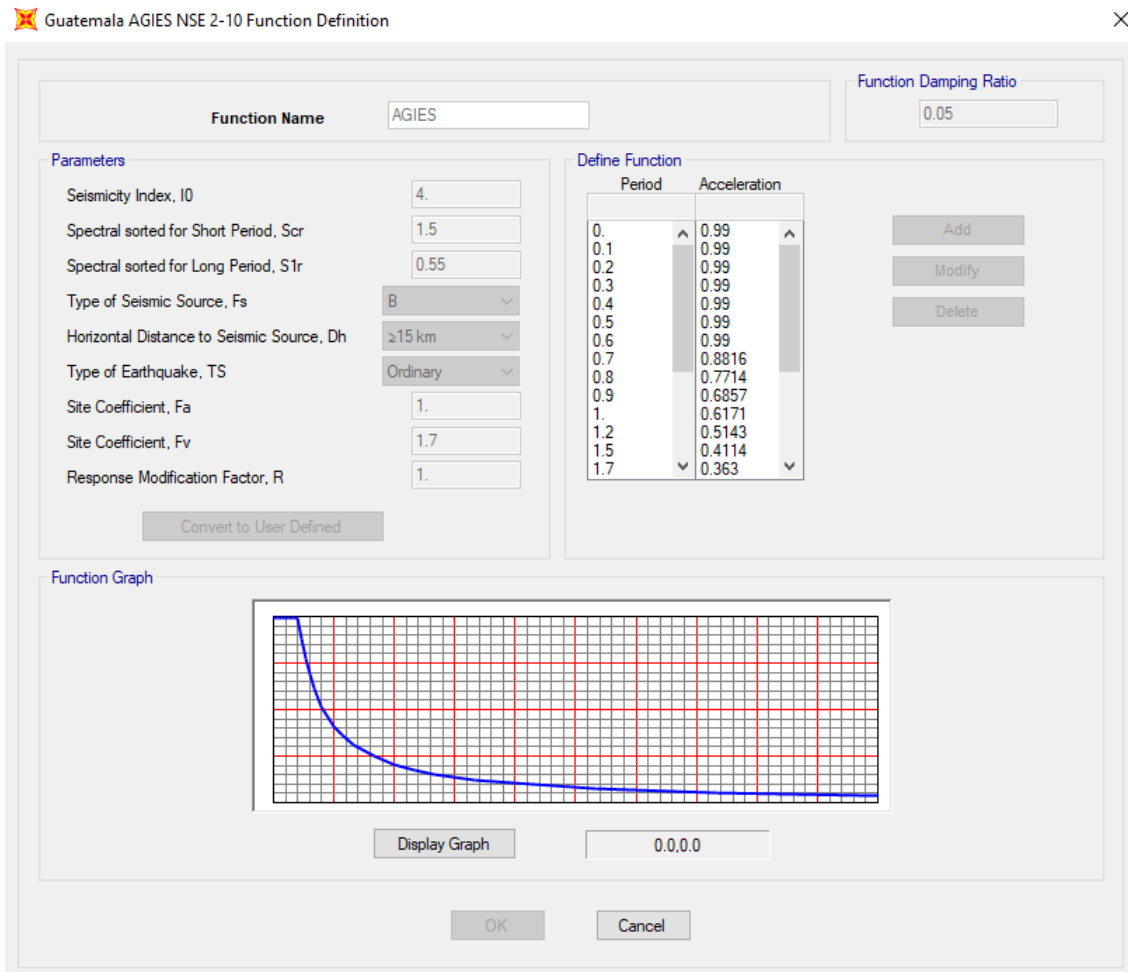
Figura 26. Definición de los elementos tipo *frame*, SAP2000



Fuente: elaboración propia.

Se ingresa en el programa el espectro de diseño definido antes, con un factor de reducción por ductilidad $R=1$, ya que este espectro es el que se intersecará con la curva de capacidad al modificarse el valor del amortiguamiento efectivo del sistema.

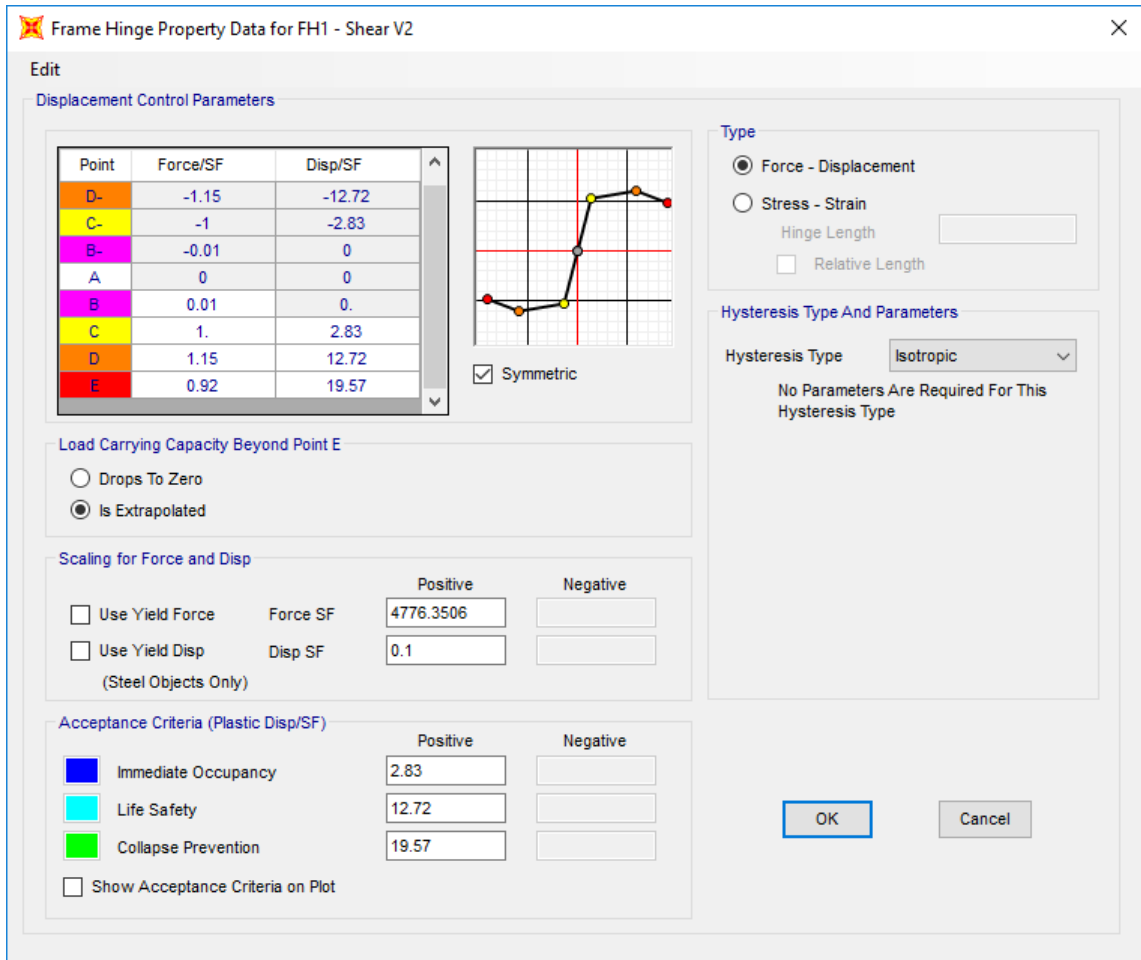
Figura 27. Espectro de diseño en SAP2000



Fuente: elaboración propia.

Con los datos obtenidos en el inciso 4.4 se define los valores para las articulaciones plásticas en el programa SAP2000. Cada una de estas articulaciones están asignadas a cada muro del sistema para que sean las encargadas de medir la deformación que al final define el punto de desempeño del “Muro 0”.

Figura 28. Definición de valores para articulaciones plásticas, SAP2000

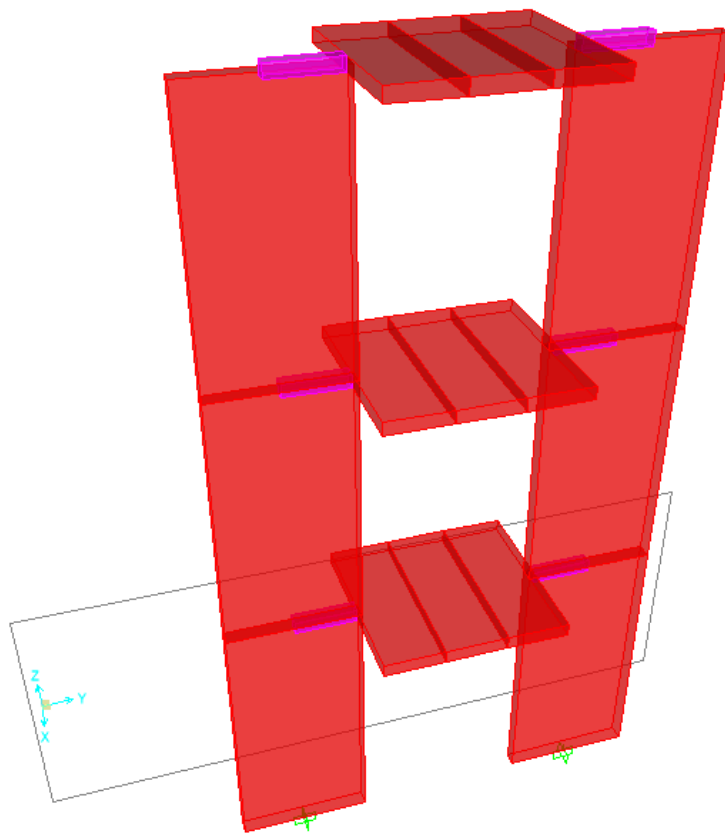


Fuente: elaboración propia.

El sistema definido como “Muro 0”, consiste en 2 paneles con las dimensiones especificadas en la tabla XIV, unidas por un elemento con rigidez infinita, para simular el diafragma rígido que une los muros y los hace comportarse con esfuerzos de corte. De otra manera los muros entrarían a trabajar en “voladizo” teniendo esfuerzos de flexión que no están definidos por

este modelo específico. En la figura 29 se observa una perspectiva en 3D del modelo dibujado en el programa SAP2000, en donde los *frames* tienen las dimensiones del muro analizado y los elementos que los une tienen la forma de una losa maciza de concreto armado.

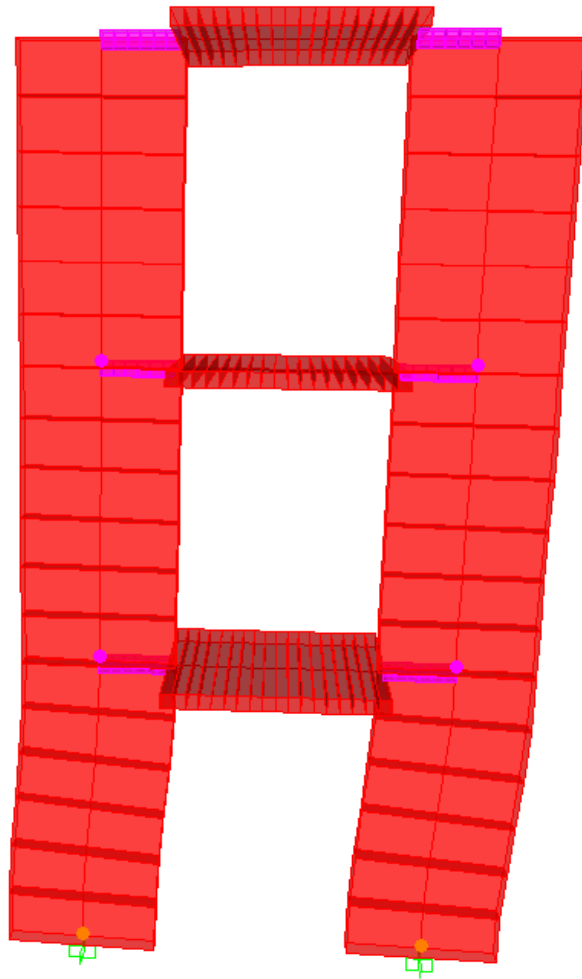
Figura 29. **Perspectiva 3D, modelo columna ancha de “Muro 0”**



Fuente: elaboración propia.

Luego de definir un análisis *Pushover* o de cargas incrementales laterales en el programa SAP2000, según el modo 1 de vibración se obtiene la deformación como la mostrada por la figura 30. En esta, se puede observar la típica deformación que denota esfuerzos de cortante que están concentrados en el primer nivel del sistema.

Figura 30. Deformación de modelo “Muro 0” en SAP2000



Fuente: elaboración propia.

4.7. Curva de capacidad determinada por SAP2000

Luego de haber realizado el análisis no lineal *Pushover* en el programa SAP2000, se obtiene el comportamiento del sistema “Muro 0”, con el desplazamiento de las rótulas plásticas y la pérdida de rigidez representada por la curva de capacidad con el rango lineal y el rango no lineal, según la fuerza cortante incremental. En la tabla XXIX están tabulados los datos de desplazamiento vs fuerza cortante lateral que definen la curva de capacidad.

Tabla XXIX. **Desplazamiento vs cortante, SAP2000**

TABLA: <i>Pushover</i> Curva de Capacidad			
Caso de carga	Paso	d (cm)	V (Kgf)
PUSHOVER-Y	0	0.00	0.00
PUSHOVER-Y	1	0.01	95.53
PUSHOVER-Y	2	0.14	1020.75
PUSHOVER-Y	3	0.26	1856.18
PUSHOVER-Y	4	0.38	2691.61
PUSHOVER-Y	5	0.50	3527.05
PUSHOVER-Y	6	0.62	4362.48
PUSHOVER-Y	7	0.74	5197.91
PUSHOVER-Y	8	0.86	6033.34
PUSHOVER-Y	9	0.98	6868.77
PUSHOVER-Y	10	1.10	7704.20
PUSHOVER-Y	11	1.22	8539.63
PUSHOVER-Y	12	1.34	9375.06
PUSHOVER-Y	13	1.48	9701.89
PUSHOVER-Y	14	1.60	9851.16
PUSHOVER-Y	15	1.72	10000.42
PUSHOVER-Y	16	1.84	10149.68
PUSHOVER-Y	17	1.96	10298.95
PUSHOVER-Y	18	2.08	10448.21
PUSHOVER-Y	19	2.20	10597.47

Continúa tabla XXIX.

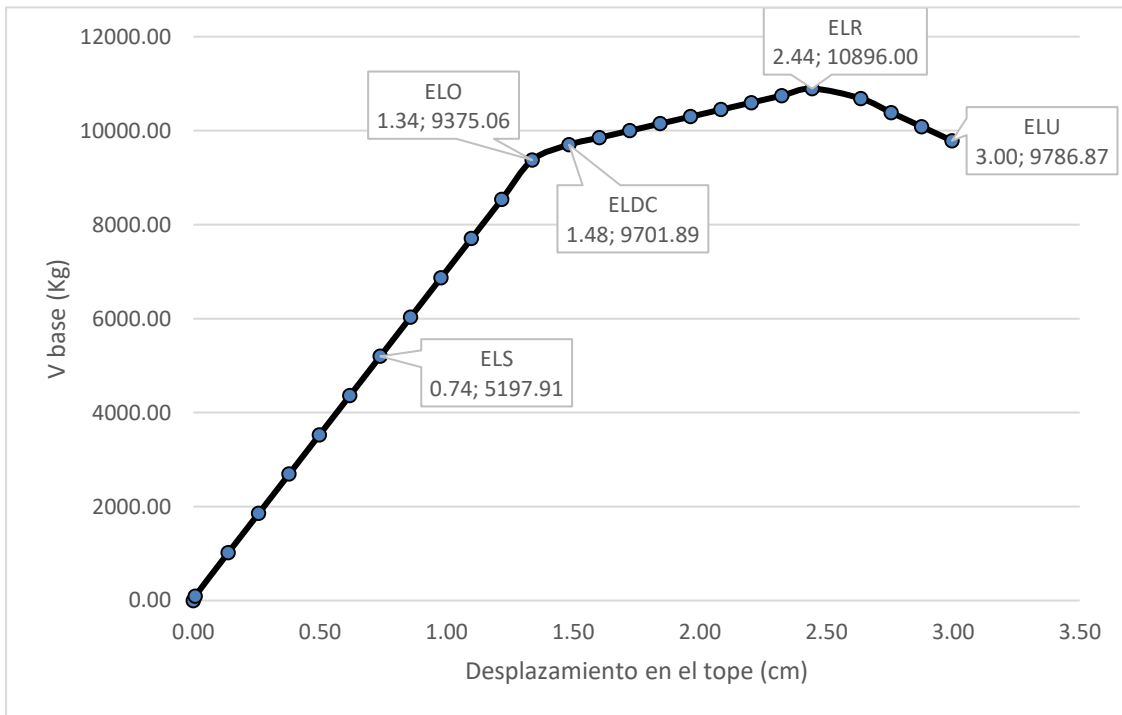
TABLA: <i>Pushover</i> Curva de Capacidad			
Caso de carga	Paso	d (cm)	V (Kgf)
PUSHOVER-Y	20	2.32	10746.74
PUSHOVER-Y	21	2.44	10896.00
PUSHOVER-Y	22	2.64	10685.83
PUSHOVER-Y	23	2.76	10386.18
PUSHOVER-Y	24	2.88	10086.53
PUSHOVER-Y	25	3.00	9786.87

Fuente: elaboración propia.

En el programa SAP2000 se ingresan los límites de desempeño, según la incursión en cada uno de los puntos definidos en la curva *Backbone*, por ejemplo, para una deformación en el tope del modelo entre 0 y 1.34cm el comportamiento del edificio será en un rango elástico, cubriendo los niveles de desempeño ELS y ELO. Posteriormente se empieza a degradar el sistema estructural y se llega al nivel de desempeño ELDC y ELR para una deformación que esté entre 1.48 y 2.44cm. Por último, el modelo llega al rango en donde el daño es tan severo que pierde casi toda su rigidez y se aproxima a un nivel de colapso en el nivel de desempeño ELU.

En la figura 31, se muestra representada gráficamente la curva de capacidad del "Muro 0". Además, se encuentran indicados los niveles de desempeño definidos por Astroza (2004), según pruebas experimentales de laboratorio.

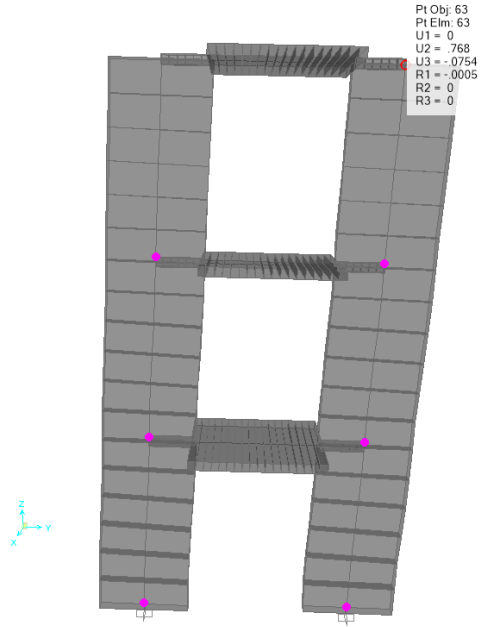
Figura 31. **Curva de capacidad para “Muro 0” y niveles de desempeño**



Fuente: elaboración propia.

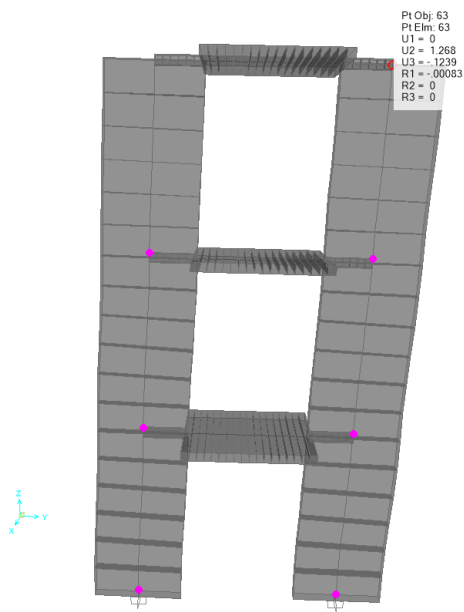
En las figuras 32 a 36 se muestran las deformaciones del “Muro 0” en distintos pasos del comportamiento no lineal, con la deformación en la parte alta del sistema, además del nivel de incursión de las articulaciones plásticas mostradas en los rangos de colores.

Figura 32. **Deformación muro para nivel de desempeño ELS**



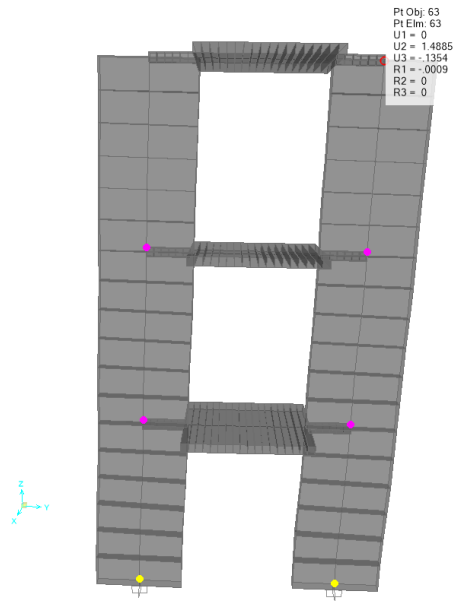
Fuente: elaboración propia.

Figura 33. **Deformación muro para nivel de desempeño ELO**



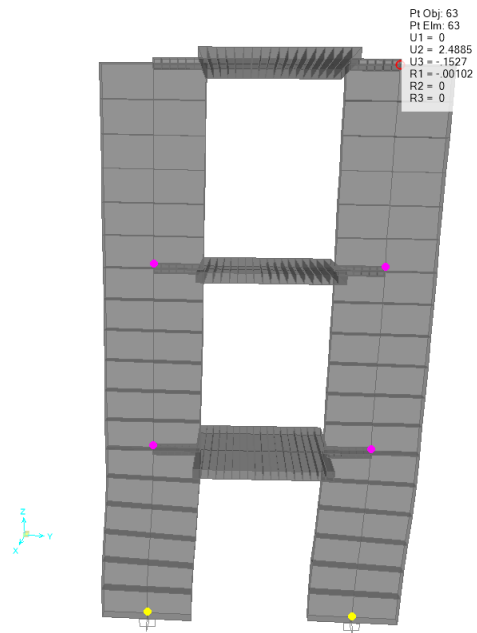
Fuente: elaboración propia.

Figura 34. Deformación muro para nivel de desempeño ELDC



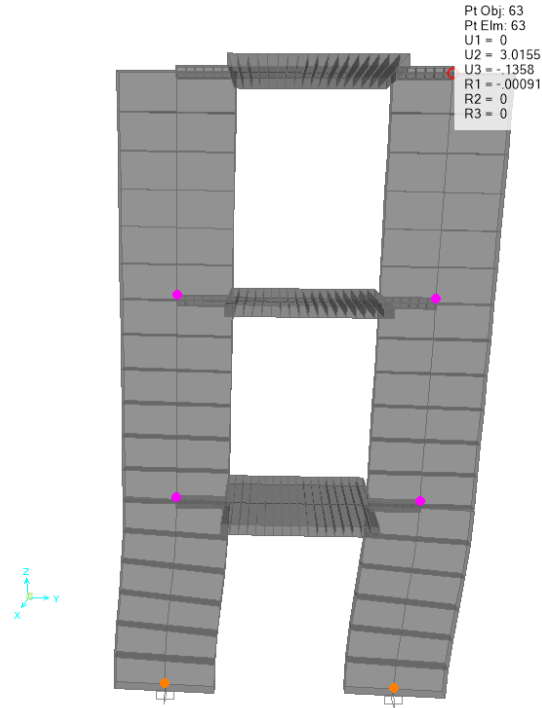
Fuente: elaboración propia.

Figura 35. Deformación muro para nivel de desempeño ELR



Fuente: elaboración propia.

Figura 36. **Deformación muro para nivel de desempeño ELU**



Fuente: elaboración propia.

4.7.1. **Curva de capacidad en formato ADRS**

La curva de capacidad debe convertirse al formato *ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum)*, según el capítulo 6 de FEMA-440), el cual tiene la particularidad de tener en el eje X los pseudo-desplazamientos y en el eje Y, la pseudo-aceleración. Realizando esto se puede comparar la curva de capacidad con el espectro de diseño del inciso 4.5.2.

Para hacer la conversión es necesario determinar la masa por piso (m_i), el desplazamiento del modo 1 (Φ_i), y el porcentaje de participación modal (α_1). Los cuales están definidos en la tabla XXX con los valores de conversión a formato ADRS.

Tabla XXX. **Factores para conversión de curva de capacidad a formato ADRS**

Nivel	m_i (kg)	Φ_i	$m_i * \Phi_i$	$m_i * (\Phi_i)^2$	$(m_i * \Phi_i)^2$	PF1	α_1
3	3,924	1.28	5,022.72	6,429.08	25,227,716.2	1.02	0.98
2	4,316.4	0.8	3,453.12	2,762.5	11,924,037.7		
1	4,316.4	0.33	1,424.41	470.06	2,028,949.55		
Suma	12,556.8		9,900.252	9,661.63	39,180,703.5		

Fuente: elaboración propia.

Con los valores calculados en la tabla XXX, se puede determinar los valores de la curva de capacidad convertidos a formato ADRS, los cuales se encuentran tabulados en la siguiente tabla:

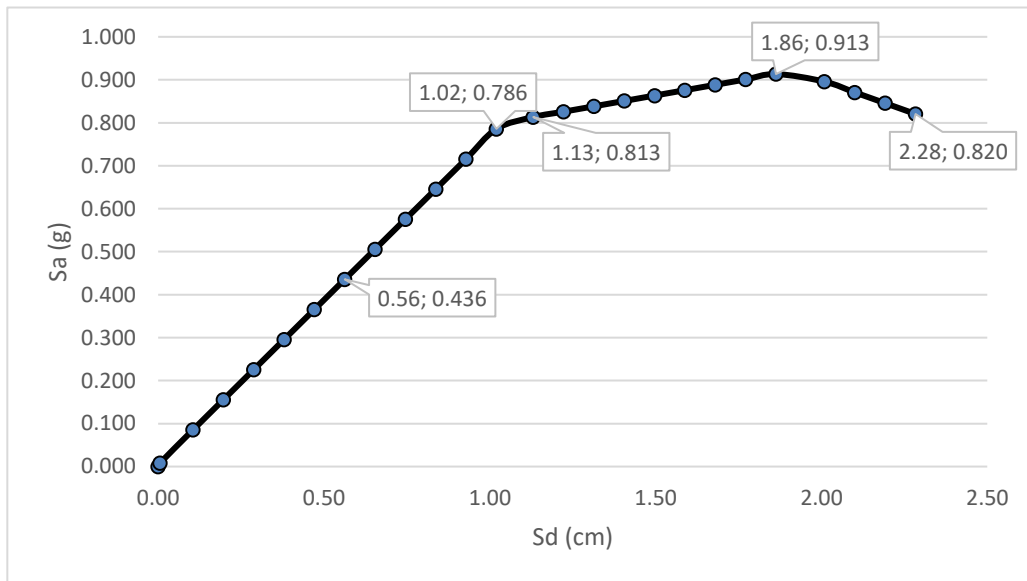
Tabla XXXI. **Valores de curva de capacidad en formato ADRS**

Paso	Sd	Sa (V*W/α1)
Sin unidad	(cm)	(g)
0	0.00	0.000
1	0.01	0.008
2	0.11	0.086
3	0.20	0.156
4	0.29	0.226
5	0.38	0.296
6	0.47	0.366
7	0.56	0.436
8	0.65	0.506
9	0.75	0.576
10	0.84	0.646
11	0.93	0.716
12	1.02	0.786
13	1.13	0.813
14	1.22	0.826
15	1.31	0.838
16	1.41	0.851
17	1.50	0.863
18	1.59	0.876
19	1.68	0.888
20	1.77	0.901
21	1.86	0.913
22	2.01	0.896
23	2.10	0.871
24	2.19	0.846
25	2.28	0.820

Fuente: elaboración propia.

En la figura 37, se representa gráficamente la curva de capacidad en formato ADRS.

Figura 37. Curva de capacidad para “Muro 0” en formato ADRS



Fuente: elaboración propia.

4.8. Determinación del punto de desempeño

El punto de desempeño es el punto en donde se intercepta el espectro de demanda y la curva de capacidad, ambos en formato ADRS. La metodología definida en FEMA 440 define las ecuaciones para encontrar el punto de intersección.

El punto inicial se encuentra con la recta que define el rango lineal de la curva de capacidad, esta recta tiene un período secante que es paralelo a la rigidez inicial del sistema. En este punto inicial, la variable μ está definida como 1, con un amortiguamiento intrínseco del 5 % definido por la variable β_0 . Las variables A y B se encuentran definidas en la tabla 6-1 de FEMA 440 (2005), las cuales dependen del tipo de modelo no lineal utilizado. Las variables G y H se encuentran definidas en la tabla 6-2 del documento FEMA 440 (2005).

En la tabla XXXII se presenta un resumen de las variables en el punto inicial con las variables A, B, G, H definidas de FEMA 440.

Tabla XXXII. **Variables iniciales para estado inicial, FEMA 440**

Original ADRS	
μ_1	1
A	4.9
B	-1.1
G	0.2
H	-0.038
β_0	5
To	0.23
Teff	0.23
B	1

Fuente: elaboración propia.

Con el período inicial de 0.23 segundos se encuentra el pseudo-desplazamiento que equivale a la parte lineal de la curva de capacidad:

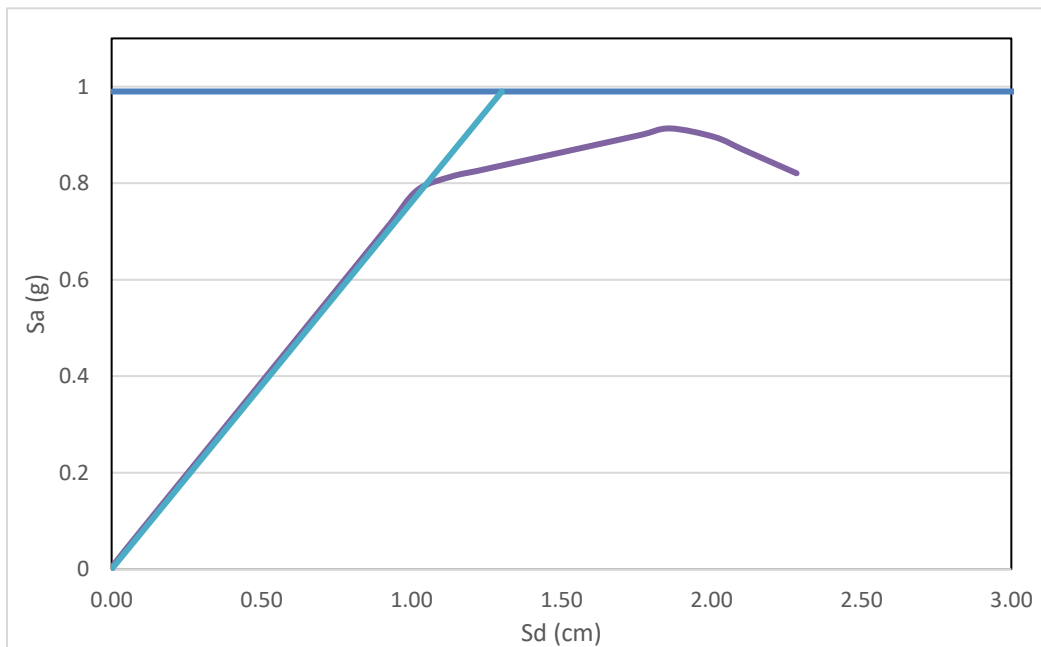
Tabla XXXIII. **Período secante en curva de capacidad**

T (seg)	Sa (g)	Sd (cm)
0.00	0	0
0.23	0.990	1.301

Fuente: elaboración propia.

En la figura 23, se muestra gráficamente el período secante y como se sobrepone en el rango lineal de la curva de capacidad, lo cual significa el estado inicial para encontrar el punto de desempeño.

Figura 38. **Período secante inicial en curva de capacidad**



Fuente: elaboración propia.

Luego de determinar el valor del período secante del rango lineal, el siguiente paso es determinar el valor del amortiguamiento efectivo (β_{eff}), el cual está en función de la variable por ductilidad (μ).

Para esto, es necesario calcular el valor del período efectivo (T_{eff}), amortiguamiento efectivo (β_{eff}), y el período secante ante este amortiguamiento.

FEMA 440, presenta las siguientes ecuaciones para determinar el valor de estas variables:

Ecuación 11.

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1] * T_0$$

Fuente: FEMA, págs. 6-4.

Ecuación 12.

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Fuente: FEMA, págs. 6-2.

El amortiguamiento efectivo obtenido por la ecuación 11 produce una reducción del espectro de respuesta inicial, para lo cual es necesario definir la variable B .

Ecuación 13.

$$B = 4 / (5.6 - \ln(\beta_{eff}(en\%)))$$

Fuente: FEMA, págs. 6-5.

Ecuación 14.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

Fuente: FEMA, págs. 6-5.

Con las ecuaciones 11 y 12 se puede determinar el amortiguamiento efectivo en el punto de intersección en la curva de capacidad. En la tabla XXXIII se presentan las variables calculadas por las ecuaciones antes definidas para un valor de ductilidad $\mu=2$.

Tabla XXXIV. **Variables para determinar punto de desempeño**

MADRS μ 2	
μ_1	2.00
A	4.90
B	-1.10
G	0.20
H	-0.038
β_{eff}	8.80
T_{eff}	0.26
T_{sec}	0.26
B	1.17

Fuente: elaboración propia.

En las ecuaciones 12 y 13 se define la función de reducción para el espectro de demanda hasta el punto de intersección con la curva de capacidad y el período de efectivo calculados en la tabla XXXV.

Tabla XXXV. **Valores para espectro de respuesta reducido por amortiguamiento efectivo, “Muro 0”**

Período	Sai	Sdi
(seg)	(g)	(cm)
0.01	0.85	0.00
0.02	0.85	0.01
0.03	0.85	0.02
0.04	0.85	0.03
0.05	0.85	0.05
0.06	0.85	0.08
0.07	0.85	0.10
0.08	0.85	0.13
0.09	0.85	0.17
0.10	0.85	0.21
0.11	0.85	0.25
0.12	0.85	0.30
0.13	0.85	0.36
0.14	0.85	0.41
0.15	0.85	0.47
0.16	0.85	0.54
0.17	0.85	0.61
0.18	0.85	0.68
0.19	0.85	0.76
0.20	0.85	0.84
0.21	0.85	0.93
0.22	0.85	1.02
0.23	0.85	1.11
0.24	0.85	1.21
0.25	0.85	1.32
0.26	0.85	1.42
0.27	0.85	1.54
0.28	0.85	1.65
0.29	0.85	1.77
0.30	0.85	1.90
0.31	0.85	2.02
0.32	0.85	2.16

Continúa tabla XXXV.

Período	Sai	Sdi
(seg)	(g)	(cm)
0.33	0.85	2.29
0.34	0.85	2.44
0.35	0.85	2.58
0.36	0.85	2.73
0.37	0.85	2.88
0.38	0.85	3.04
0.39	0.85	3.20
0.40	0.85	3.37
0.41	0.85	3.54
0.42	0.85	3.72
0.43	0.85	3.90
0.44	0.85	4.08
0.45	0.85	4.27
0.46	0.85	4.46
0.47	0.85	4.65
0.48	0.85	4.85

Fuente: elaboración propia.

Con los valores del nuevo espectro de diseño reducido se puede determinar la recta que representa el período secante con el amortiguamiento efectivo, tal como se muestra en la tabla XXXVI.

Tabla XXXVI. **Período secante del punto de desempeño**

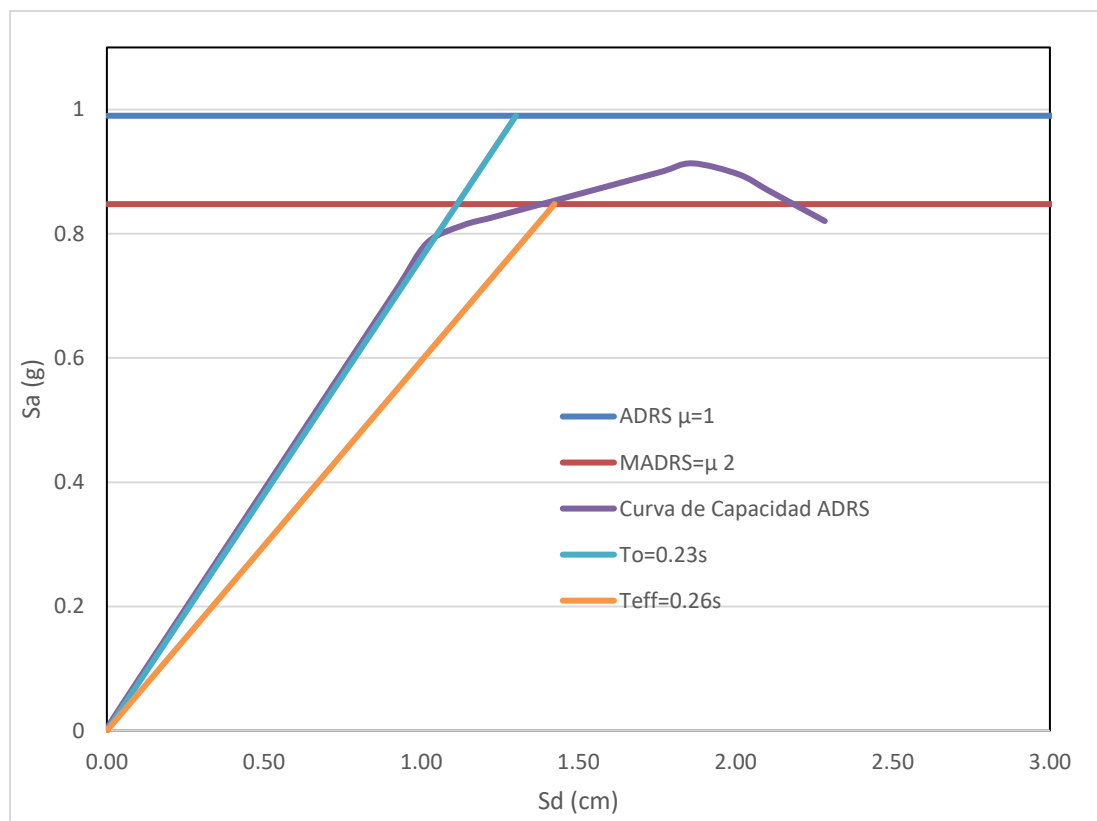
Período secante		
T (seg)	Sa (g)	Sd (cm)
0.00	0.00	0.00
0.26	0.85	1.42

Fuente: elaboración propia.

En la figura 39, se muestra gráficamente la intersección del espectro de diseño reducido con la curva de capacidad del “Muro 0”, para un valor de ductilidad $\mu=2$ y un amortiguamiento efectivo de 8.8 %. El punto de desempeño tiene un valor de $S_d= 1.42$ cm y de $S_a=0.85$ g.

Figura 39. Punto de desempeño para “Muro 0”

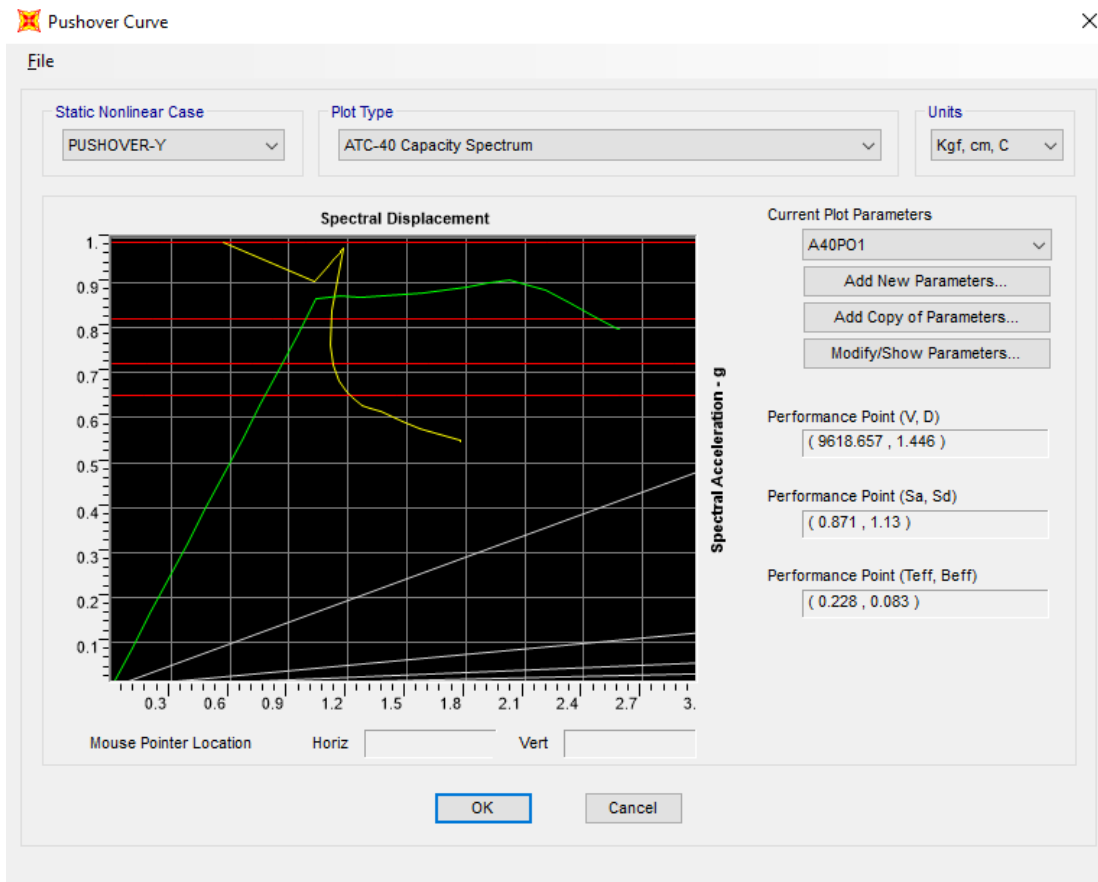
$\mu 1$	2	β_{eff1}	8.80%
---------	---	----------------	-------



Fuente: elaboración propia.

El punto de desempeño determinado por el programa SAP2000, se presenta en forma gráfica en la figura 40. La cual muestra una correspondencia bastante cercana con los valores calculados siguiendo las fórmulas de FEMA 440.

Figura 40. Punto de desempeño en SAP2000, “Muro 0”



Fuente: elaboración propia.

5. CURVAS DE FRAGILIDAD DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

5.1. Punto de desempeño y curvas de fragilidad

Luego de haber definido la metodología para realizar un análisis no lineal por cargas incrementales en SAP2000, el siguiente paso es poner a prueba diversos muros con distintas propiedades, tales como: la resistencia a la compresión de los bloques de concreto, la densidad de los muros, cantidad de niveles, etc. De estos modelos se obtienen los puntos de desempeño con distintos niveles de demanda sísmica, los cuales son la base para crear las curvas de fragilidad.

El punto de desempeño indica la incursión en el rango inelástico del sistema, según una demanda sísmica específica, por lo que se puede relacionar esta incursión con los niveles de desempeño obtenidos experimentalmente, y de esta forma encontrar el porcentaje de daño del sistema estructural. Este porcentaje de daño estará dado por la relación de la deformación máxima antes del colapso y la deformación en un nivel de desempeño con daño 0, lo cual servirá posteriormente para encontrar el porcentaje de agrietamiento probable ante distintos niveles de demanda sísmica.

5.1.1. Variables geométricas y de carga para muros

Se analizan 36 modelos con distintas variables, tales como el área tributaria, la carga correspondiente por nivel y la masa sísmica concentrada en los nudos en cada nivel de análisis. Para estos modelos se definen dimensiones geométricas específicas, considerando los límites inferiores definidos en la tabla XXXVII.

Tabla XXXVII. **Propiedades geométricas para modelos 1 a 36**

H	2.6	m
L	1.3	m
H/L	2	0.6-2
T	0.15	m
Área muro	0.2	m ²

Fuente: elaboración propia.

Los 36 modelos analizados se dividen, según la cantidad de niveles, la densidad de muros, según el índice “d/n” y la resistencia a compresión de los bloques de mampostería. En la tabla XXXVIII se muestran tabuladas estas características con el número de modelo que le corresponde.

Tabla XXXVIII. **Características de área, cantidad de niveles y resistencia de bloques, para modelos 1 a 36**

Cant niveles	Área tributaria (m2)	d/n en primer nivel	Daño esperado, según tabla XII	# Modelo			
				1	2	3	4
3	5.6	1.16%	Leve	1	2	3	4
	7.6	0.86%	Moderado	5	6	7	8
	10	0.65%	Severo	9	10	11	12
2	8.4	1.16%	Leve	13	14	15	16
	11.4	0.86%	Moderado	17	18	19	20
	15	0.65%	Severo	21	22	23	24
1	16.9	1.16%	Leve	25	26	27	28
	22.6	0.86%	Moderado	29	30	31	32
	30	0.65%	Severo	33	34	35	36
			f'p	25 kg/cm ²	35 kg/cm ²	75 kg/cm ²	112 kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

5.1.2. Integración de cargas

La integración de cargas para los muros 1 al 36 se divide carga muerta y carga viva en cada nivel. La carga muerta se asume tendrá el mismo valor independientemente del nivel al que sea asignada, la cual se divide en el peso propio de los muros, el peso de la losa maciza de concreto y una sobrecarga por instalaciones y acabados, las cuales pueden verse detalladas en la tabla XXXIX.

Para la carga viva, se asumirá una carga habitacional en los entresijos y una carga de techo en el último nivel, las cuales están definidas en la NSE2 de

AGIES. En la tabla XL se observa que la carga de techo se va moviendo, según la cantidad de niveles que el modelo a analizar contenga.

Tabla XXXIX. **Integración de carga muerta, modelos 1 a 36**

Muro	Peso por área de muro	138	kg/m ²
Losa	t losa	0.1	M
	Peso losa	240	kg/m ²
	Sobre carga muerta	150	kg/m ²
	Suma CM	528	kg/m²

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. **Integración de carga viva, modelos 1 a 36**

	3 niveles (kg/m²)	2 niveles (kg/m²)	1 nivel (kg/m²)
Losa 1	200	200	100
Losa 2	200	100	---
Losa 3	100	---	---

Fuente: elaboración propia.

5.1.3. Carga axial

Luego de haber determinado el área tributaria correspondiente a cada modelo por nivel y las cargas vivas y muertas, se procede a encontrar la carga axial que cada modelo estará soportando. En las tablas XLI, XLII y XLIII se

muestran tabulados los 36 muros por categorías de densidad de muros y cantidad de niveles, con la carga axial en cada nivel y el total acumulado.

Tabla XLI. **Carga axial muros 1 a 12**

Modelos	d/n	Carga Axial por piso (M+0.5V)				
		Nivel	Carga axial		Carga axial acum	
1 a 4	1.16%	3	2.83	Ton	2.83	Ton
		2	3.11	Ton	5.94	Ton
		1	3.11	Ton	9.05	Ton
5 a 8	0.86%	3	3.71	Ton	3.71	Ton
		2	4.09	Ton	7.8	Ton
		1	4.09	Ton	11.89	Ton
9 a 12	0.65%	3	4.77	Ton	4.77	Ton
		2	5.27	Ton	10.03	Ton
		1	5.27	Ton	15.3	Ton

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLII. **Carga axial muros 13 a 24.**

Modelos	d/n	Carga Axial por piso (M+0.5V)				
		Nivel	Carga axial		Carga axial acum	
13 a 16	1.16%	2	4.06	Ton	4.06	Ton
		1	4.48	Ton	8.54	Ton
17 a 20	0.86%	2	5.38	Ton	5.38	Ton
		1	5.95	Ton	11.33	Ton
21 a 24	0.65%	2	6.97	Ton	6.97	Ton
		1	7.72	Ton	14.68	Ton

Fuente: elaboración propia.

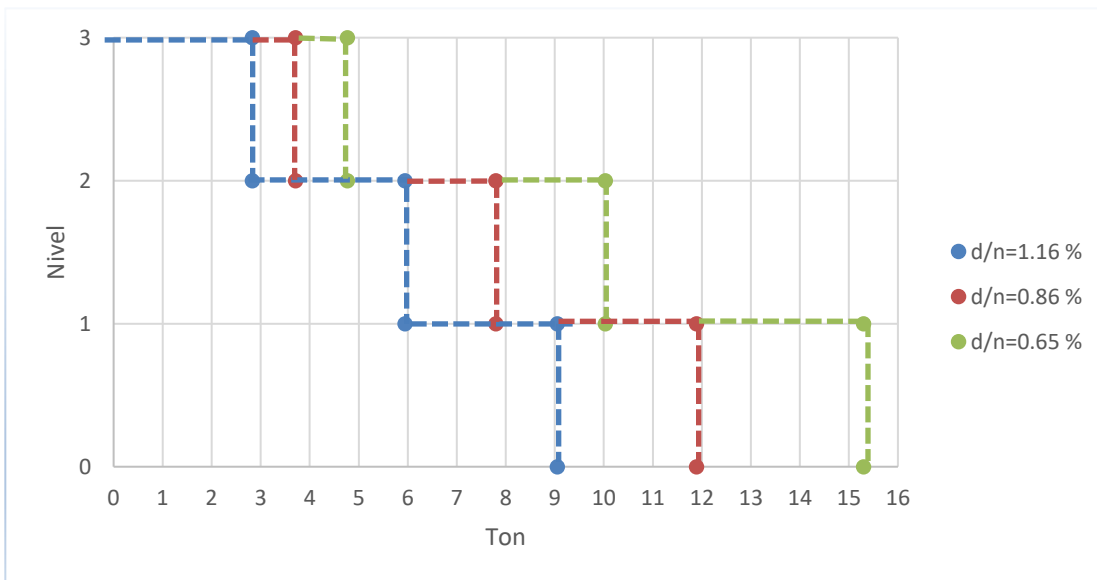
Tabla XLIII. Carga axial muros 25 a 36

Modelos	Carga axial por piso (M+0.5V)				
	Nivel	Carga axial		Carga axial acumulada	
25 a 28	1	7.8	Ton	7.8	Ton
29 a 32	1	10.31	Ton	10.31	Ton
33 a 36	1	13.57	Ton	13.57	Ton

Fuente: elaboración propia.

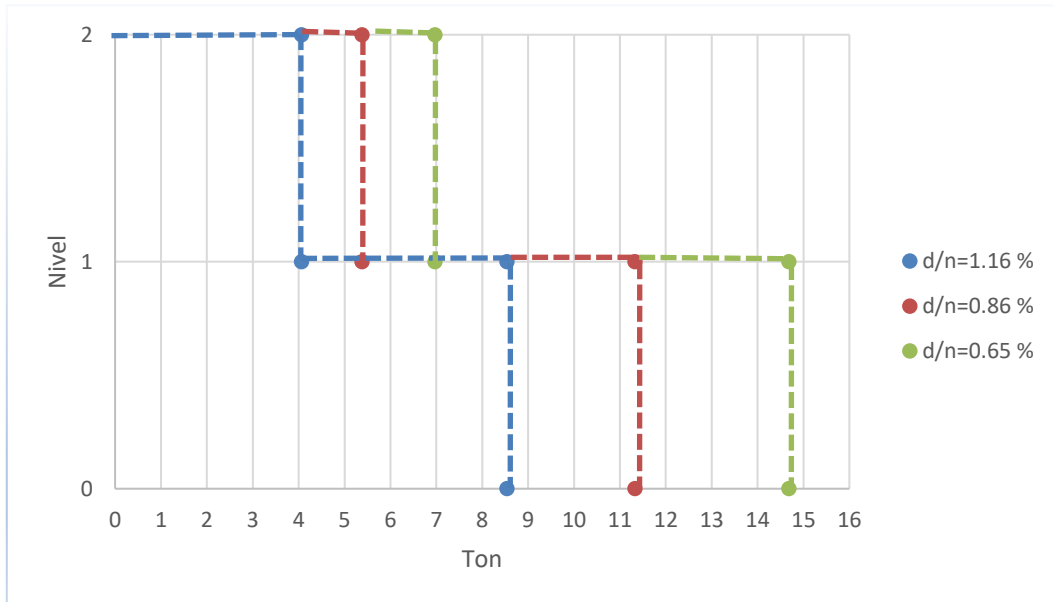
En las figuras 41, 42 y 43 se encuentra graficada la carga axial acumulada definida anteriormente, en donde se puede observar el aumento de ésta conforme disminuye la densidad de muros en los modelos.

Figura 41. Carga axial acumulada, modelos 1 a 12



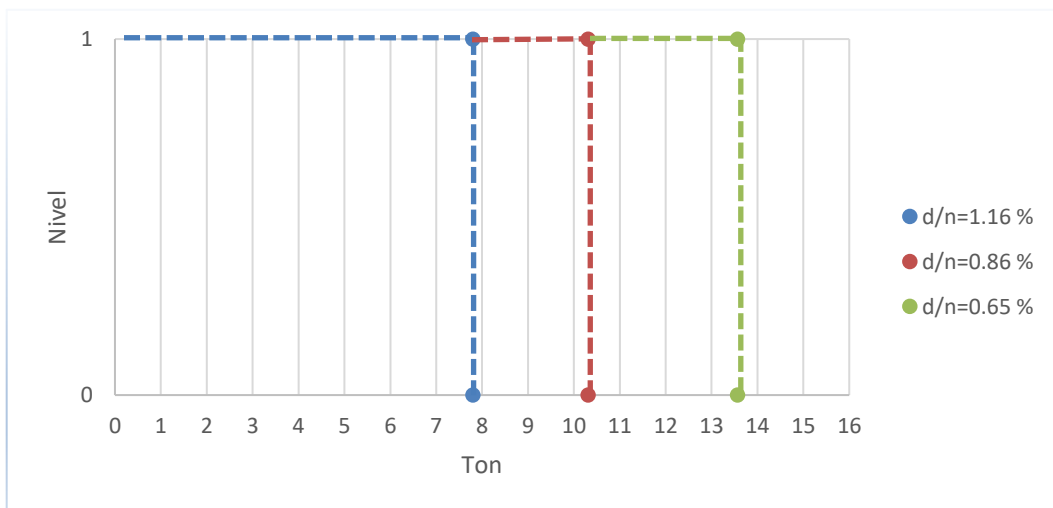
Fuente: elaboración propia.

Figura 42. Carga axial acumulada, modelos 13 a 24



Fuente: elaboración propia.

Figura 43. Carga axial acumulada, modelos 13 a 24



Fuente: elaboración propia.

5.1.4. Masa sísmica por nivel

Teniendo las cargas axiales definidas en la sección anterior que le corresponde a cada modelo a analizar, el siguiente paso es convertir esta carga tributaria a masa sísmica. Esta masa es la representación del peso sísmico del piso, concentrada en el nodo del modelo de marco equivalente, la cual representa la masa que se verá afectada por la aceleración del análisis no lineal.

En las tablas XLIV, XLV y XLVI se encuentran definidas las masas sísmicas para cada modelo, según la densidad de muros “d/n” y la cantidad de niveles por cada uno de estos.

Tabla XLIV. **Masa sísmica por nivel, modelos 1 a 12**

Modelos	d/n	Masa sísmica (M+0.5V)		
		Nivel	Masa por piso	
1 a 4	1.16 %	3	0.29	Ton*s ² /m
		2	0.32	Ton*s ² /m
		1	0.32	Ton*s ² /m
5 a 8	0.86 %	3	0.38	Ton*s ² /m
		2	0.42	Ton*s ² /m
		1	0.42	Ton*s ² /m
9 a 12	0.65 %	3	0.49	Ton*s ² /m
		2	0.54	Ton*s ² /m
		1	0.54	Ton*s ² /m

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. **Masa sísmica por nivel, modelos 13 a 24**

Modelos	Modelos	Masa sísmica (M+0.5V)		
		Nivel	Masa por piso	
13 a 16	1.16 %	2	0.41	Ton*s ² /m
		1	0.46	Ton*s ² /m
17 a 20	0.86 %	2	0.55	Ton*s ² /m
		1	0.61	Ton*s ² /m
21 a 24	0.65 %	2	0.71	Ton*s ² /m
		1	0.79	Ton*s ² /m

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Masa sísmica por nivel, modelos 25 a 36**

Modelos	Modelos	Masa sísmica (M+0.5V)		
		Nivel	Masa por piso	
25 a 28	1.16 %	1	0.8	Ton*s ² /m
29 a 32	0.86 %	1	1.05	Ton*s ² /m
33 a 36	0.65 %	1	1.38	Ton*s ² /m

Fuente: elaboración propia.

5.1.5. Resistencia de los materiales

Después de definir las variables geométricas y de carga, el siguiente paso es definir la resistencia de los materiales a utilizar, en donde la principal variable a analizar es la resistencia a compresión de los bloques de concreto de la mampostería. Además, se define una resistencia del concreto de los elementos de confinamiento y un porcentaje de cuantía de acero en estos elementos de concreto armado.

En la tabla XLVII, se definen las propiedades de resistencia del concreto y el acero de los elementos de confinamiento, además de las cuantías de armado en estos elementos. Estas propiedades son consideradas las resistencias críticas por lo que se utilizan para los 36 modelos analizados.

Tabla XLVII. **Resistencia y armado para elementos de confinamiento, modelos 1 a 36**

	Variable	Rango (Sistema métrico)	
Concreto y acero	f'_c (Elementos de confinamiento)	214.59	kg/cm ²
	F_y	2550	kg/cm ²
	ρ_{vc}	1 %	
	$\rho_{vc} \cdot f_{yvc}$	25.55	kg/cm ²
	P_{hc}	0.25 %	
	$\rho_{hc} \cdot f_{yvc}$	6.39	kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

Se consideran cuatro valores para la resistencia a compresión (f'_p) de los bloques de mampostería en todos los modelos analizados, los cuales son 25kg/cm², 35kg/cm², 75kg/cm² y 110kg/cm². Estos valores cubren las resistencias que se encuentran disponibles en el mercado de Guatemala, desde la resistencia mínima que se tiene registrada en San Marcos (ver tabla V), hasta la resistencia máxima normada por COGUANOR, (ver tabla IV).

En las tablas XLVIII, XLIX y L está tabulada la resistencia de cada uno de los modelos y la relación entre la carga axial y la resistencia a la compresión (σ/f_m).

Tabla XLVIII. Resistencia a compresión y esfuerzo axial, modelos 1 a 12

Cant niveles	d/n	Modelo	σ_u (kg/cm ²)	f_p (kg/cm ²)	f_m (kg/cm ²)	σ_u/f_m
3 Niveles	1.16 %	1	4.65	25	17.5	0.27
		2		35	24.5	0.19
		3		75	52.5	0.09
		4		110	77	0.06
	0.86 %	5	6.11	25	17.5	0.35
		6		35	24.5	0.25
		7		75	52.5	0.12
		8		110	77	0.08
	0.65 %	9	7.86	25	17.5	0.45
		10		35	24.5	0.32
		11		75	52.5	0.15
		12		110	77	0.10

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIX. Resistencia a compresión y esfuerzo axial, modelos 13 a 24

Cant niveles	d/n	Modelo	σ_u (kg/cm ²)	f_p (kg/cm ²)	f_m (kg/cm ²)	σ_u/f_m
2 Niveles	1.16 %	13	4.39	25	17.5	0.25
		14		35	24.5	0.18
		15		75	52.5	0.08
		16		110	77	0.06
	0.86 %	17	5.83	25	17.5	0.33
		18		35	24.5	0.24
		19		75	52.5	0.11
		20		110	77	0.08
	0.65 %	21	7.55	25	17.5	0.43
		22		35	24.5	0.31
		23		75	52.5	0.14
		24		110	77	0.10

Fuente: elaboración propia.

Tabla L. Resistencia a compresión y esfuerzo axial, modelos 25 a 36

Cant niveles	d/n	Modelo	σ (kg/cm ²)	f_p (kg/cm ²)	f_m (kg/cm ²)	σ/f_m
1 Nivel	1.16 %	25	4.01	25	17.5	0.23
		26		35	24.5	0.16
		27		75	52.5	0.08
		28		110	77	0.05
	0.86 %	29	5.3	25	17.5	0.30
		30		35	24.5	0.22
		31		75	52.5	0.10
		32		110	77	0.07
	0.65 %	33	6.97	25	17.5	0.40
		34		35	24.5	0.28
		35		75	52.5	0.13
		36		110	77	0.09

Fuente: elaboración propia.

Con los valores anteriormente definidos, el siguiente paso es calcular las curvas de *Backbone* para cada uno de los modelos, por lo que se procede a utilizar las ecuaciones 1 a 8 definidas en el capítulo 3, las cuales dan como resultado los esfuerzos y desplazamientos que definen dichas curvas.

5.1.6. Curvas *Backbone* para muros 1 a 36

Aplicando las ecuaciones 1 a 7 definidas en el capítulo 3, se obtienen los valores para definir la curva *Backbone* que define el comportamiento no lineal de los muros analizados. En las siguientes tablas, se encuentran tabulados dichos valores, divididos por la cantidad de niveles y la densidad de muros por el índice “d/n”:

Tabla LI. **Esfuerzos y deformaciones unitarias, modelos 1 a 12**

Cant niveles	d/n	Modelo	σ_m (Kg/cm ²)	σ_{cr} (Kg/cm ²)	σ_{max} (Kg/cm ²)	σ_{ult} (Kg/cm ²)	γ	δ_{cr} (%)	μ	δ_{ult} (%)	δ_{max} (%)
3 Niveles	1.16 %	1	2.49	2.49	3.26	2.60	0.72	0.13	6.00	1.04	0.67
		2	2.94	2.94	3.35	2.68	0.72	0.13	5.95	0.89	0.58
		3	4.25	3.54	3.62	2.90	0.72	0.11	5.27	0.59	0.39
		4	5.10	3.90	3.90	3.12	0.72	0.10	4.73	0.48	0.31
	0.86 %	5	2.49	2.49	3.79	3.03	0.72	0.13	4.94	0.99	0.65
		6	2.94	2.94	3.88	3.10	0.72	0.13	4.77	0.83	0.54
		7	4.25	4.09	4.15	3.32	0.72	0.13	4.33	0.56	0.36
		8	4.94	4.38	4.38	3.50	0.72	0.12	4.02	0.47	0.31
	0.65 %	9	2.49	2.49	4.42	3.54	0.72	0.13	3.97	0.93	0.61
		10	2.91	2.91	4.51	3.61	0.72	0.13	3.87	0.79	0.51
		11	4.25	4.25	4.79	3.83	0.72	0.13	3.58	0.53	0.35
		12	4.94	4.94	4.94	3.95	0.72	0.13	3.44	0.45	0.30

Fuente: elaboración propia.

Tabla LII. Esfuerzos y deformaciones unitarias, modelos 13 a 24

Cant niveles	d/n	Modelo	σ_m (Kg/cm ²)	σ_{cr} (Kg/cm ²)	σ_{max} (Kg/cm ²)	σ_{ult} (Kg/cm ²)	γ	δ_{cr} (%)	μ	δ_{ult} (%)	δ_{max} (%)
2 Niveles	1.16 %	13	2.49	2.49	3.16	2.53	0.72	0.13	6.00	1.01	0.65
		14	2.94	2.89	3.26	2.61	0.72	0.13	6.00	0.88	0.57
		15	4.25	3.44	3.53	2.82	0.72	0.11	5.49	0.60	0.39
		16	5.10	3.80	3.80	3.04	0.72	0.10	4.91	0.48	0.31
	0.86 %	17	2.49	2.49	3.68	2.95	0.72	0.13	5.15	1.01	0.65
		18	2.94	2.94	3.78	3.02	0.72	0.13	4.96	0.84	0.55
		19	4.25	3.98	4.05	3.24	0.72	0.12	4.48	0.56	0.37
		20	5.10	4.34	4.34	3.47	0.72	0.11	4.07	0.46	0.30
	0.65 %	21	2.49	2.49	4.31	3.44	0.72	0.13	4.12	0.94	0.61
		22	2.94	2.94	4.40	3.52	0.72	0.13	3.99	0.79	0.51
		23	4.25	4.25	4.68	3.74	0.72	0.13	3.69	0.54	0.35
		24	5.10	4.98	4.98	3.99	0.72	0.13	3.40	0.44	0.29

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIII. Esfuerzos y deformaciones unitarias, modelos 25 a 36

Cant niveles	d/n	Modelo	σ_m (Kg/cm ²)	σ_{cr} (Kg/cm ²)	σ_{max} (Kg/cm ²)	σ_{ult} (Kg/cm ²)	γ	δ_{cr} (%)	μ	δ_{ult} (%)	δ_{max} (%)
1 Nivel	1.16 %	25	2.49	2.49	3.02	2.42	0.72	0.13	6.00	0.96	0.63
		26	2.94	2.75	3.12	2.49	0.72	0.12	6.00	0.84	0.55
		27	4.25	3.30	3.39	2.71	0.72	0.10	5.84	0.62	0.40
		28	5.10	3.66	3.66	2.93	0.72	0.09	5.20	0.49	0.32
	0.86 %	29	2.49	2.49	3.49	2.79	0.72	0.13	5.59	1.03	0.67
		30	2.94	2.94	3.59	2.87	0.72	0.13	5.36	0.86	0.56
		31	4.25	3.78	3.86	3.09	0.72	0.12	4.80	0.58	0.37
		32	5.10	4.14	4.14	3.31	0.72	0.11	4.34	0.47	0.30
	0.65 %	33	2.49	2.49	4.10	3.28	0.72	0.13	4.41	0.96	0.62
		34	2.94	2.94	4.19	3.35	0.72	0.13	4.27	0.80	0.52
		35	4.25	4.25	4.47	3.57	0.72	0.13	3.92	0.54	0.35
		36	5.10	4.77	4.77	3.81	0.72	0.12	3.60	0.44	0.29

Fuente: elaboración propia.

Los valores definidos en las ecuaciones 1 a 7, corresponden a esfuerzos y a deformaciones dadas en porcentajes de la curva de *Backbone*, para ingresar los valores en el programa de SAP2000 es necesario convertir estos valores a fuerzas y desplazamientos absolutos. Se procede entonces a multiplicar los valores de los esfuerzos por el área de cada muro y por la altura, así obtener las fuerzas y desplazamientos respectivamente.

Tabla LIV. **Fuerzas y desplazamientos para la curva *Backbone*, modelos 1 a 12**

Cant niveles	d/n	Modelo	V ₀ (Kg)	V _{cr} (Kg)	V _{max} (Kg)	V _{ult} (Kg)	Δ ₀ (cm)	Δ _{cr} (cm)	Δ _{max} (cm)	Δ _{ult} (cm)
3 Niveles	1.16 %	1	0	4839.98	6334.01	5067.21	0	0.34	1.75	2.69
		2	0	5726.75	6520.23	5216.18	0	0.34	1.51	2.32
		3	0	6889.03	7052.73	5642.18	0	0.29	1.00	1.54
		4	0	7589.40	7589.40	6071.52	0	0.26	0.81	1.24
	0.86 %	5	0	4839.98	7365.26	5892.21	0	0.34	1.68	2.58
		6	0	5726.75	7551.48	6041.19	0	0.34	1.40	2.16
		7	0	7951.54	8083.99	6467.19	0	0.33	0.94	1.45
		8	0	8523.13	8523.13	6818.51	0	0.30	0.80	1.22
	0.65 %	9	0	4839.98	8602.77	6882.22	0	0.34	1.57	2.42
		10	0	5668.01	8776.66	7021.32	0	0.34	1.33	2.05
		11	0	8262.47	9321.49	7457.19	0	0.34	0.90	1.38
		12	0	9610.58	9610.58	7688.46	0	0.34	0.77	1.18

Fuente: elaboración propia.

Tabla LV. Fuerzas y desplazamientos para la curva *Backbone* modelos 13 a 24

Cant niveles	d/n	Modelo	V ₀ (Kg)	V _{cr} (Kg)	V _{max} (Kg)	V _{ult} (Kg)	Δ ₀ (cm)	Δ _{cr} (cm)	Δ _{max} (cm)	Δ _{ult} (cm)
2 Niveles	1.16 %	13	0	4839.98	6150.29	4920.23	0	0.34	1.70	2.62
		14	0	5624.60	6336.51	5069.21	0	0.34	1.48	2.28
		15	0	6699.75	6869.01	5495.21	0	0.28	1.02	1.57
		16	0	7400.12	7400.12	5920.09	0	0.26	0.82	1.26
	0.86 %	17	0	4839.98	7163.39	5730.71	0	0.34	1.70	2.62
		18	0	5726.75	7349.61	5879.69	0	0.34	1.42	2.18
		19	0	7743.55	7882.11	6305.69	0	0.32	0.95	1.47
		20	0	8443.92	8443.92	6755.13	0	0.29	0.77	1.19
	0.65 %	21	0	4839.98	8379.11	6703.29	0	0.34	1.59	2.44
		22	0	5726.75	8565.33	6852.26	0	0.34	1.33	2.05
		23	0	8262.47	9097.83	7278.27	0	0.34	0.91	1.39
		24	0	9696.48	9696.48	7757.18	0	0.34	0.74	1.14

Fuente: elaboración propia.

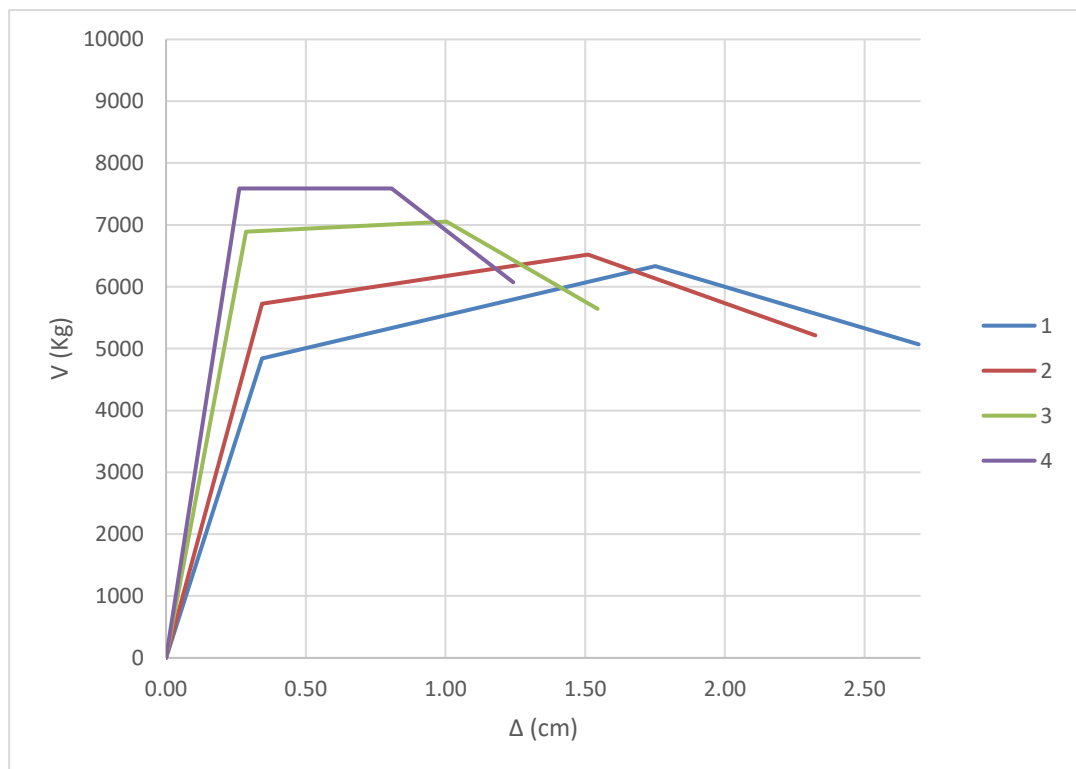
Tabla LVI. Fuerzas y desplazamientos para la curva *Backbone*, modelos 25 a 36

Cant niveles	d/n	Modelo	V ₀ (Kg)	V _{cr} (Kg)	V _{max} (Kg)	V _{ult} (Kg)	Δ ₀ (cm)	Δ _{cr} (cm)	Δ _{max} (cm)	Δ _{ult} (cm)
1 Nivel	1.16 %	25	0	4839.98	5880.87	4704.70	0	0.34	1.63	2.50
		26	0	5347.02	6067.09	4853.68	0	0.32	1.42	2.18
		27	0	6422.17	6599.60	5279.68	0	0.27	1.04	1.60
		28	0	7122.54	7122.54	5698.03	0	0.25	0.83	1.28
	0.86 %	29	0	4839.98	6791.57	5433.26	0	0.34	1.75	2.69
		30	0	5726.75	6977.80	5582.24	0	0.34	1.46	2.24
		31	0	7360.46	7510.30	6008.24	0	0.31	0.97	1.50
		32	0	8060.84	8060.84	6448.67	0	0.28	0.79	1.21
	0.65 %	33	0	4839.98	7973.89	6379.11	0	0.34	1.62	2.49
		34	0	5726.75	8160.11	6528.09	0	0.34	1.36	2.09
		35	0	8262.47	8692.61	6954.09	0	0.34	0.92	1.41
		36	0	9278.98	9278.98	7423.18	0	0.32	0.75	1.15

Fuente: elaboración propia.

Los valores de las tablas LIV, LV y LVI, al ser graficados muestran los puntos a ser evaluados durante el análisis no lineal, tal como se muestra en la figura 44. En esta gráfica se pueden observar los rangos elástico y no elástico de los muros ante esfuerzos de cortante para los muros 1 a 4. El resto de curvas correspondiente a los demás modelos se encuentran en el anexo I.

Figura 44. **Curva *Backbone*, modelos 1 a 4**



Fuente: elaboración propia.

En la figura anterior, se observa que la curva *Backbone* va cambiando drásticamente cuando aumenta la capacidad a compresión del bloque de mampostería. Esto debido a que el rango lineal es más grande y la incursión en el rango inelástico es menor, para una capacidad baja a la compresión el daño por deformaciones inelásticas es más notorio.

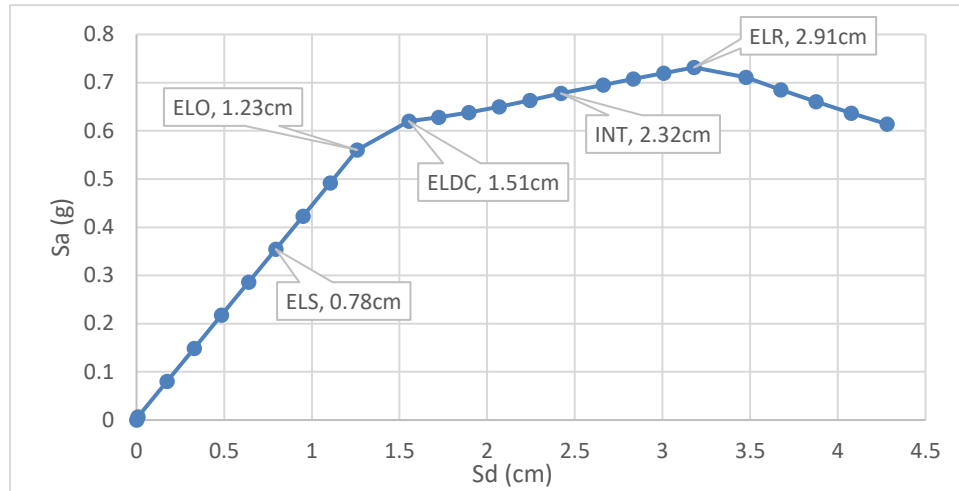
5.2 Análisis no lineal por cargas incrementales para todos los modelos en SAP2000

Luego de haber definido las propiedades no lineales de los muros, se procede a elaborar los 36 modelos en el programa SAP2000, tal como en el capítulo 4. Posteriormente a realizar el análisis no lineal para cada muro, se obtienen los puntos de desempeño correspondiente a una aceleración del suelo específica. Esta aceleración se define como “aceleración máxima del suelo” o AMS, la cual define el nivel de amenaza sísmica correspondiente a cada caso.

5.2.1. Determinación del daño en todos los modelos

Como se describió en el capítulo 3, el daño de un muro de mampostería está directamente relacionado con la deformación y la incursión en el rango inelástico, según sus propiedades específicas. Para medir el nivel de daño en cada modelo en SAP2000 se procede a hacer una relación entre el desplazamiento máximo en el nivel de desempeño ELR (100 % daño) y la deformación en el nivel de desempeño ELS (0 % daño), luego los puntos intermedios se desplazarán en un rango intermedio de daño esperado tal como se muestra en la figura 45 para el “Muro 1”.

Figura 45. Curva de capacidad “Muro 1” y niveles de desempeño



Fuente: elaboración propia.

Para calcular la incursión en el rango inelástico de un modelo ante una aceleración del suelo específica, se hace una relación entre la diferencia de deformación entre el punto intermedio (INT) con el punto de daño 0 (ELS) y la diferencia entre deformación entre el punto de daño total (ELR) con el punto de daño 0 (ELS), la cual queda plasmada en la siguiente relación lógica de 3 variables:

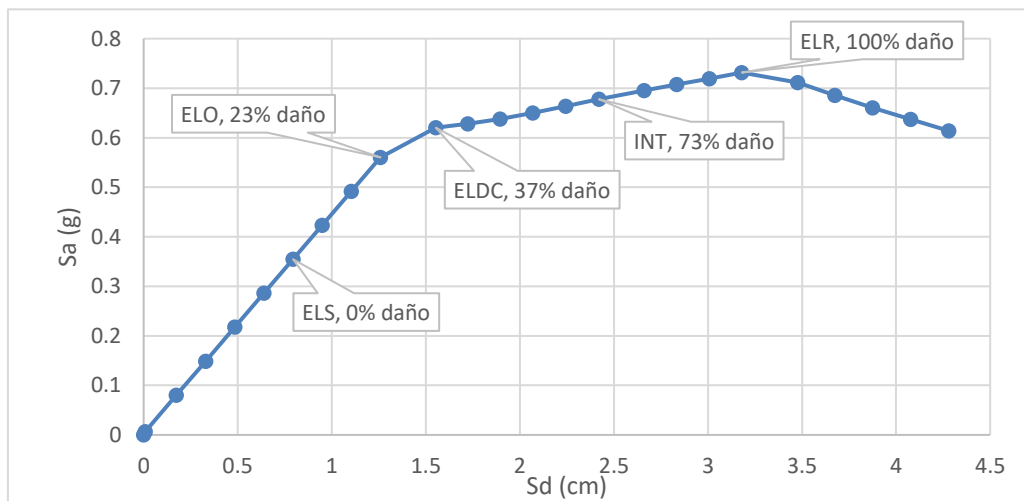
$$\% \text{ Daño} = \frac{\Delta_X - \Delta_{ELS}}{\Delta_{ELR} - \Delta_{ELS}}$$

Aplicando la relación anterior a los datos de la curva de capacidad mostrada en la figura 45, se calcula el daño correspondiente a cada nivel de desempeño, tal como se muestra en la siguiente operación matemática para el nivel de desempeño ELDC.

$$\% \text{ Daño (ELDC)} = \frac{1.51\text{cm} - 0.78\text{cm}}{2.91\text{cm} - 0.78\text{cm}} = 37 \%$$

Calculando el resto de puntos del “Muro 1” se obtiene el nivel de daño para cada uno de ellos, mostrado en la figura 46.

Figura 46. **Curva de capacidad “Muro 1” y % daño**



Fuente: elaboración propia.

El procedimiento anterior se repite para el resto de modelos analizados y se tabula de la siguiente manera:

Tabla LVII. **Resultados análisis no lineal para todos los modelos, SAP2000**

M	f/p (kg/cm ²)	d/n	Prob en 50 años	Lím de desem- peño	g (cm/ seg ²)	AMS (g)	V (Kg)	D (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Teff (seg)	Amort (βeff)	% Daño
1	25	1.16%		ELS	350	0.14	5431.03	1.00	0.35	0.78	0.30	5.40%	0.00%
		1.16%		ELO	600	0.25	8596.56	1.59	0.55	1.23	0.30	5.30%	23.05%
		1.16%		ELDC	700	0.29	9833.88	1.94	0.61	1.51	0.32	8.60%	36.75%
		1.16%	10.00%	INT	981	0.40	11427.55	2.88	0.67	2.32	0.37	18.40%	73.42%
		1.16%		ELR	1100	0.45	12233.46	3.56	0.71	2.91	0.41	21.10%	100.00%
2	35	1.16%		ELS	400	0.16	6217.60	0.88	0.40	0.69	0.26	5.50%	0.00%
		1.16%		ELO	700	0.29	10985.71	1.57	0.70	1.22	0.27	5.30%	35.09%
		1.16%	10.00%	ELDC	981	0.40	11991.99	2.06	0.72	1.63	0.30	15.00%	60.25%
		1.16%		INT	1100	0.45	12413.98	2.43	0.73	1.97	0.33	20.20%	79.15%
		1.16%		ELR	1150	0.47	12872.64	2.84	0.74	2.34	0.36	23.00%	100.00%
3	75	1.16%		ELS	500	0.20	7817.99	0.65	0.49	0.51	0.20	5.50%	0.00%
		1.16%		ELO	800	0.33	12626.10	1.06	0.80	0.83	0.21	5.30%	30.40%
		1.16%	10.00%	ELDC	981	0.40	13972.54	1.25	0.86	0.98	0.21	8.50%	44.59%
		1.16%	5.00%	INT	1200	0.49	14662.68	1.51	0.87	1.21	0.24	15.40%	63.63%
		1.16%		ELR	1400	0.57	15175.39	1.99	0.87	1.65	0.28	23.50%	100.00%
4	112	1.16%		ELS	550	0.22	8636.38	0.56	0.54	0.44	0.18	5.60%	0.00%
		1.16%	10.00%	ELO	981	0.40	15043.99	1.00	0.94	0.78	0.18	6.50%	42.95%
		1.16%		ELDC	1100	0.45	15390.46	1.07	0.94	0.85	0.19	9.40%	50.59%
		1.16%	5.00%	INT	1226	0.50	15688.50	1.18	0.94	0.94	0.20	13.20%	60.76%
		1.16%	2.00%	ELR	1500	0.61	16681.45	1.58	0.96	1.30	0.23	21.81%	100.00%
5	25	0.86%		ELS	250	0.10	5081.17	0.94	0.25	0.72	0.34	5.50%	0.00%
		0.86%		ELO	450	0.18	9045.34	1.69	0.44	1.31	0.35	5.80%	21.86%
		0.86%		ELDC	550	0.22	10184.52	2.00	0.48	1.56	0.36	8.40%	30.72%
		0.86%		INT	750	0.31	12030.06	2.82	0.55	2.25	0.41	15.10%	54.49%
		0.86%	10.00%	ELR	981	0.40	14370.16	4.40	0.65	3.60	0.47	20.00%	100.00%
6	35	0.86%		ELS	300	0.12	6114.78	0.87	0.30	0.67	0.30	5.50%	0.00%
		0.86%		ELO	530	0.22	10910.07	1.56	0.53	1.21	0.30	5.30%	31.20%
		0.86%		ELDC	630	0.26	11867.38	1.77	0.57	1.38	0.31	7.90%	40.99%
		0.86%		INT	830	0.34	13298.54	2.36	0.60	1.88	0.35	15.40%	67.39%
		0.86%	10.00%	ELR	981	0.40	14702.33	3.08	0.66	2.50	0.39	19.30%	100.00%

Continúa tabla LVII.

M	f'p (kg/cm2)	d/n	Prob en 50 años	Lím de desempeño	g (cm/seg2)	AMS (g)	V (Kg)	D (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Teff (seg)	Amort (βeff)	% Daño
7	75	0.86%		ELS	400	0.16	8192.22	0.69	0.39	0.54	0.24	5.60%	0.00%
		0.86%		ELO	800	0.33	15555.46	1.33	0.75	1.03	0.24	5.30%	54.10%
		0.86%		ELDC	850	0.35	16039.90	1.44	0.76	1.13	0.25	8.20%	63.68%
		0.86%	10.00%	INT	981	0.40	16480.63	1.62	0.76	1.28	0.26	12.90%	78.80%
		0.86%		ELR	1100	0.45	17030.21	1.86	0.76	1.50	0.28	17.50%	100.00%
8	112	0.86%		ELS	450	0.18	9256.34	0.60	0.44	0.47	0.21	5.60%	0.00%
		0.86%		ELO	800	0.33	16658.51	1.08	0.80	0.84	0.21	5.30%	47.73%
		0.86%	10.00%	ELDC	981	0.40	17722.79	1.24	0.82	0.98	0.22	9.80%	63.31%
		0.86%		INT	1130	0.46	18331.59	1.44	0.83	1.15	0.24	15.00%	83.04%
		0.86%	5.00%	ELR	1226	0.50	18838.42	1.61	0.84	1.31	0.25	18.30%	100.00%
9	25	0.65%		ELS	200	0.08	5235.77	0.96	0.20	0.75	0.39	5.40%	0.00%
		0.65%		ELO	350	0.14	9233.71	1.71	0.35	1.32	0.39	5.30%	21.82%
		0.65%		ELDC	430	0.18	10405.74	2.02	0.39	1.57	0.41	7.80%	30.96%
		0.65%		INT	650	0.27	13594.33	3.22	0.49	2.56	0.46	13.90%	65.96%
		0.65%		ELR	800	0.33	16366.08	4.38	0.59	3.53	0.49	15.10%	100.00%
10	35	0.65%		ELS	250	0.10	6567.63	0.93	0.25	0.73	0.34	5.50%	0.00%
		0.65%		ELO	420	0.17	11107.33	1.59	0.42	1.23	0.35	5.30%	25.77%
		0.65%		ELDC	500	0.20	12177.92	1.82	0.45	1.42	0.36	7.70%	34.91%
		0.65%		INT	700	0.29	14762.14	2.60	0.53	2.07	0.40	13.90%	65.84%
		0.65%		ELR	850	0.35	17038.44	3.47	0.61	2.80	0.43	16.30%	100.00%
11	75	0.65%		ELS	350	0.14	9244.44	0.78	0.34	0.61	0.27	5.50%	0.00%
		0.65%		ELO	600	0.24	15817.43	1.36	0.59	1.06	0.27	5.70%	48.19%
		0.65%		ELDC	700	0.29	16826.39	1.52	0.62	1.19	0.28	8.50%	61.71%
		0.65%		INT	800	0.33	17437.79	1.71	0.62	1.36	0.30	12.60%	77.67%
		0.65%		ELR	900	0.37	18250.88	1.97	0.64	1.59	0.32	16.60%	100.00%
12	112	0.65%		ELS	400	0.16	10584.50	0.68	0.39	0.53	0.23	5.60%	0.00%
		0.65%		ELO	700	0.29	18749.48	1.21	0.70	0.95	0.23	5.30%	50.43%
		0.65%		ELDC	850	0.35	20372.31	1.40	0.74	1.10	0.25	8.70%	68.38%
		0.65%	10.00%	INT	981	0.40	21217.49	1.59	0.75	1.27	0.26	13.10%	87.08%
		0.65%		ELR	1050	0.43	21778.11	1.73	0.76	1.39	0.27	15.40%	100.00%
13	25	1.16%		ELS	350	0.14	5443.08	0.57	0.35	0.47	0.23	5.50%	0.00%
		1.16%		ELO	600	0.24	9327.28	0.98	0.59	0.81	0.24	5.60%	23.03%
		1.16%		ELDC	750	0.31	9926.50	1.16	0.62	0.97	0.25	10.50%	32.81%
		1.16%	5.00%	INT	981	0.40	10745.43	1.64	0.65	1.42	0.30	19.90%	59.51%
		1.16%		ELR	1150	0.47	11989.05	2.36	0.72	2.11	0.35	23.50%	100.00%

Continúa tabla LVII.

M	f _p (kg/cm ²)	d/n	Prob en 50 años	Lím de desem- peño	g (cm/ seg ²)	AMS (g)	V (Kg)	D (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Teff (seg)	Amort (β _{eff})	% Daño
14	35	1.16%		ELS	400	0.16	6221.91	0.51	0.39	0.42	0.21	5.50%	0.00%
		1.16%		ELO	650	0.27	10205.91	0.84	0.65	0.69	0.21	5.30%	22.91%
		1.16%		ELDC	850	0.35	11380.96	1.04	0.71	0.87	0.22	10.10%	36.84%
		1.16%	10.00%	INT	981	0.40	11615.64	1.20	0.71	1.02	0.24	15.50%	48.19%
		1.16%	5.00%	ELR	1226	0.50	12479.23	1.94	0.74	1.74	0.31	24.90%	100.00%
15	75	1.16%		ELS	450	0.18	6995.41	0.35	0.44	0.29	0.16	5.60%	0.00%
		1.16%		ELO	800	0.33	11795.84	0.60	0.74	0.50	0.16	5.40%	26.26%
		1.16%	10.00%	ELDC	981	0.40	13196.47	0.75	0.82	0.63	0.18	10.20%	42.77%
		1.16%	5.00%	INT	1226	0.50	13879.99	0.96	0.84	0.83	0.20	18.10%	65.06%
		1.16%		ELR	1400	0.57	14439.17	1.28	0.86	1.14	0.23	24.00%	100.00%
16	112	1.16%		ELS	500	0.20	7770.21	0.30	0.49	0.25	0.14	5.70%	0.00%
		1.16%		ELO	800	0.33	12431.02	0.49	0.78	0.41	0.15	5.70%	22.09%
		1.16%	10.00%	ELDC	981	0.40	13742.90	0.60	0.85	0.50	0.15	8.80%	33.95%
		1.16%	5.00%	INT	1226	0.50	15220.19	0.74	0.93	0.63	0.17	13.50%	50.58%
		1.16%	2.00%	ELR	1550	0.63	15805.70	1.16	0.94	1.04	0.21	24.80%	100.00%
17	25	0.86%		ELS	250	0.10	5179.08	0.54	0.25	0.45	0.27	5.50%	0.00%
		0.86%		ELO	450	0.18	9336.85	0.98	0.44	0.82	0.27	5.50%	20.16%
		0.86%		ELDC	550	0.22	10030.94	1.14	0.47	0.95	0.29	9.30%	27.36%
		0.86%		INT	800	0.33	11988.30	1.84	0.54	1.60	0.35	18.60%	59.60%
		0.86%		ELR	981	0.40	14085.54	2.73	0.63	2.43	0.39	21.50%	100.00%
18	35	0.86%		ELS	300	0.12	6219.54	0.51	0.30	0.42	0.24	5.50%	0.00%
		0.86%		ELO	500	0.20	10415.31	0.86	0.49	0.71	0.21	5.50%	19.73%
		0.86%		ELDC	650	0.27	11841.96	1.06	0.55	0.89	0.26	9.40%	31.43%
		0.86%	10.00%	INT	981	0.40	14005.55	1.89	0.63	1.67	0.33	21.60%	78.41%
		0.86%		ELR	1050	0.43	14482.27	2.28	0.65	2.03	0.36	24.00%	100.00%
19	75	0.86%		ELS	400	0.16	8295.85	0.42	0.39	0.35	0.19	5.60%	0.00%
		0.86%		ELO	700	0.29	14466.59	0.74	0.68	0.62	0.19	5.80%	28.75%
		0.86%		ELDC	850	0.35	15435.15	0.86	0.72	0.73	0.20	9.80%	39.73%
		0.86%	10.00%	INT	981	0.40	15954.21	0.99	0.73	0.84	0.22	14.20%	50.98%
		0.86%	5.00%	ELR	1226	0.50	16574.73	1.54	0.74	1.37	0.27	25.10%	100.00%
20	112	0.86%		ELS	450	0.18	9353.34	0.37	0.44	0.31	0.17	5.60%	0.00%
		0.86%		ELO	750	0.31	15485.94	0.62	0.73	0.52	0.17	5.90%	32.47%
		0.86%	10.00%	ELDC	981	0.40	17160.17	0.77	0.79	0.65	0.18	11.20%	52.32%
		0.86%	5.00%	INT	1226	0.50	18086.54	1.02	0.82	0.89	0.21	19.50%	84.54%
		0.86%		ELR	1300	0.53	18480.91	1.14	0.83	1.00	0.22	21.80%	100.00%

Continúa tabla LVII.

M	f'p (kg/cm2)	d/n	Prob en 50 años	Lím de desempeño	g (cm/seg2)	AMS (g)	V (Kg)	D (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Teff (seg)	Amort (βeff)	% Daño
21	25	0.65%		ELS	200	0.08	5359.94	0.56	0.20	0.46	0.31	5.50%	0.00%
		0.65%		ELO	350	0.14	9477.46	0.99	0.35	0.82	0.31	5.30%	20.18%
		0.65%		ELDC	450	0.18	10454.72	1.20	0.38	1.01	0.33	9.80%	30.06%
		0.65%		INT	650	0.27	13371.08	1.92	0.47	1.65	0.38	15.50%	63.42%
		0.65%		ELR	800	0.33	16193.01	2.70	0.57	2.34	0.41	16.40%	100.00%
22	35	0.65%		ELS	250	0.10	6712.20	0.55	0.25	0.46	0.27	5.50%	0.00%
		0.65%		ELO	380	0.15	10286.27	0.84	0.38	0.70	0.27	5.30%	18.31%
		0.65%		ELDC	500	0.20	12064.68	1.06	0.44	0.89	0.29	8.60%	32.13%
		0.65%		INT	700	0.29	14302.18	1.57	0.51	1.35	0.33	15.80%	63.51%
		0.65%		ELR	850	0.35	16857.09	2.15	0.59	1.89	0.36	17.70%	100.00%
23	75	0.65%		ELS	350	0.14	9404.58	0.47	0.34	0.40	0.22	5.60%	0.00%
		0.65%		ELO	550	0.22	14621.74	0.75	0.53	0.63	0.22	5.90%	29.13%
		0.65%		ELDC	700	0.29	16481.51	0.92	0.59	0.78	0.23	9.60%	47.32%
		0.65%		INT	850	0.35	17310.20	1.13	0.61	0.97	0.25	15.80%	68.87%
		0.65%	10.00%	ELR	981	0.40	18110.74	1.42	0.63	1.25	0.28	21.50%	100.00%
24	112	0.65%		ELS	400	0.16	10740.38	0.42	0.39	0.35	0.19	5.60%	0.00%
		0.65%		ELO	700	0.29	18843.31	0.74	0.69	0.62	0.19	5.60%	36.73%
		0.65%		ELDC	850	0.35	19786.74	0.86	0.71	0.72	0.20	10.10%	49.89%
		0.65%	10.00%	INT	981	0.40	20482.38	0.99	0.73	0.85	0.22	14.60%	64.85%
		0.65%		ELR	1150	0.47	20670.96	1.30	0.72	1.14	0.25	23.10%	100.00%
25	25	1.15%		ELS	300	0.12	4621.22	0.25	0.30	0.25	0.19	5.60%	0.00%
		1.15%		ELO	650	0.27	8579.97	0.47	0.55	0.47	0.19	5.30%	14.82%
		1.15%		ELDC	800	0.33	9886.97	0.66	0.63	0.66	0.21	12.10%	27.88%
		1.15%	10.00%	INT	981	0.40	10251.07	0.89	0.65	0.89	0.24	19.70%	43.50%
		1.15%	5.00%	ELR	1226	0.50	11565.57	1.73	0.74	1.73	0.31	25.50%	100.00%
26	35	1.15%		ELS	350	0.14	5387.70	0.23	0.34	0.23	0.17	5.60%	0.00%
		1.15%		ELO	650	0.27	8816.51	0.41	0.56	0.41	0.17	6.60%	13.52%
		1.15%	10.00%	ELDC	981	0.40	11027.15	0.69	0.70	0.69	0.20	16.10%	35.63%
		1.15%	5.00%	INT	1226	0.50	11656.13	1.18	0.74	1.18	0.25	25.00%	73.98%
		1.15%		ELR	1226	0.53	12083.40	1.51	0.77	1.51	0.28	26.40%	100.00%
27	75	1.15%		ELS	400	0.16	5325.88	0.15	0.34	0.15	0.13	5.80%	0.00%
		1.15%		ELO	700	0.29	9446.822	0.28	0.60	0.28	0.14	6.60%	16.23%
		1.15%	10.00%	ELDC	981	0.40	12363.66	0.44	0.79	0.44	0.15	11.10%	35.34%
		1.15%	5.00%	INT	1226	0.50	13224.15	0.59	0.84	0.59	0.17	18.10%	53.13%
		1.15%	2.00%	ELR	1471	0.60	13865.19	0.98	0.88	0.98	0.21	25.50%	100.00%

Continúa tabla LVII.

M	f _p (kg/cm ²)	d/n	Prob en 50 años	Lím de desem- peño	g (cm/ seg ²)	AMS (g)	V (Kg)	D (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Teff (seg)	Amort (β _{eff})	% Daño
28	112	1.15%		ELS	450	0.18	6869.52	0.15	0.44	0.15	0.12	5.80%	0.00%
		1.15%		ELO	800	0.33	11265.22	0.26	0.72	0.26	0.12	6.10%	12.44%
		1.15%	10.00%	ELDC	981	0.40	12842.58	0.34	0.82	0.34	0.13	9.70%	22.30%
		1.15%	5.00%	INT	1226	0.50	14555.52	0.43	0.93	0.43	0.14	13.70%	33.22%
		1.15%	2.00%	ELR	1650	0.67	14968.94	1.00	0.95	1.00	0.21	27.90%	100.00%
29	25	0.86%		ELS	250	0.10	5062.55	0.28	0.25	0.28	0.21	5.50%	0.00%
		0.86%		ELO	450	0.18	8945.99	0.50	0.43	0.50	0.22	6.00%	16.56%
		0.86%		ELDC	550	0.22	9649.33	0.60	0.47	0.60	0.23	9.50%	23.78%
		0.86%		INT	850	0.35	11259.71	1.14	0.55	1.14	0.29	21.50%	62.65%
		0.86%	10.00%	ELR	981	0.40	12598.92	1.65	0.61	1.65	0.33	23.30%	100.00%
30	35	0.86%		ELS	300	0.12	6069.54	0.26	0.30	0.26	0.19	5.60%	0.00%
		0.86%		ELO	550	0.22	11095.92	0.49	0.54	0.49	0.19	5.70%	18.19%
		0.86%		ELDC	700	0.29	11706.21	0.60	0.57	0.60	0.21	11.10%	27.16%
		0.86%	10.00%	INT	981	0.40	12718.17	1.04	0.62	1.04	0.26	22.70%	62.58%
		0.86%		ELR	1100	0.45	13712.71	1.51	0.67	1.51	0.30	25.00%	100.00%
31	75	0.86%		ELS	300	0.12	5978.23	0.16	0.29	0.16	0.15	5.50%	0.00%
		0.86%		ELO	600	0.24	12236.85	0.34	0.59	0.34	0.15	5.30%	17.73%
		0.86%	10.00%	ELDC	800	0.33	15037.61	0.56	0.73	0.56	0.18	9.00%	39.61%
		0.86%		INT	1100	0.45	15696.12	0.86	0.76	0.86	0.21	17.50%	70.31%
		0.86%	5.00%	ELR	1300	0.53	15770.70	1.15	0.77	1.15	0.25	21.30%	100.00%
32	112	0.86%		ELS	350	0.14	6984.12	0.15	0.34	0.15	0.13	5.80%	0.00%
		0.86%		ELO	600	0.24	11633.56	0.27	0.57	0.27	0.14	6.30%	18.65%
		0.86%	10.00%	ELDC	981	0.40	16106.42	0.46	0.78	0.46	0.15	11.50%	48.87%
		0.86%	5.00%	INT	1226	0.50	16999.08	0.62	0.83	0.62	0.17	19.00%	75.72%
		0.86%		ELR	1350	0.55	17475.90	0.77	0.85	0.77	0.19	22.70%	100.00%
33	25	0.65%		ELS	200	0.08	5328.53	0.29	0.20	0.29	0.24	5.50%	0.00%
		0.65%		ELO	350	0.14	9059.90	0.51	0.34	0.51	0.25	6.20%	14.58%
		0.65%		ELDC	450	0.18	10152.05	0.64	0.38	0.64	0.26	10.10%	23.09%
		0.65%		INT	650	0.27	12135.79	1.08	0.45	1.08	0.31	17.80%	51.54%
		0.65%		ELR	850	0.35	15457.26	1.82	0.57	1.82	0.36	19.20%	100.00%
34	35	0.65%		ELS	250	0.10	6659.68	0.29	0.25	0.29	0.22	5.50%	0.00%
		0.65%		ELO	400	0.16	10763.50	0.47	0.40	0.47	0.22	5.30%	15.76%
		0.65%		ELDC	500	0.20	11716.61	0.57	0.43	0.57	0.23	9.00%	24.69%
		0.65%		INT	700	0.29	13177.27	0.86	0.49	0.86	0.27	17.50%	50.26%
		0.65%		ELR	900	0.37	15723.15	1.43	0.58	1.43	0.32	21.30%	100.00%

Continúa tabla LVII.

M	f'p (kg/ cm ²)	d/n	Prob en 50 años	Lím de desem- peño	g (cm/ seg ²)	AMS (g)	V (Kg)	D (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Teff (seg)	Amort (βeff)	% Daño
35	75	0.65%		ELS	250	0.10	6538.37	0.18	0.24	0.18	0.17	5.90%	0.00%
		0.65%		ELO	550	0.22	13870.86	0.41	0.51	0.41	0.18	6.70%	29.32%
		0.65%		ELDC	700	0.29	15825.05	0.52	0.59	0.52	0.19	9.90%	43.53%
		0.65%	10.00%	INT	981	0.40	17519.27	0.81	0.65	0.81	0.23	20.10%	81.05%
		0.65%		ELR	1050	0.43	17854.26	0.96	0.66	0.96	0.24	22.80%	100.00%
36	112	0.65%		ELS	300	0.12	7851.01	0.17	0.29	0.17	0.15	5.90%	0.00%
		0.65%		ELO	700	0.29	17309.47	0.41	0.64	0.41	0.16	7.40%	40.24%
		0.65%		ELDC	850	0.35	18595.42	0.49	0.69	0.49	0.17	11.20%	54.33%
		0.65%	10.00%	INT	981	0.40	19392.73	0.58	0.72	0.58	0.18	15.20%	69.44%
		0.65%		ELR	1150	0.47	20168.47	0.76	0.75	0.76	0.20	21.10%	100.00%

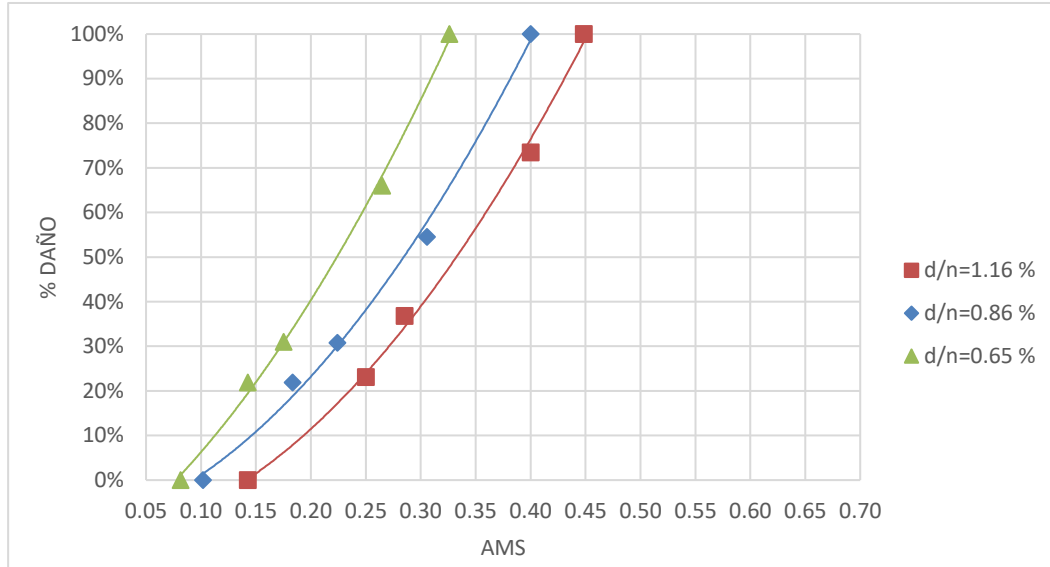
Fuente: elaboración propia.

En la tabla anterior se observa que las casillas resaltadas representan un nivel de aceleración determinada en las normas NSE de AGIES como “sismos de diseño”, las cuales tienen una probabilidad de ocurrencia de 10 %, 5 % y 2 % en 50 años.

5.3. Curvas de fragilidad, deformación vs daño

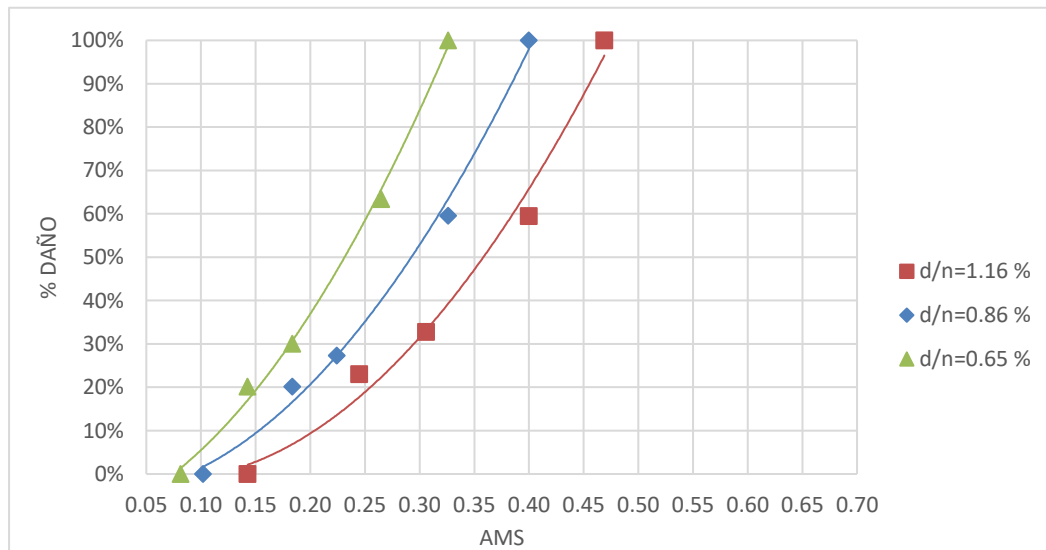
Con la información determinada en la sección anterior, con los puntos de desempeño de los 36 muros a analizar, se procede a calcular las curvas de fragilidad, según la incursión dentro del rango inelástico de los muros en cada nivel de desempeño definido. Para esto, estas gráficas se dividen en categorías, según la resistencia a la compresión de la mampostería, la densidad de muros y la cantidad de niveles.

Figura 47. Curva de fragilidad, 3 niveles, $f'm$ 25kg/cm²



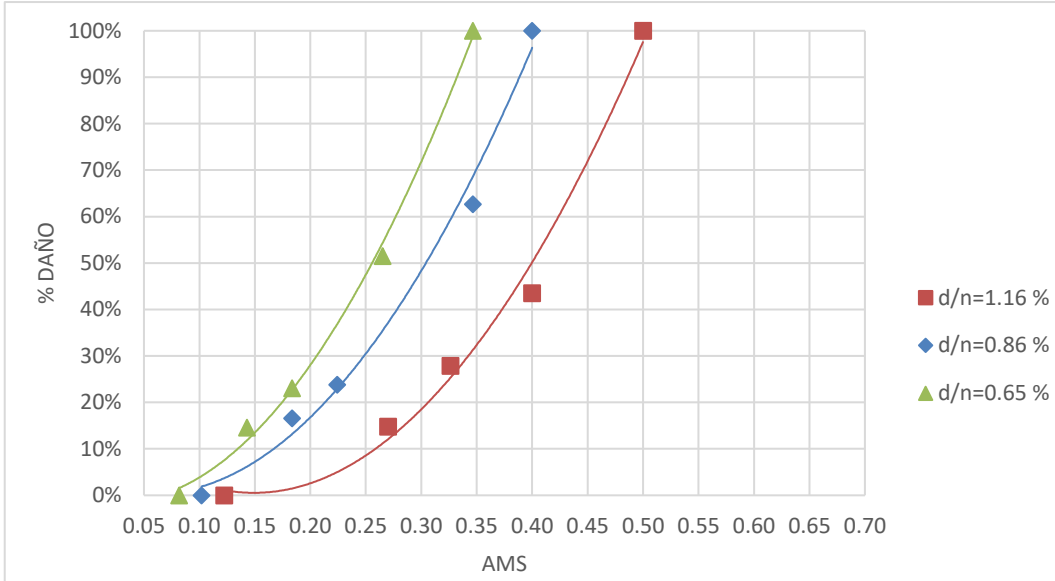
Fuente: elaboración propia.

Figura 48. Curva de fragilidad, 2 niveles, $f'm$ 25kg/cm²



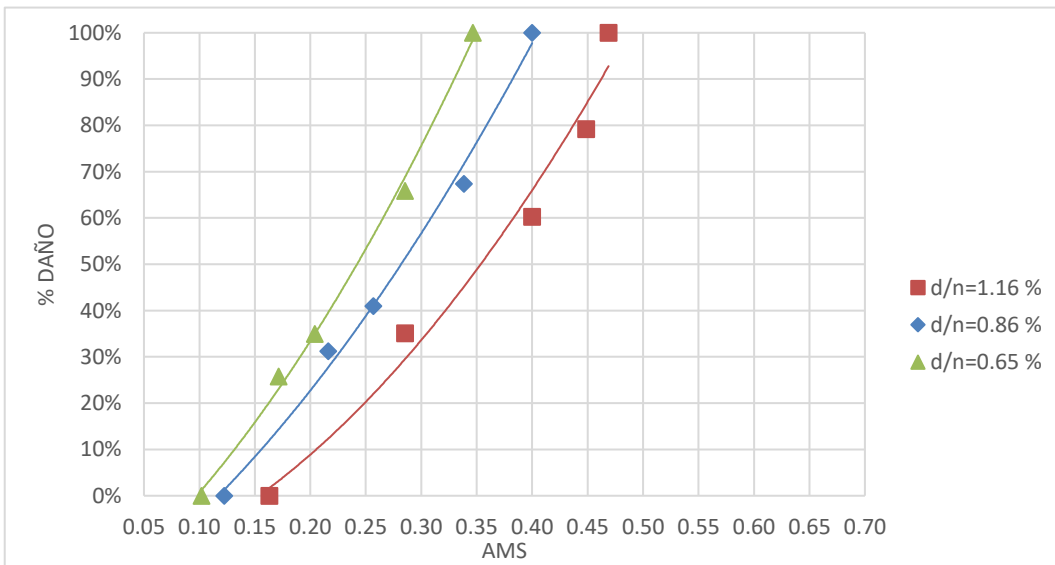
Fuente: elaboración propia.

Figura 49. Curva de fragilidad, 1 nivel, f'm 25kg/cm²



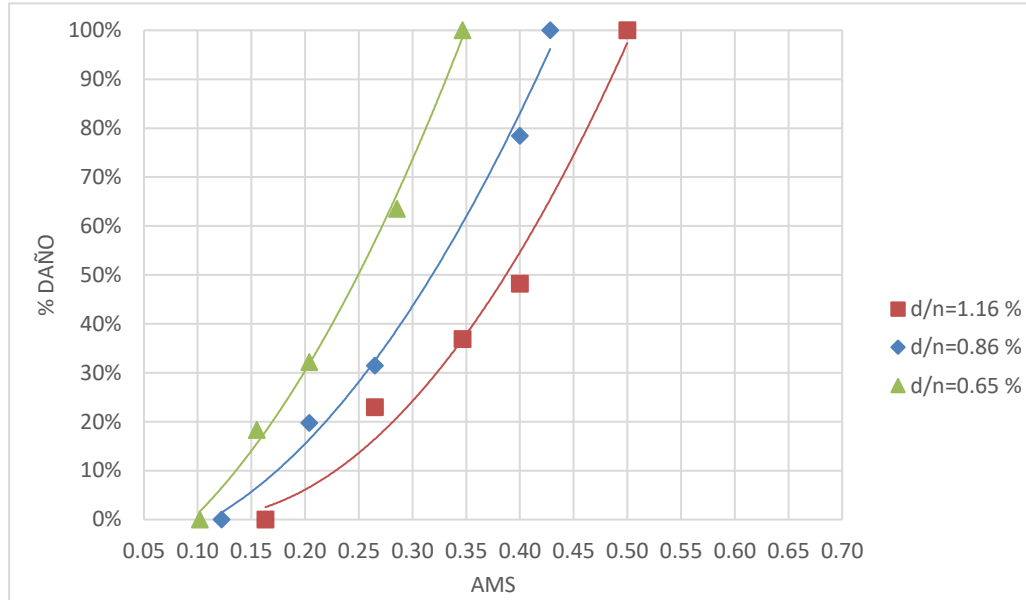
Fuente: elaboración propia.

Figura 50. Curva de fragilidad, 3 niveles, f'm 35kg/cm²



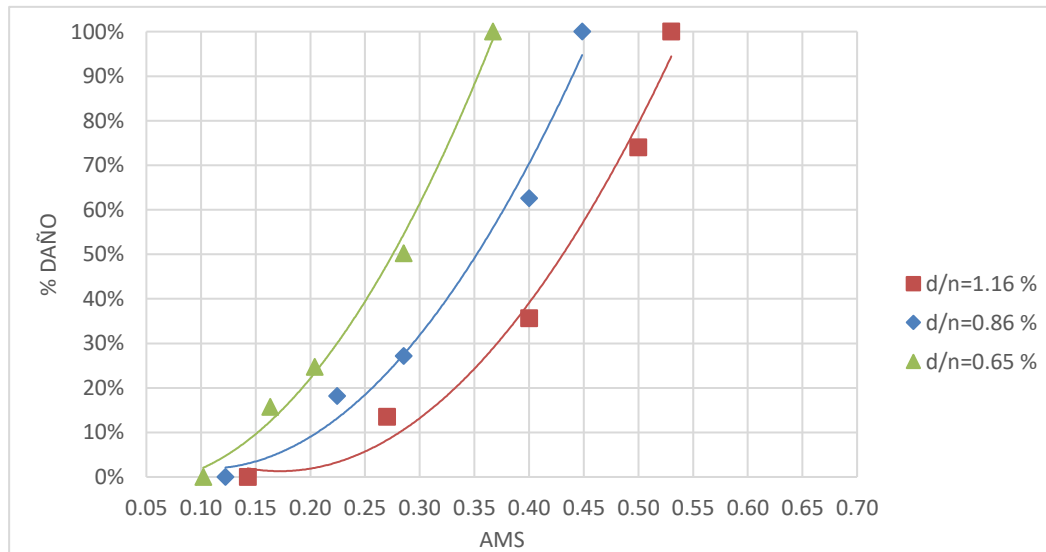
Fuente: elaboración propia.

Figura 51. Curva de fragilidad, 2 niveles, $f'm$ 35kg/cm²



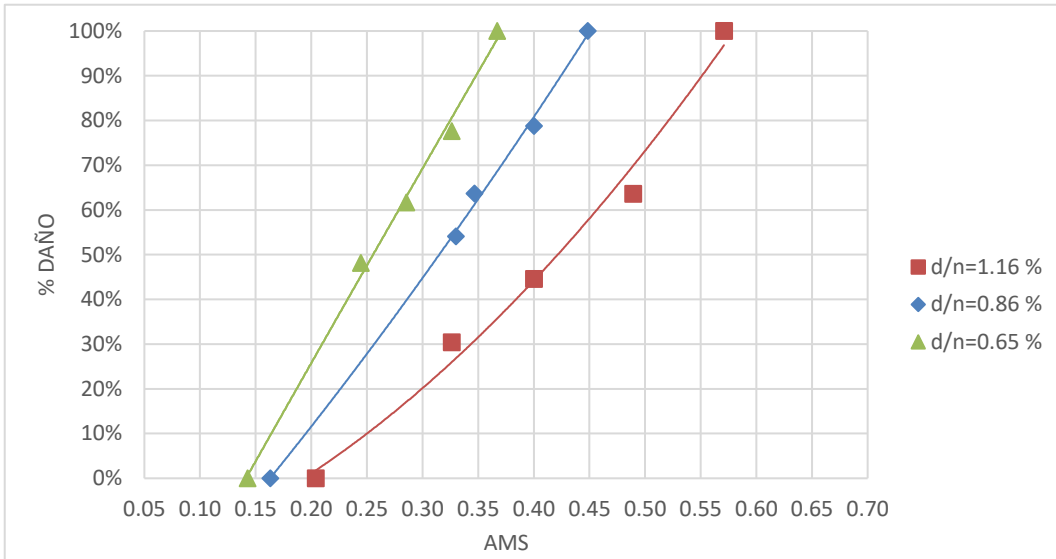
Fuente: elaboración propia.

Figura 52. Curva de fragilidad, 1 nivel, $f'm$ 35kg/cm²



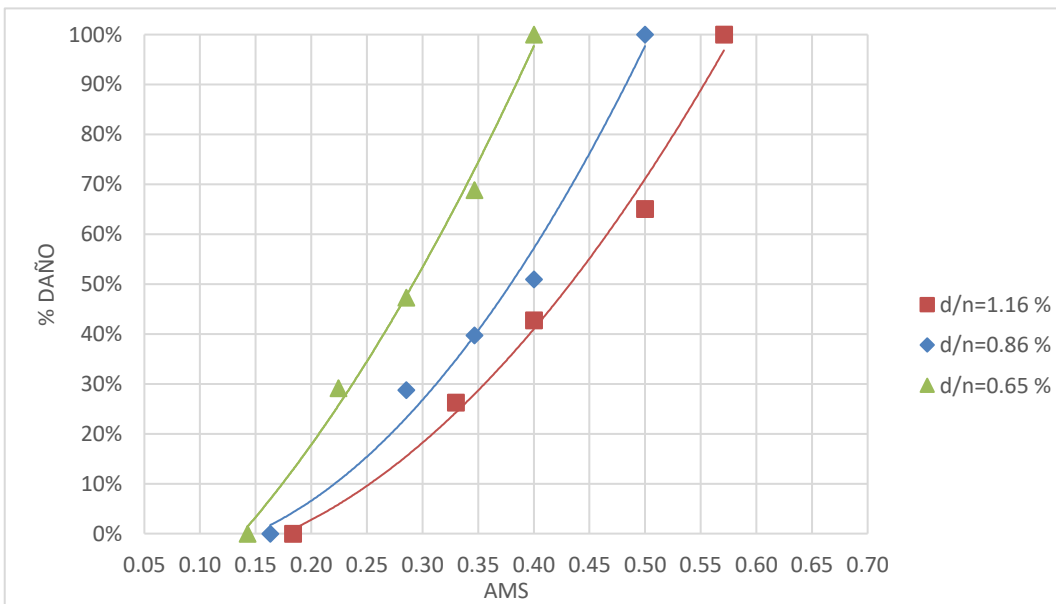
Fuente: elaboración propia.

Figura 53. Curva de fragilidad, 3 niveles, $f'm$ 75kg/cm²



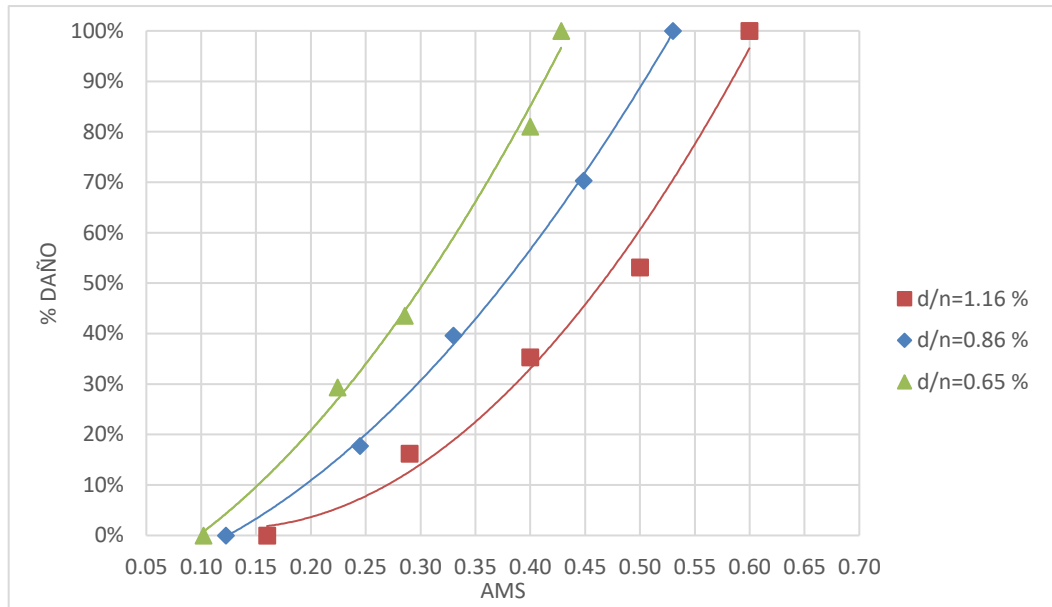
Fuente: elaboración propia.

Figura 54. Curva de fragilidad, 2 niveles, $f'm$ 75kg/cm².



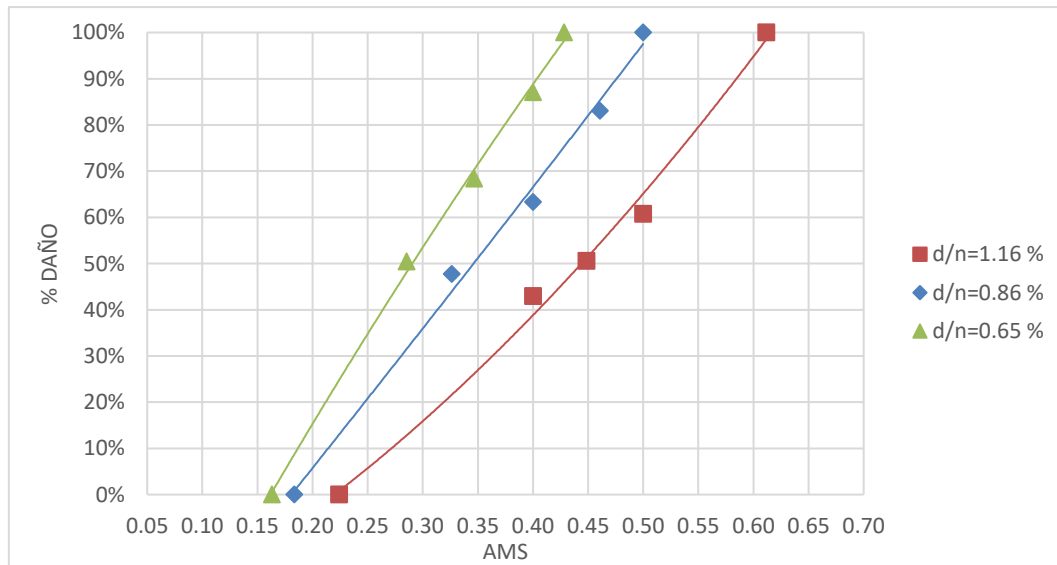
Fuente: elaboración propia.

Figura 55. Curva de fragilidad, 1 nivel, $f'm$ 75kg/cm²



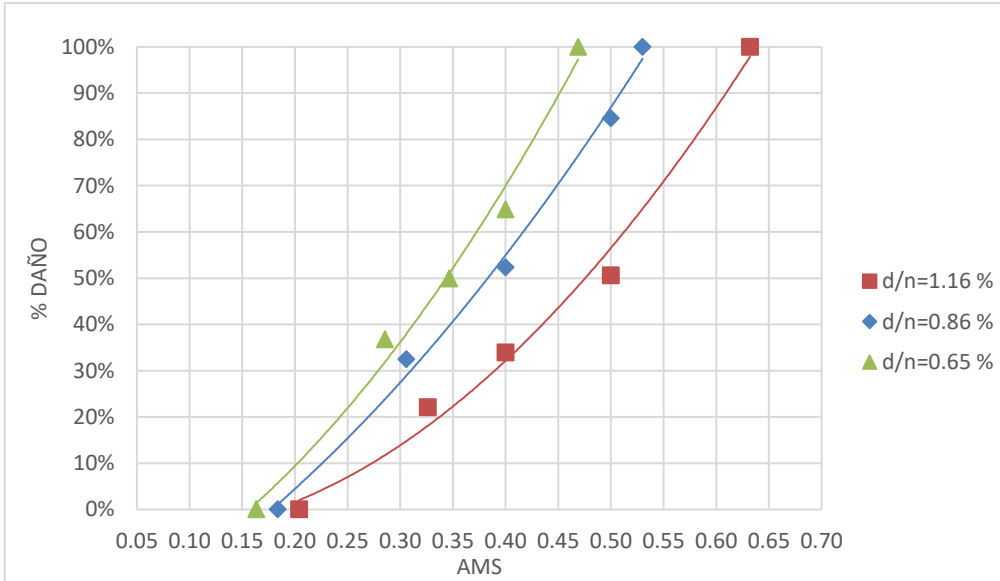
Fuente: elaboración propia.

Figura 56. Curva de fragilidad, 3 niveles, $f'm$ 112kg/cm²



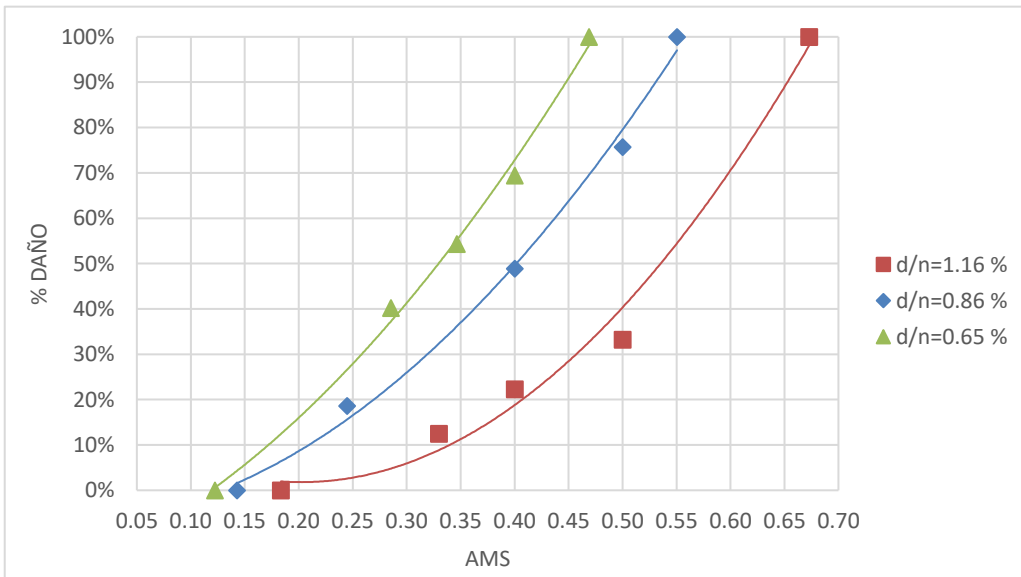
Fuente: elaboración propia.

Figura 57. Curva de fragilidad, 2 niveles, f'm 112kg/cm²



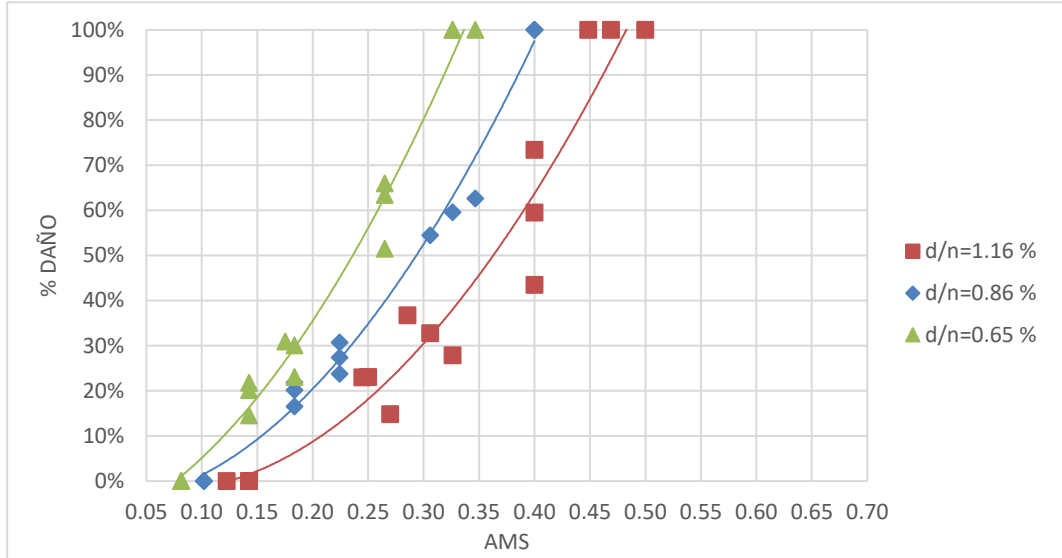
Fuente: elaboración propia.

Figura 58. Curva de fragilidad, 1 nivel, f'm 112kg/cm².



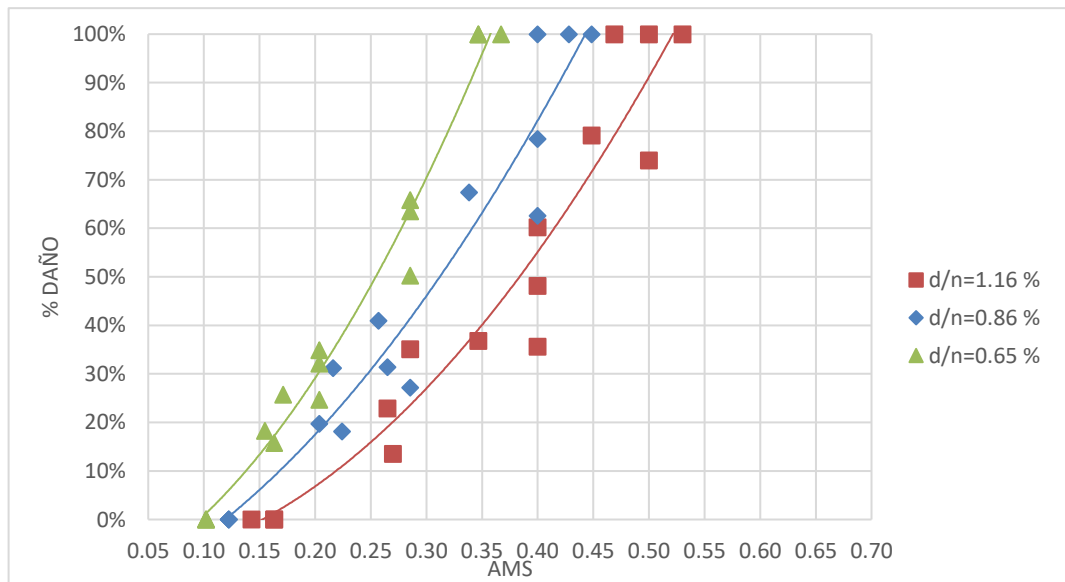
Fuente: elaboración propia.

Figura 59. Curva de fragilidad, todos los muros, f'm 25kg/cm²



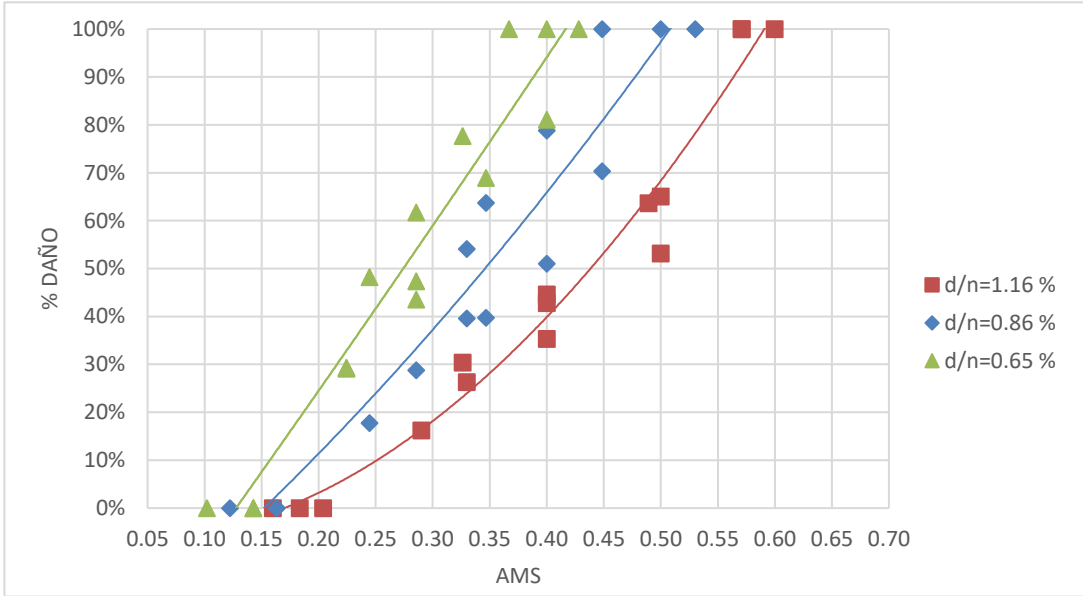
Fuente: elaboración propia.

Figura 60. Curva de fragilidad, todos los muros, f'm 35kg/cm²



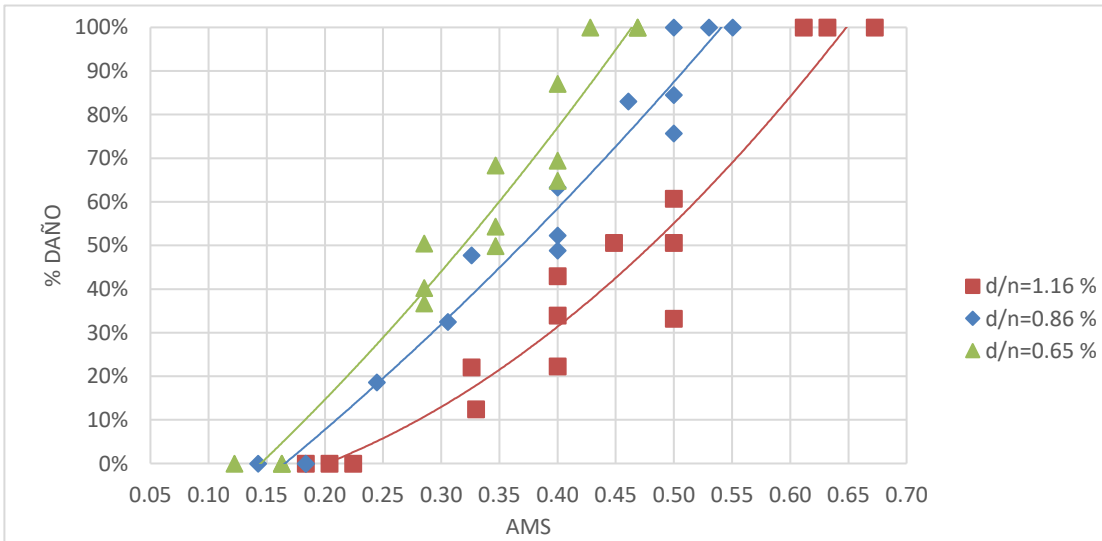
Fuente: elaboración propia.

Figura 61. Curva de fragilidad, todos los muros, f'm 75kg/cm².



Fuente: elaboración propia.

Figura 62. Curva de fragilidad, todos los muros, f'm 112kg/cm².



Fuente: elaboración propia.

6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1. Límites mínimos considerados en los modelos

En la tabla XXXVII del capítulo 5, se encuentran definidas las propiedades mínimas de geometría consideradas en los 36 modelos analizados en SAP2000. En esta tabla se observa que la relación H/L seleccionada para realizar el análisis de vulnerabilidad tiene un valor de 2, la cual es el valor máximo propuesto por Riahi (2007). De esta manera, la longitud mínima para una altura entre pisos típica de 2.6m es de 1.3m, la cual es una medida aceptada por las normas NSE como resistentes a fuerza cortante. Un muro inferior a 1m no reflejaría de manera fidedigna el comportamiento a cortante de un panel de MC, ya que la grieta de 45° no se formaría de manera adecuada, ya que el comportamiento dominante sería a flexión.

En la tabla XLVII del capítulo 5, se encuentran las propiedades de resistencia de los elementos de confinamiento de la MC, los cuales incluyen a la resistencia a compresión del concreto y la resistencia a fluencia de los elementos de confinamiento, además del porcentaje de cuantías de acero mínima a considerar. Por lo tanto, es importante notar que estos valores fueron seleccionados dentro de lo permitido por las ecuaciones para formar la curva *Backbone* y representan valores mínimos que pueden encontrarse en la construcción en Guatemala.

La resistencia a compresión del concreto utilizada en los elementos de confinamiento es de $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ (3,000psi), la cual es una resistencia promedio en la construcción informal en el país, sin embargo, es importante resaltar que esta resistencia puede ser inferior en muchos lados con construcción deficiente, por lo que el daño esperado puede incrementar en un caso así.

La resistencia a fluencia del acero utilizado en los elementos de confinamiento para todos los modelos es de $f_y=2550\text{kg/cm}^2$ (35,000psi), la cual es una resistencia baja, comparada con los estándares actuales de diseño y construcción, sin embargo, en muchos lugares del país se utiliza acero de baja calidad denominado “comercial”, el cual no está fabricado con las especificaciones mínimas exigidas por COGUANOR. En edificios que estén contruidos con un acero de mejor calidad se puede asumir que el comportamiento no lineal mejoraría y se esperaría menor daño.

Las cuantías de acero utilizadas en los elementos de concreto armado son las cuantías mínimas esperadas dentro de una mocheta y una solera, las cuales corresponden a un 1 % para acero longitudinal y un 0.25 % para acero transversal. Estos datos cumplen con un armado típico de una mocheta, con acero longitudinal de 4 varillas No 3 y acero transversal de varilla lisa No 2 separados a cada 20 cm.

6.2. Falta de capacidad a compresión

Los esfuerzos a compresión de todos los modelos analizados varían dependiendo del área tributaria considerada por la densidad de muros y la cantidad de niveles sobre cada uno, además de la resistencia a compresión de los bloques de mampostería f_m . Esta relación " σ/f_m " tiene un límite superior propuesto por (Riahi, 2007) de 0.12, según la tabla XI del capítulo 3, esto debido a que un esfuerzo mayor en los paneles de MC predispondría a una falla prematura a compresión cortando así su incursión en el rango inelástico.

En la tabla LVIII se presenta un resumen del daño esperado, según los resultados presentados en el capítulo 5, en esta se muestra cual es la resistencia necesaria a compresión de la mampostería para tener un daño aceptable, además de la densidad de muros necesaria para alcanzarla. Además, se presenta la capacidad a compresión aceptable en cada una de las categorías, tomando de base un sismo con probabilidad de ocurrencia de 10 % en 50 años.

Para realizar un análisis de vulnerabilidad utilizando la tabla LVIII, el procedimiento sería primero midiendo el área de muros en cada dirección de análisis, según el área total del piso encontrar el índice " d/n ", posteriormente se determinará la resistencia a compresión de los bloques de mampostería, y así determinar en qué nivel de vulnerabilidad se encuentra ya sea por falla a cortante o por falla a compresión. Estos resultados pueden utilizarse en casos donde la construcción sea existente o sea nueva, para que la institución encargada de evaluar la vulnerabilidad pueda determinar la integridad estructural del proyecto.

Tabla LVIII. Daño probable, según d/n y f'p. Sismo 10 % en 50 años

Niveles	d/n %	f'p (kg/cm ²)	Daño en N1	Posible Falla
3	1.15	25	73.42%	Compresión
	0.85		100.00%	Compresión
	0.65		100.00%	Compresión
	1.15	35	60.25%	Compresión
	0.85		100.00%	Compresión
	0.65		100.00%	Compresión
	1.15	75	44.59%	
	0.85		78.80%	
	0.65		100.00%	
	1.15	112	42.95%	
	0.85		63.31%	
	0.65		87.08%	
2	1.15	25	59.51%	Compresión
	0.85		100.00%	Compresión
	0.65		100.00%	Compresión
	1.15	35	48.19%	Compresión
	0.85		78.41%	Compresión
	0.65		100.00%	Compresión
	1.15	75	42.77%	
	0.85		50.98%	
	0.65		100.00%	
	1.15	112	33.95%	
	0.85		52.32%	
	0.65		64.85%	
1	1.15	25	43.50%	Compresión
	0.85		100.00%	Compresión
	0.65		100.00%	Compresión
	1.15	35	35.63%	Compresión
	0.85		62.58%	Compresión
	0.65		100.00%	Compresión
	1.15	75	31.50%	
	0.85		55.00%	
	0.65		81.05%	
	1.15	112	22.30%	
	0.85		48.87%	
	0.65		62.44%	

Fuente: elaboración propia.

6.3. Densidad de muros “d/n” y comparación con propuestas de AGIES

En la tabla LVIII se observa que la capacidad a compresión representa un valor crítico para el control de daño de estructuras de MC, la cual está directamente relacionada a la densidad de muros del edificio, ya que mientras menor sea la densidad más carga axial estará sobre cada muro. Los valores de densidad considerados en el presente análisis de vulnerabilidad son valores inferiores a los recomendados por AGIES en Guatemala.

En la versión de 2010 de la norma NSE 7.4 de diseño sismo resistente de estructuras tipo “cajón” se presenta una longitud mínima de muros para construcciones nuevas. Estos índices están en función del ancho del block y de la zona sísmica considerada. En la siguiente tabla se presentan estos índices y la conversión a densidad de muros por área tributaria:

Tabla LIX. **Coefficiente L_0 , longitud mínima de muros por área de losa**

Amenaza sísmica	4.1 y 4.2	3	2
190	0.11	0.07	0.04
140	0.12	0.08.	0.05
110	0.18	0.12	0.08

Fuente: AGIES, 2010, pág. 25.

Teniendo en cuenta que la zona geográfica utilizada en el presente análisis de vulnerabilidad se encuentra en la zona 4.1 del mapa de Guatemala, (ver figura 22) y el espesor promedio de los blocks usados en la construcción es de 14cm, la longitud mínima establecida para muros es de 0.12.

Ecuación 15.

$$\text{Longitud muro} = L_o * A_{\text{piso}}$$

Fuente: AGIES, 2010, pág. 24.

De la ecuación 15 se puede obtener el índice de densidad de muros “d/n” al multiplicar la longitud de muros entre el área de piso y multiplicándolo por el espesor de los muros, tal como se muestra a continuación:

$$\frac{d}{n} = 0.12 * 0.15\text{m} = 1.80 \%$$

Por lo tanto, la longitud mínima utilizada en las normas NSE7.4 para el año 2010 es de 1.80 %, el cual es un valor mayor a la densidad máxima considerada en este estudio, lo que significa que los daños serían menores a los presentados en la tabla LVIII. Recientemente se presentaron también recomendaciones a través de un manual propuestos por *Build Change* y AGIES en el “Manual de Evaluación Sísmica y Reforzamiento Simplificado de Viviendas en Mampostería de Block en Guatemala”, ver tabla LX.

Tabla LX. **Porcentaje de área de paredes requerido para estructuras de MC**

Nivel	% de área de paredes			d/n			Notas
	1 piso	2 pisos	3 pisos	1 piso	2 pisos	3 pisos	
3	-	-	2.80%	-	-	2.80%	Edificaciones con cubierta pesada de concreto reforzado.
2	-	2.40%	4.80%		2.40%	2.40%	
1	2.40%	4.00%	6.00%	2.40%	2.00%	2.00%	

Fuente: Build Change y Agies, 2019, pág 33.

En la tabla anterior se observa que las recomendaciones proporcionadas por estas 2 organizaciones buscan limitar el daño que se pueda generar en estructuras vulnerables, limitando el índice definido “d/n” a un valor de 2 %.

Por lo tanto, las densidades mínimas utilizadas en las normativas que rigen el diseño en Guatemala, tanto en la sección NSE 7.4 como en manuales de diseño como el presentado por *Build Change*, rondan en 2 % del área del piso. Esto puede interpretarse como un valor conservador que tiene como objetivo reducir en lo posible el daño ante un sismo probable. Tomando en cuenta que en la construcción empírica se cometen muchos errores constructivos y de irregularidad que no están considerados en este estudio, se recomienda que para construcciones nuevas se pueda alcanzar las densidades propuestas en las tablas anteriores. Mientras que las densidades utilizadas en el presente estudio son útiles en la evaluación de estructuras existentes con un alto nivel de vulnerabilidad inicial.

6.4. Patrón de daño en la MC

El sismo del 7 de noviembre de 2012, en San Marcos ha sido la prueba más importante del sistema estructural de la mampostería confinada (MC) de las últimas décadas en Guatemala. Ese día se observaron distintas fallas en los muros en forma de diagonal, lo cual indica esfuerzos de cortante.

Estas fallas en los muros de MC generalmente se concentraron en el primer nivel del edificio, en paneles relativamente esbeltos y especialmente en muros de esquina o en fachadas con muchas aberturas. A continuación, se presenta evidencia fotográfica de este tipo de comportamiento en edificios de MC en el departamento de San Marcos.

Figura 63. Daño en edificio 1, Tacaná, San Marcos



Foto: Aguilar, 2017.

En la figura 63 se observa la falla completa del muro de esquina, el cual es un comportamiento que se registró en muchos casos luego del terremoto del 2012. Este fenómeno se debe principalmente a la diferencia de rigidez que existe en planta en un edificio, concentrando la mayoría de muros en un lado y dejando grandes aberturas en la entrada, especialmente si estos edificios son locales comerciales.

Figura 64. **Daño en edificio 2, San Pedro Sac, San Marcos**



Foto: Arzet, 2012.

En la figura 64 se observa la clásica falla en diagonal de un edificio de MC, estas fallas se generan por los esfuerzos de corte que sufren los muros a la hora de un movimiento sísmico. Tanto en la figura 50 como en la figura 51, las fallas se concentran en un lugar con grandes aberturas y principalmente en el primer nivel.

Figura 65. **Daño en edificio 3, San Marcos**



Foto: Angel, 2012.

Figura 66. **Daño en edificio 4, San Marcos**



Foto: Angel, 2012.

La figura 65 muestra el daño sufrido en el nivel 1 de un edificio de MC, por fallas por esfuerzo de corte, en donde se puede observar que este daño se concentra en los muros que tienen efecto de “columna corta”, es decir, que su longitud se ve cortada por los sillares de las ventanas. En la figura 66 se observa también el efecto de “columna corta” con muros más esbeltos.

Figura 67. Daño en edificio 5, San Marcos



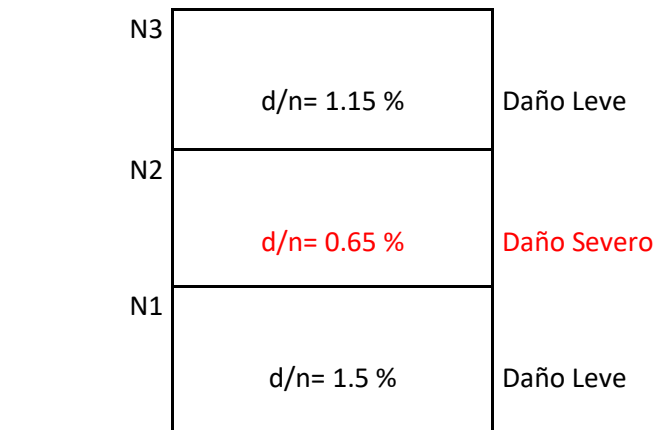
Foto: Distragsa, 2012.

En la figura 67 se puede observar el daño en un edificio de MC, con fallas a 45°, tanto en el primer nivel como en los niveles superiores, lo cual demuestra que las fallas de cortante pueden originarse en pisos superiores si el primer piso falla prematuramente por fallas de cortante.

El comportamiento observado en los casos anteriormente mostrados en las figuras 63 a 67 se ve replicado en los modelos matemáticos realizados en SAP2000. Las curvas de *Backbone* mostradas en la figura 21 muestran la diferencia entre los niveles del “Muro 0”, en donde el primer nivel recibe la mayor carga lateral y el mayor desplazamiento, mientras que los pisos superiores absorben una cantidad menor de fuerza sísmica y su desplazamiento es menor. Además, el índice “d/n” se ve afectado en gran manera por la cantidad de niveles que un muro tenga encima, por lo que siempre el valor más pequeño de densidad de muros se encontrará en el piso inferior.

Por lo tanto, según la densidad definida por el factor “d/n” que se encuentre en cada nivel de un edificio puede encontrarse el siguiente caso de estudio:

Figura 68. **Caso especial de d/n.**



Fuente: elaboración propia.

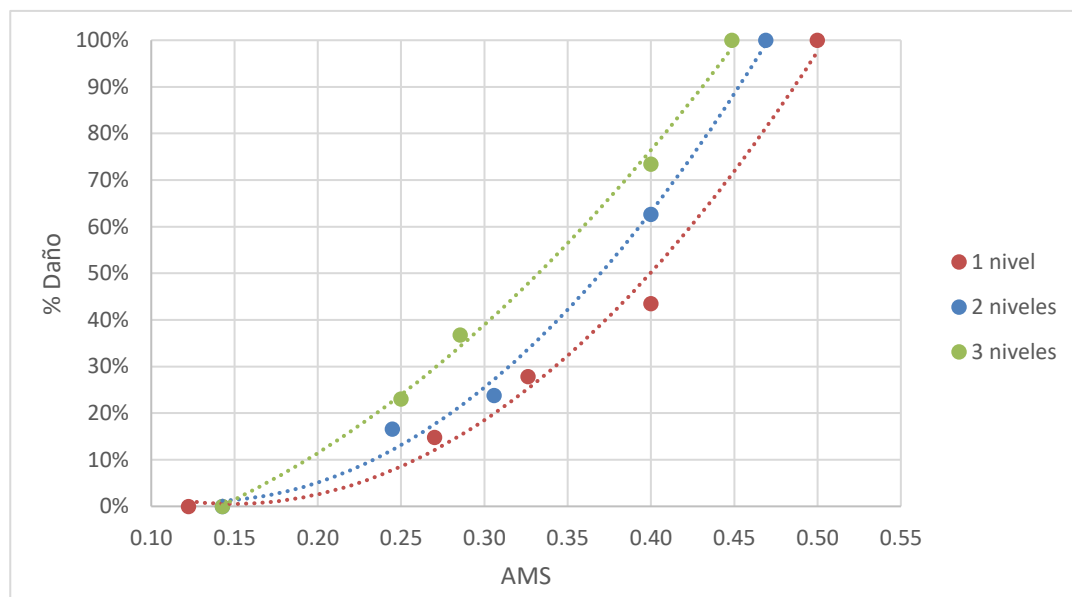
En la figura 68, se presenta un caso especial en donde la densidad menor se encuentra en el segundo piso, por lo que para encontrar el nivel de daño probable se tomaría éste como el piso inferior y pasaría a ser un edificio de 2 niveles, utilizando los datos de este estudio.

6.5. Fragilidad según la cantidad de niveles

Las curvas de fragilidad presentadas en las figuras 47 a 62, muestran el nivel de daño de cada modelo divididos por la resistencia a la compresión de los bloques de mampostería y la cantidad de niveles. En estas gráficas es evidente que la mayor fragilidad se encuentra en el caso de 3 niveles, mientras que los modelos con 1 nivel presentan un daño menor para el mismo índice “d/n”.

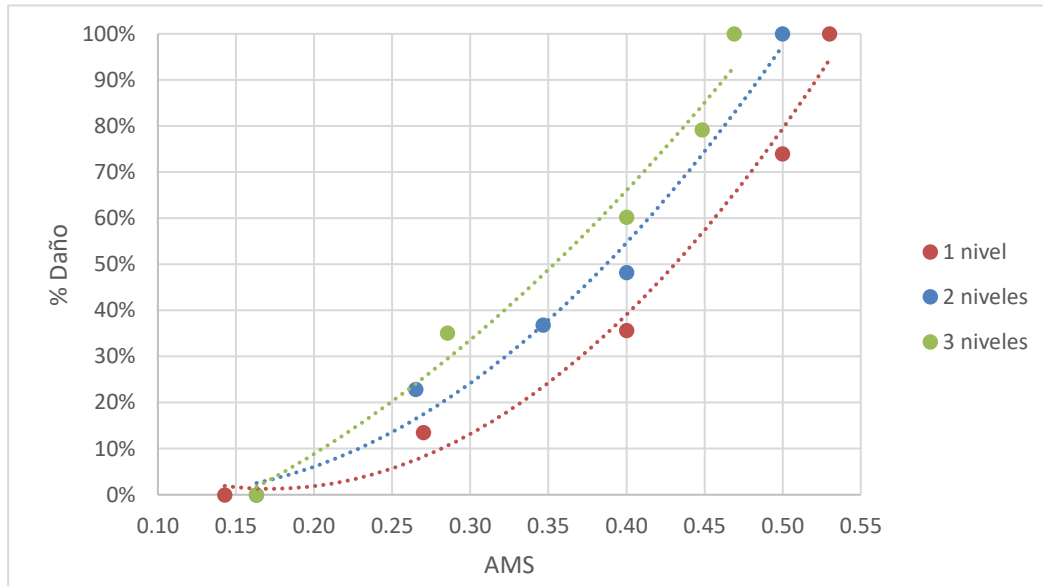
Esta característica es muy importante a la hora de evaluar estructuras existentes, ya que mientras más niveles posea un edificio mayor será el nivel de daño que pueda experimentar. Esto se vio reflejado en el sismo de San Marcos del año 2012, en donde las estructuras de 3 pisos o más tuvieron un peor comportamiento que las estructuras con menos pisos. Aunado a la mala calidad de los materiales encontrados en el departamento, es recomendable limitar la cantidad de pisos y evitar posibles colapsos.

Figura 69. Curvas de fragilidad por cantidad de niveles, $f'p=25\text{kg/cm}^2$ $d/n=1.16\%$



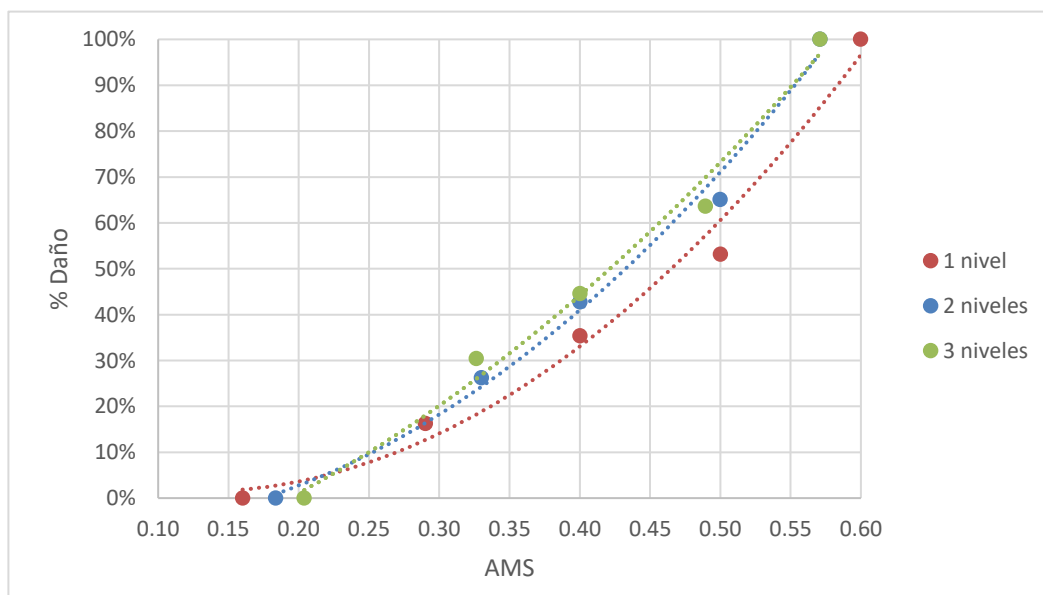
Fuente: elaboración propia.

Figura 70. Curvas de fragilidad por cantidad de niveles, $f'p=35\text{kg/cm}^2$, $d/n=1.16\%$



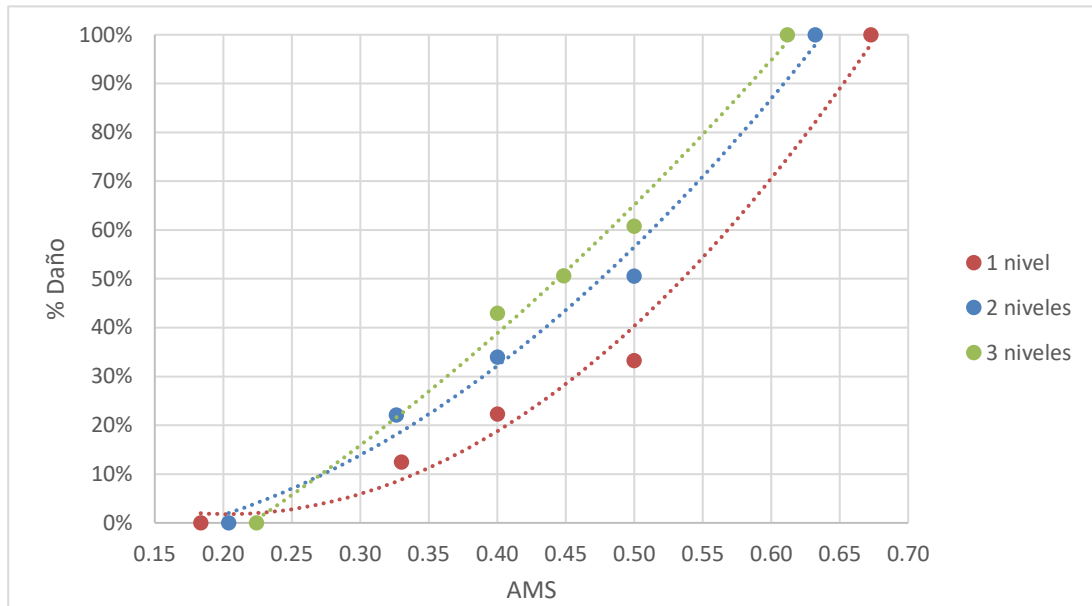
Fuente: elaboración propia.

Figura 71. Curvas de fragilidad por cantidad de niveles $f'p=75\text{kg/cm}^2$, $d/n=1.16\%$



Fuente: elaboración propia.

Figura 72. Curvas de fragilidad por cantidad de niveles $f'p=112\text{kg/cm}^2$, $d/n=1.16\%$



Fuente: elaboración propia.

En las figuras 69 a 72, se observa bien el aumento del daño con el aumento de la cantidad de niveles para un índice $d/n= 1.16 \%$, y este comportamiento se ve igual reflejado en el resto de densidades.

6.6. Comparación de resultados matemáticos con pruebas experimentales

Las curvas de fragilidad obtenidas mediante los modelos matemáticos de análisis lateral por cargas incrementales, indican la probabilidad de daño de un edificio de mampostería confinada con distintos niveles de densidad de muros y con distintos niveles de resistencia de los materiales. Estos resultados pueden ser contrastados con los resultados obtenidos experimentalmente, ya que las ecuaciones propuestas por Riahi (2007) para la creación de las curvas *Backbone* tienen como base pruebas de laboratorio.

Para hacer la comparación de las curvas de fragilidad obtenidas mediante los modelos matemáticos en SAP2000 y los valores experimentales se tomará la base de datos propuesta por Astroza & Schmidt (2004), en la cual se incluyen pruebas experimentales realizadas en Chile, México y Venezuela, cuyo comportamiento estuvo controlado por la falla de corte. Estos datos experimentales se encuentran tabulados en la tabla LXI.

Tabla LXI. **Distorsiones asociadas con los estados límites considerados para los muros de albañilería confinada**

Ficha	Autor	Denom	Tipo Unidad	τ_m	f'_m	Tensión		
				Kg/cm ²	kg/cm ²	Esbeltez	Armado H %	kg/cm ²
1	Herrera	A11	Máquina	8	122	1	0	0
2	Herrera	A12	Máquina	8	122	1	0	2.38
3	Herrera	A13	Máquina	8	122	1	0	4.76
4	Herrera	A14	Máquina	8	122	1	0	4.76
5	Herrera	A2	Máquina	8	122	1	0	2.38
6	Herrera	B11	Mano	2.35	S.I.	1	0	0
7	Herrera	B12	Mano	2.35	S.I.	1	0	4.76

Continúa tabla LXI.

Ficha	Autor	Denom	Tipo Unidad	τ m	f'm	Esbeltez	Armado H %	Tensión
				Kg/cm2	kg/cm2			kg/cm2
8	Herrera	B13	Mano	2.35	S.I.	1	0	4.76
9	Herrera	B14	Mano	2.35	S.I.	1	0	4.76
10	Herrera	B2	Mano	2.35	S.I.	1	0	2.38
11	Diez	MRG1	Máquina	10.56	137	1	0	0
12	Diez	MRG2	Máquina	10.56	137	1	0	0
13	Diez	MRE1	Máquina	10.56	137	2	0	0
14	Diez	MRE2	Máquina	10.56	137	2	0	0
15	Muñoz	C11	Concreto	7.1	91.7	1	0	4.17
16	Muñoz	C12	Concreto	7.07	124.1	1	0	4.17
17	Muñoz	C13	Concreto	7.1	152.3	1	0	4.17
18	Muñoz	C14	Concreto	7.1	152.3	1	0	0
19	Alcocer	N1	Maquina	16.4	149	1	0	4
20	Alcocer	N2	Maquina	16.1	172	1	0.05	4
21	Alcocer	N3	Maquina	12.1	162	1	0.05	4
22	Alcocer	N4	Maquina	7.5	158	1	0.19	4
23	Aguilar	M1	Mano	5.7	49	1	0.211	5
24	Aguilar	M2	Mano	3.9	37	1	0	5
25	Aguilar	M3	Mano	3.8	31	1	0.071	5
26	Aguilar	M4	Mano	4	38	1	0.19	5
27	Carrillo/Molina	Muro1	Mano	6.61	92.78	0.71	0	0
28	Carrillo/Molina	Muro2	Mano	6.61	92.78	0.71	0	9.28
29	Carrillo/Molina	Muro3	Mano	6.61	92.78	0.71	0	4.64
30	Carrillo/Molina	Muro4	Mano	6.61	92.78	1.13	0	6.96
31	Carrillo/Molina	Muro5	Mano	6.61	92.78	1.13	0	0
32	Carrillo/Molina	Muro6	Mano	6.61	92.78	1.13	0	13.92
33	Carrillo/Molina	Muro7	Mano	6.61	92.78	0.95	0	13.92
34	Carrillo/Molina	Muro8	Mano	6.61	92.78	0.95	0	0
35	Carrillo/Molina	Muro9	Mano	6.61	92.78	0.95	0	4.64
36	Carrillo/Molina	Muro10	Mano	6.61	92.78	0.95	0	0
37	Castilla	Muro1	Concreto	7.64	77.83	0.97	0	7.78
38	Castilla	Muro2	Concreto	7.64	77.83	0.97	0	3.89
39	Castilla	Muro3	Concreto	7.64	77.83	0.97	0	0
40	Castilla	Muro4	Concreto	7.64	77.83	0.97	0	5.84

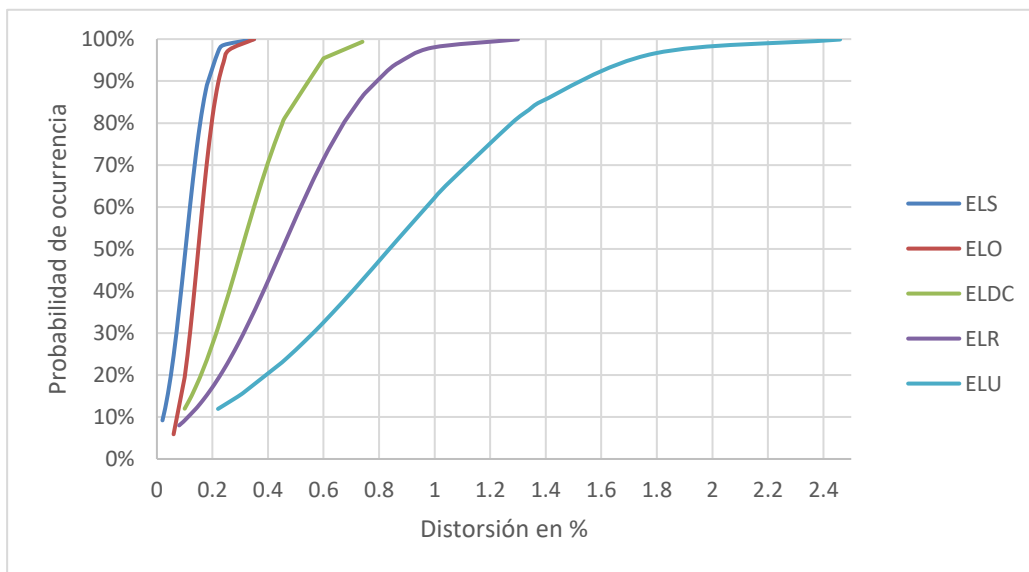
Continúa tabla LXI.

Ficha	Autor	Denom	Tipo Unidad	τ_m	f'_m	Esbeltez	Armado H %	Tensión
				Kg/cm ²	kg/cm ²			kg/cm ²
41	Castilla	Muro5	Concreto	7.64	77.83	0.74	0	0
42	Castilla	Muro6	Concreto	7.64	77.83	0.74	0	3.89
43	Castilla	Muro7	Concreto	7.64	77.83	1.26	0	7.78
44	Castilla	Muro8	Concreto	7.64	77.83	1.26	0	0
45	Castilla	Muro9	Concreto	7.64	77.83	1.26	0	3.89
46	Sanchez	WBW	Mano	10	53	-	0	5
47	Sanchez	W-W	Mano	10	48	-	0	5
48	Sanchez	WWW	Mano	10	53	-	0	5
49	Sanchez et al	WBW-B	Mano	8	45	-	0.091	5
50	Sanchez et al	WBW-E	Mano	7	70	-	0.091	5
51	Sanchez et al	Nivel 1	Mano	6	54	-	0	5
52	Sanchez et al	Nivel 2	Mano	6	54	-	0	5

S.I.: Sin información

Fuente: Astroza & Schmidt, 2004, pág. 64.

Figura 73. **Curvas de Fragilidad para estados límite, pruebas experimentales**

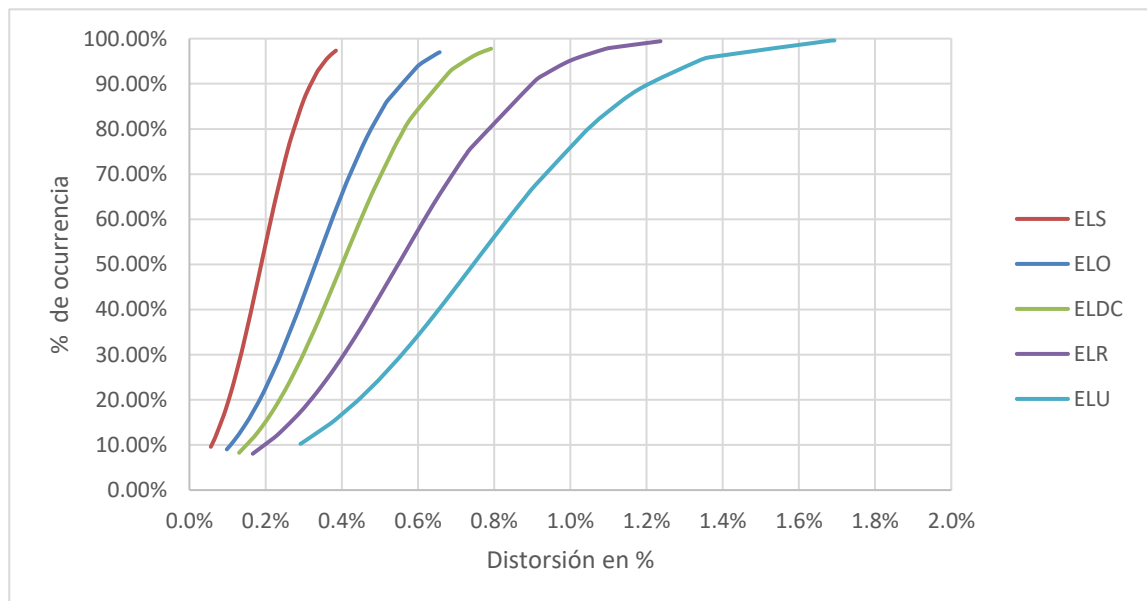


Fuente: Astroza & Schmidt, 2004, pág. 69.

En la figura 73 están graficadas las curvas de fragilidad correspondiente a los valores de la tabla LXI. En estas gráficas se observa la probabilidad de daño de los 52 especímenes probados experimentalmente en función de su distorsión lateral.

De igual manera, los datos de distorsión lateral obtenidos de los 36 modelos analizados en SAP2000 pueden graficarse, según cada nivel de daño y el porcentaje de ocurrencia por la distorsión lateral. A continuación, se presentan las curvas de fragilidad obtenidas en el presente análisis de vulnerabilidad para la MC en Guatemala:

Figura 74. Curvas de fragilidad para muros 1 a 36, porcentaje de deformación vs daño, MC en Guatemala



Fuente: elaboración propia.

Al comparar los resultados experimentales propuestos por Astroza & Schmidt (2004), obtenidos de 52 especímenes probados en laboratorio, con los resultados obtenidos de los 36 modelos analizados en SAP2000, se puede observar que en algunos niveles de daño la distorsión es mayor en las pruebas experimentales, en el presente estudio se utilizaron materiales y resistencias para los casos críticos que se pueden encontrar en Guatemala. Sin embargo, existe bastante correspondencia entre los resultados experimentales y los datos de modelos matemáticos, lo cual corrobora los resultados de esta tesis.

CONCLUSIONES

El nivel de vulnerabilidad de las estructuras de mampostería confinada (MC) en Guatemala es alto, debido principalmente al desordenado crecimiento de las ciudades y el nulo control gubernamental sobre la integridad estructural de las construcciones autorizadas. Aunado a esto, la mala calidad de los materiales disponibles en la mayoría de departamentos no cumple con los valores mínimos de las normas de fabricación, tal como se pudo comprobar en las pruebas de laboratorio que se hicieron luego del sismo de 2012 en San Marcos. Por estas razones, es importante que la ingeniería estructural del país tenga como uno de los proyectos fundamentales un análisis de riesgo sísmico que permita conocer el estado de la mayoría de edificaciones del país. Esta investigación propone el primer paso para lograr evaluar estructuras de mampostería confinada (MC) basándose en parámetros básicos medibles en campo, así relacionarlos con el daño probable que pueda tener ante la afectación de un sismo. De lo anterior, se extraen las siguientes conclusiones:

1. Las ecuaciones propuestas por Riahi (2007), presentan una herramienta útil para la implementación de un diseño por desempeño en edificios de MC. Los resultados obtenidos en este estudio en forma de curvas de fragilidad, correlacionan muy bien con el daño en terremotos recientes en Guatemala. Estas curvas fueron desarrolladas aplicando distintos niveles de resistencias de los bloques de mampostería y de densidades de muros por piso, las cuales se ven reflejadas en las figuras 47 a 62.

2. Los materiales de construcción disponibles en muchos lugares rurales de Guatemala vienen de fábricas artesanales con poco control de calidad sobre la resistencia de éstos. En San Marcos, la resistencia promedio de los bloques de mampostería, según un muestreo aleatorio fue de 30 kg/cm², lo que representaría un daño que varía entre un 60 % y el 100 % ante un sismo probable de 10 % en 50 años. (Ver tabla LVIII).
3. Los datos obtenidos de las curvas de fragilidad pueden simplificarse en parámetros empíricos que pueden ser medidos rápidamente por instituciones o personas que quieran evaluar un edificio de MC. En la tabla LVIII, se presenta un resumen del daño esperado en Guatemala ante un sismo de 10 % de probabilidad de retorno en 50 años para edificios de 1, 2 y 3 niveles, con 3 niveles de densidades y con 4 resistencias a la compresión en los bloques de concreto como elementos de mampostería.
4. La metodología propuesta por FEMA440 para encontrar el punto de desempeño puede aplicarse a sistemas con falla de tipo cortante como la MC. Estos sistemas por ser de comportamiento frágil tienden a tener desplazamientos inelásticos bajos, con un valor de 4.5cm para el nivel de desempeño ELR con el 100 % de daño del panel de mampostería.
5. Para estructuras nuevas, las densidades de muros medidos por medio del índice “d/n” no deberían ser menores a un 2 %, de esa manera se garantiza que la estructura no entrará en el rango inelástico, a través de la formación de grietas por corte y se logra compensar en cierta manera la deficiencia de los materiales disponibles en el lugar de construcción.

6. Las principales variables para medir la vulnerabilidad de un edificio de MC son la resistencia a compresión de los bloques de mampostería ($f'p$) y la densidad de muros que esta estructura posea (d/n). Los bloques con una resistencia menor de 75 kg/cm^2 tienden a tener una falla por compresión prematura con densidades menores a las mínimas indicadas en las normas NSE de AGIES (ver tabla XVIII).
7. El daño en una estructura de MC se tiende a concentrar en el primer nivel de los muros de carga, debido principalmente a la mayor deformación inelástica y carga axial que presentan estos pisos. Por lo tanto, es importante tomar en cuenta la irregularidad de piso débil para evitar un sistema de colapso del edificio.
8. Los resultados obtenidos de 36 modelos de MC con 4 resistencias a la compresión de los bloques de mampostería y 3 distintos niveles de densidad de muros, muestran una buena correlación con los daños observados, debido al sismo de 2012 que afectó la parte occidental de Guatemala. Por ejemplo, para una resistencia baja de 25 kg/cm^2 y una densidad de muros d/n de 0.65 % tendría un daño del 40 % con una aceleración del suelo de $0.20g$, lo cual, a falta de datos recabados posteriormente, se puede asumir como una buena aproximación a los casos reales que se presentaron posterior al terremoto.

RECOMENDACIONES

1. Utilizar elementos mampuestos de concreto con una resistencia a la compresión $f'p$ mayores a 75 kg/cm^2 (medido en área neta), para evitar la falla a compresión abrupta en edificios de 2 y 3 niveles de MC.
2. Al realizar un análisis no lineal, se sugiere mantenerse dentro de los parámetros propuestos en la tabla XI, para que las ecuaciones que determinan la curva de *Backbone* tengan mayor precisión con los resultados reales obtenidos en laboratorio.
3. Implementar un sistema de medición de parámetros básicos en las municipalidades del país para edificios de mampostería confinada, con el fin de minimizar el daño esperado en los edificios a construir. Entre estos parámetros está la medición de la densidad de muros “d/n” y la resistencia a compresión de los bloques de concreto.
4. Realizar un proyecto de laboratorio de carga lateral en muros de MC desarrollado en Guatemala, para obtener la relación de desplazamiento-daño con las características específicas de construcción en el país y la calidad de los materiales disponibles. Esto debido a que las ecuaciones presentadas en otros países que definen el comportamiento no lineal de la MC presentan una aproximación de los obtenidos en Guatemala.

5. Ampliar los resultados a una escala más grande, realizando más pruebas con diferentes cuantías de armado y resistencias a la fluencia mayores en futuras investigaciones, con el objetivo de tomar el caso crítico que pueda presentarse en Guatemala, dado que la presente investigación no consideró las variaciones en el acero longitudinal y transversal de los elementos de confinamiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AGIES. (2010). *Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala, NSE 7.4*. Guatemala.
2. AGIES. (2018). Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala. En *NSE 7.4, Diseño de Mampostería Reforzada*. Guatemala.
3. AGIES. (2018). Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala. En *NSE 1, Generalidades, Administración de las normas y supervisión técnica*. Guatemala.
4. AGIES. (2018). Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala. En *NSE 2, demandas estructurales, condiciones de sitio*. Guatemala.
5. AGIES. (2018). Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala. En *NSE 3, Diseño Estructural de Edificaciones*. Guatemala.
6. AGIES; EERI. (2013). *The November 7, 2012 M27.4 Guatemala Earthquake and its Implications for Disaster Reduction and Mitigation*. Guatemala.
7. Aguilar, D. (12 de octubre de 2017). *Sismos: Un riesgo latente para Guatemala y su maltrecha infraestructura*. Obtenido de <https://lahora.gt/sismos-riesgo-latente-guatemala-maltrecha-infraestructura/>
8. Ahmadi, F., Mavros, M., Klinger, R., Shing, B., & McLean, D. (Mayo de 2015). Displacement-Based Seismic Design for Reinforced Masonry Shear-Wall Structures. *Earthquake Spectra*, 31(2), 969-998.

9. Angel, A. (9 de noviembre de 2012). *Album de fotos de Facebook*. Obtenido de TERREMOTO EN SAN MARCOS: <https://www.facebook.com/photo.php?fbid=379848435423332&set=a.379571818784327&type=3&theater>
10. Angel, A. (9 de noviembre de 2012). *Album de fotos de Facebook*. Obtenido de TERREMOTO EN SAN MARCOS: <https://www.facebook.com/photo.php?fbid=379572288784280&set=a.379571818784327&type=3&theater>
11. Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC-40*. Redwood City, California: Journal Applied Technology Council Report No. SSc 96-01.
12. Arya, Boen, & Ishiyama. (2013). *Guidelines for Earthquake Resistant Non-Engineered Construction*. UNESCO.
13. Arzet, J. L. (19 de diciembre de 2012). *Album de fotos de Facebook*. Obtenido de ABUSOS DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO: <https://m.facebook.com/photo.php?fbid=4656026954164&id=1098032071&set=a.4656017353924>
14. Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). Capacidad de Deformación de Muros de Albañilería Confinada para distintos Niveles de Desempeño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 59-75.
15. Astroza, M., Moroni, M., & Kupfer, M. (1993). Calificación Sísmica de Edificios de Albañilería de Ladrillo Confinada con elementos de Hormigón Armado. *Proc. XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, 327-338.
16. Astroza, M., Moroni, M., Muñoz, M., & Pérez, F. (2005). Estudio de Vulnerabilidad de Edificios de Vivienda Social. *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica*. Concepción.

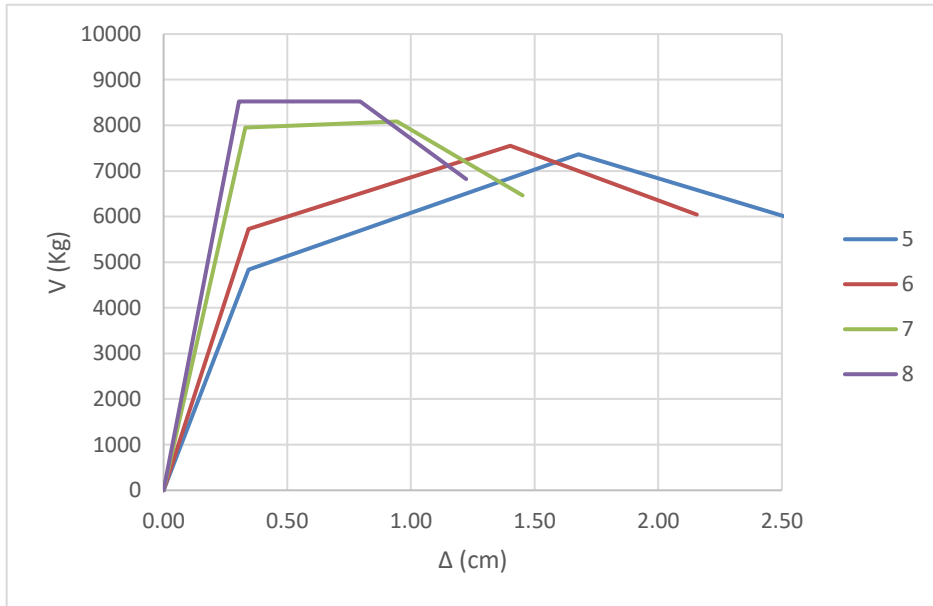
17. Barbat, A., Mena, U., & Yépez, F. (1998). Evaluación Probabilística de Riesgo Sísmico en Zonas Urbanas. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 247-268.
18. Bonelli, P. (1999). *Formato Propuesta para la norma NCh433 y comentarios*.
19. Build Change y Agies. (2019). *Manual de Evaluación Sísmica y Reforzamiento Simplificado de Viviendas en Mampostería de Block en Guatemala*.
20. COGUANOR, C. G. (2011). *NTG 41054*.
21. Díaz, B., & León, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada. Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
22. Distragsa, P. (22 de noviembre de 2012). *Album de fotos de Facebook*. Obtenido de AYUDA A SAN MARCOS 2012: <https://www.facebook.com/PapeleraDistragsa/photos/a.374621129295973/374622425962510/?type=3&theater>
23. FEMA. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure, FEMA 440*. California.
24. FHA. (2018). *Recomendaciones estructurales para viviendas*. Guatemala.
25. Gunes, O. (2015). Turkey's grand challenge: Disaster-proof building inventory within 20 years. En *Case Studies in Construction Materials* (págs. 18-34). Istanbul.
26. Hwang, H., & Huo, J. R. (1994). Generation of Hazard-Consistent Fragility Curves. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 345-354.

27. ICCG. (2012). *Muestreo resistencia blocks artesanales, departamento de San Marcos*.
28. INE, I. N. (2013). *Caracterización Departamental, San Marcos 2012*. Guatemala.
29. INSIVUMEH. (2014). *Sismo de MAgnitud Mw 7.4 del 7 de noviembre del año 20120*. Guatemala.
30. INSIVUMEH. (2016). *Sismología en Guatemala*. Guatemala.
31. Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2003). An experimental confirmation of the equal displacement rule for RC structural walls. *Concrete Structures in Seismic Regions*, (pág. 1). Athens.
32. Monzón, H. (2014). *Manual de diseño sismo-resistente simplificado, mampostería de block de concreto*. Guatemala.
33. Moroni, M., Astroza, M., & Mesias, P. (1996). Displacement Capacity and Required Story Drift in Confined Masonry Buildings. *11th World Conference on Earthquake Eingingering, Paper No 1059*. Acapulco.
34. Murty, C. (2005). IITK-BMTPC Earthquake Tips: Learning Earthquake Design and Construction. Kanpur, India: National Information Centre of Earthquake Engineering. Obtenido de www.nicee.org
35. Quintana, O. (2008). *La Composición Arquitectónica y la Conservación de las Edificaciones Monumentales del Noreste de Petén*. Valencia, España: Universidad de Valencia.
36. Riahi, Z. (2007). *Backbone Model for Confined Masonry Walls for Performance Based Sesimic Design*. University of British Columbia, Vancouver.

37. Riahi, Z., Elwood, K., & Alcocer, S. (2009). Backbone Model for Confined Masonry Walls for Performance Based Seismic Design. *Journal of Structural Engineering*, 135, 644-654.
39. Ruiz, J., & Negrete, M. (2007). *Evaluación Sísmica de Estructuras de Mampostería Confinada Basada en su Desempeño Estructural*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo.
39. Smith, K., & Petley, D. (2001). *Environmental Hazards: Assessing Risk and Reducing Disaster*. New York.
40. Tena-Colunga, A. (2004). Enseñanzas Principales durante Sismos Recientes. *II Seminario de Reaseguro Facultativo "Terremoto y Huracán"*, (págs. 51-87). DF, México.
41. Terán, A., Zuñiga, O., y Ruiz, J. (2009). Displacement-Based Seismic Assessment of Low-Height Confined Masonry Buildings. *Earthquake Spectra*, 439-464.
42. Velásquez, J., & Blondet, M. (2005). Estimación de Pérdidas Sísmicas mediante Curvas de Fragilidad Analíticas.
43. Villagran, J. (2008). *Riesgo Sísmico en el sector vivienda de Guatemala*. Aportes para el Desarrollo Sostenible, CIMDEN-VILLATEK.
44. Zuñiga, O., y Terán, A. (2008). Evaluación Basada en Desplazamientos de Edificaciones de Mampostería Confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 79, 25-48.

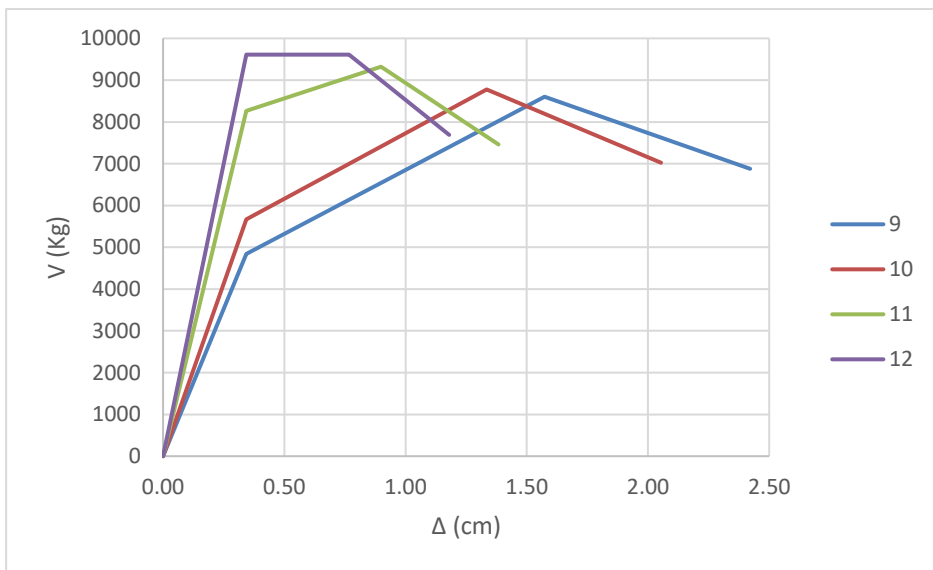
ANEXO I: Curvas de *Backbone*, modelos 5 a 36

Figura 75. **Curvas *Backbone* modelos 5 a 8**



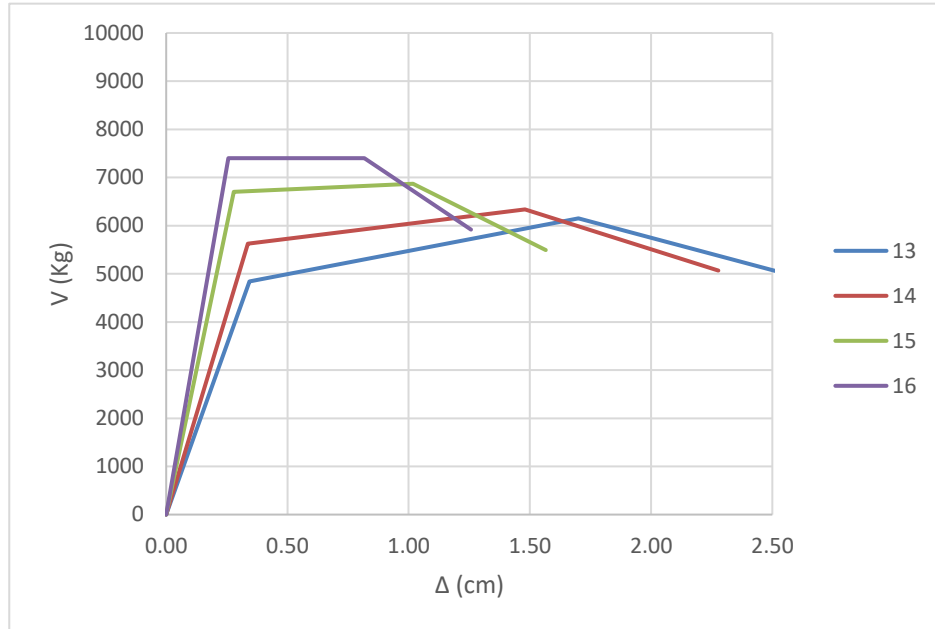
Fuente: elaboración propia.

Figura 76. **Curvas *Backbone* modelos 9 a 12**



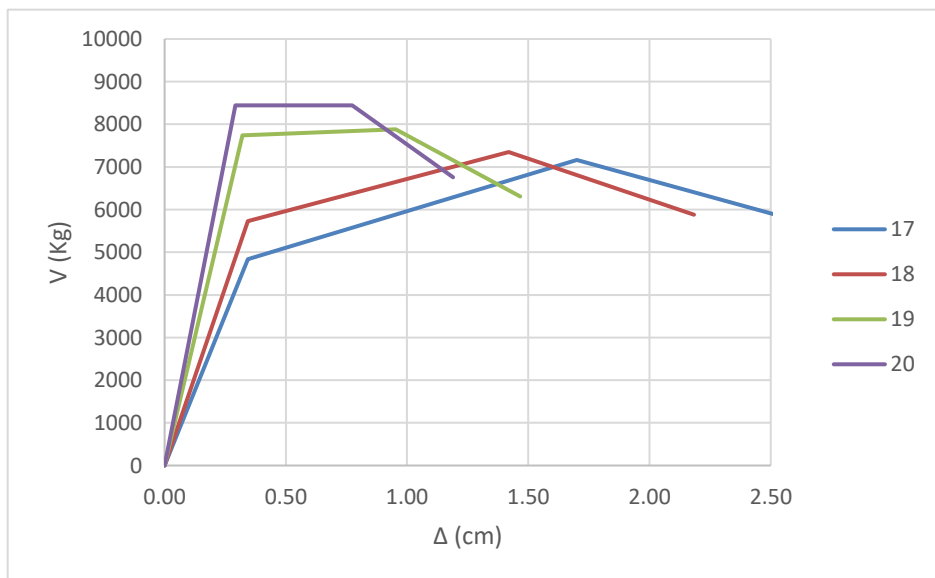
Fuente: elaboración propia.

Figura 77. **Curvas *Backbone* modelos 13 a 16**



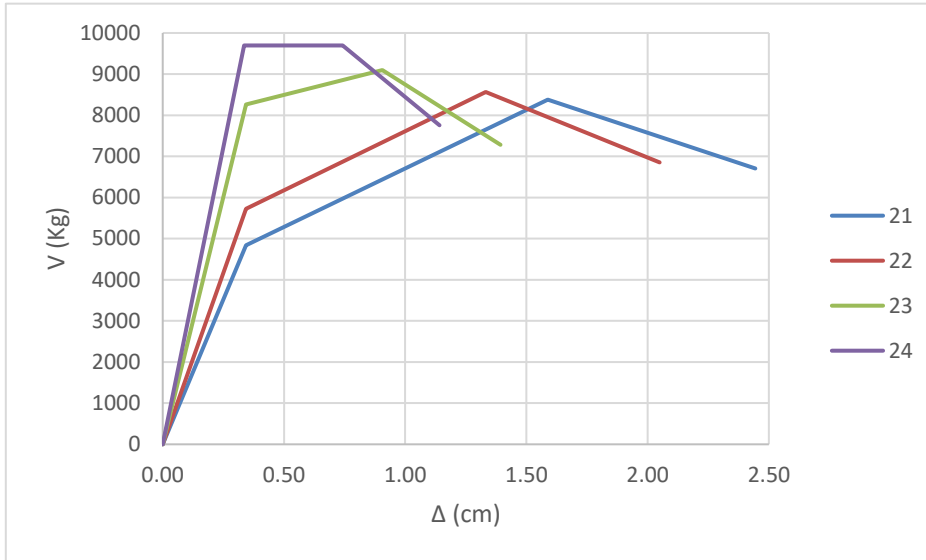
Fuente: elaboración propia.

Figura 78. **Curvas *Backbone* modelos 17 a 20**



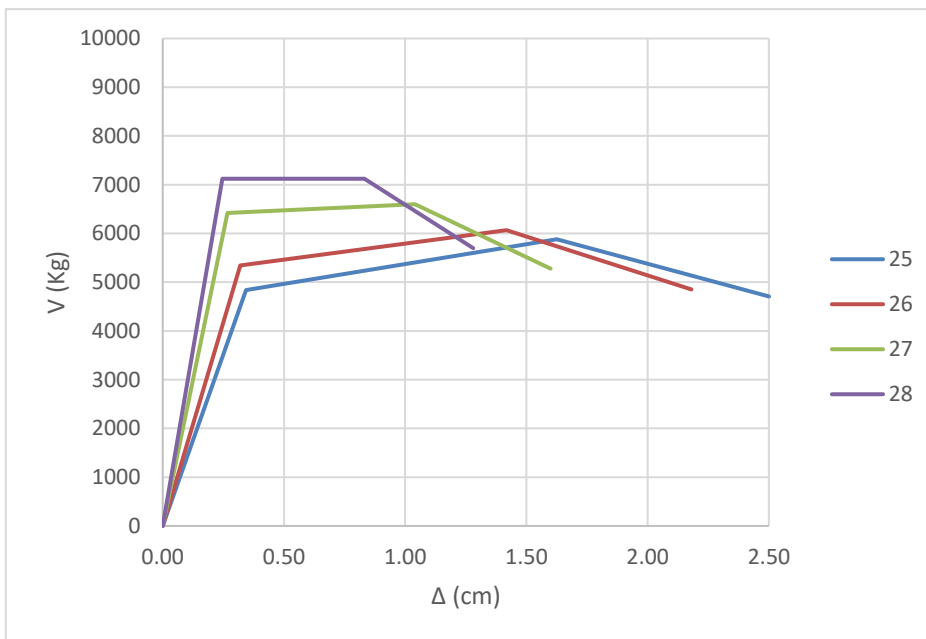
Fuente: elaboración propia.

Figura 79. **Curvas *Backbone* modelos 21 a 24**



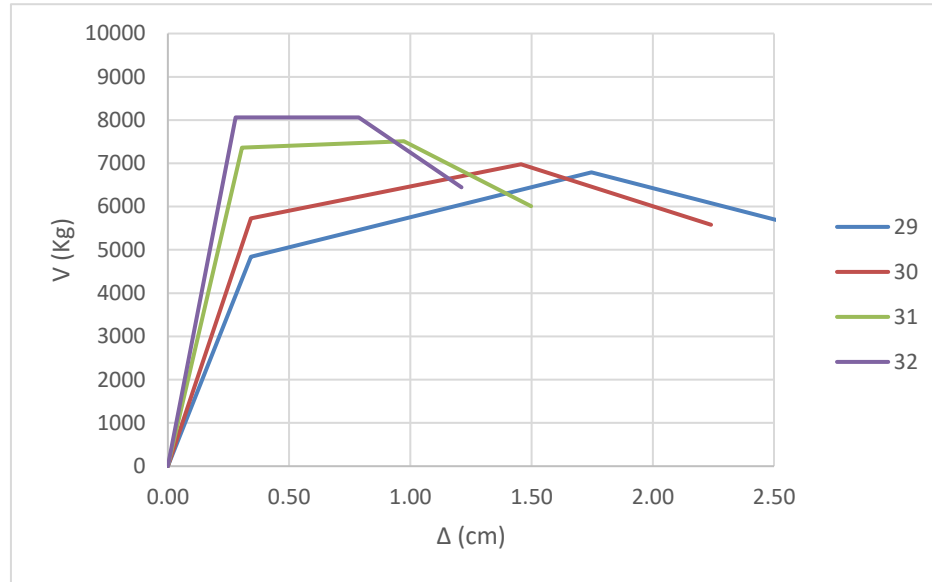
Fuente: elaboración propia.

Figura 80. **Curvas *Backbone* modelos 25 a 28**



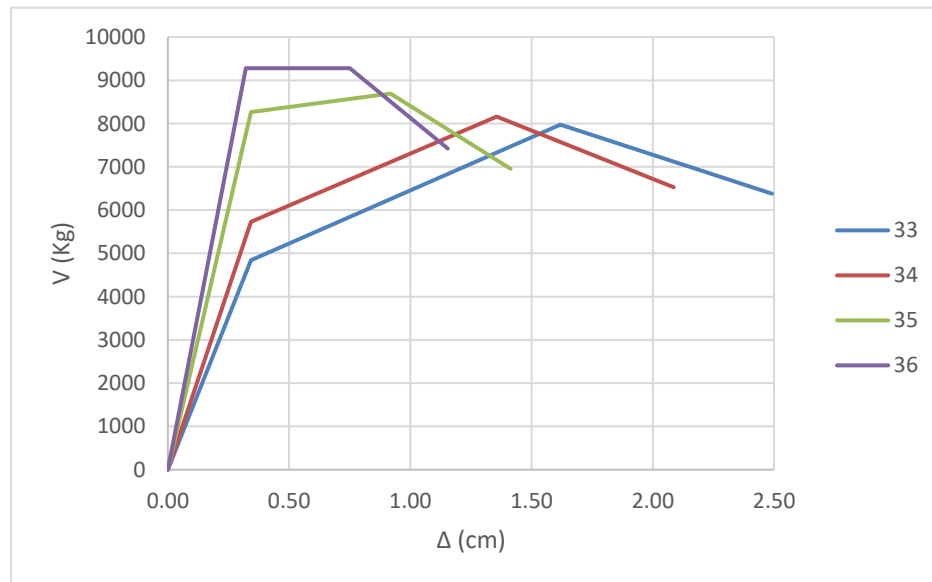
Fuente: elaboración propia.

Figura 81. **Curvas *Backbone* modelos 29 a 32**



Fuente: elaboración propia.

Figura 82. **Curvas *Backbone* modelos 33 a 36**



Fuente: elaboración propia.