

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL  
DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN  
VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE  
SUELO-CEMENTO”**

PRESENTADO POR:

**ANA VICTORIA GUERRA LEÓN**

**DIMAS ODUL SERRANO ORTIZ**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE 2018

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

**RECTOR:**

**MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO**

**SECRETARIO GENERAL:**

**MSc. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**DECANO:**

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCON SANDOVAL**

**SECRETARIO:**

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DIRECTOR:**

**ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título:

**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL  
DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN  
VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE  
SUELO-CEMENTO”**

Presentado por:

**ANA VICTORIA GUERRA LEÓN**

**DIMAS ODUL SERRANO ORTIZ**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

**MSc. ING. NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES**

SAN SALVADOR, OCTUBRE 2018

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

**MSc. ING. NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES**

## **AGRADECIMIENTOS**

Al ingeniero Nicolás Guevara, docente director, por su apoyo en las diferentes fases de la investigación y por la transmisión de conocimientos necesarios para nuestra formación profesional.

Al departamento de Mecánica Estructural de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, por el préstamo de los strain gauges en el tiempo necesario para el avance de la investigación.

A la Fundación Salvadoreña De Desarrollo Y Vivienda Mínima (FUNDASAL), por haber donado las unidades de mampostería de suelo-cemento empleadas en la presente investigación, además por haber puesto a disposición el laboratorio del Centro de Tecnologías Constructivas (CTC-FUNDASAL) para la ejecución de algunos de los ensayos realizados en los materiales.

Al Laboratorio de Suelos y Materiales Ingeniero Mario Ángel Guzmán Urbina, Ing. Evelio López y Tec. Carlos Morataya por su colaboración en los ensayos de materiales, prismas de mampostería y modelos de pared.

A los compañeros que ayudaron con el montaje y ensayo de los modelos de pared: José Echeverría, Gerardo Mena, Víctor Tobar, Miguel Anzora, Alberto Guardado e Ismael Romero.

**El Grupo**

## **DEDICATORIA**

A mis padres, Gerardo Guerra y Ana Julia León, por todo su esfuerzo y paciencia, por guiarme a lo largo de mi vida y por ser el pilar fundamental para culminar una etapa más en mi formación académica; gracias por su incondicional apoyo.

A mis hermanos, por el tiempo junto a mí, en especial, el transcurrido a lo largo de los años de universidad, gracias por su confianza y afecto.

A mis abuelos, que siempre han creído en mí, gracias por sus palabras de aliento y sus consejos.

A mi amigo y compañero de tesis, Dimas Serrano, sin cuyo apoyo no habría sido posible finalizar este trabajo de graduación.

A todas las personas que he conocido en esta etapa académica, y que me brindaron su amistad y apoyo desinteresado, gracias por hacer de estos años una gran experiencia, y porque junto a ustedes el camino se volvió menos difícil.

**Ana Victoria Guerra León**

## **DEDICATORIA**

A mi abuelo Manuel Ortiz, de quien aprendí la importancia de la observación y la medición, del conocimiento y del estudio, de la humildad y del trabajo. Estoy seguro que, desde la eternidad, él lo celebra conmigo.

A mi madre Lucía Ortiz, mi guía y mi apoyo, la mujer que me dio la vida y a quien le debo todo lo que ahora soy; por estar siempre a mi lado a pesar de las distancias geográficas y por creer siempre en mí.

A mi novia Yaneth Menjívar, por su cariño y comprensión, por acompañarme en cada decisión y en cada instante de mi vida, por compartir mis metas y anhelos y por ser un faro para llegar a ellos.

A Vilma Díaz, quien fue un apoyo trascendental en algunas de las etapas más difíciles de mi formación, por tu apoyo incondicional y por la motivación que siempre me brindaste para seguir adelante.

A mi compañera de tesis Victoria Guerra, de quien cada día aprendo algo nuevo.

A mi familia: mi abuela Margarita Ortiz, mis tías Tránsito, Reina, Carmen, Irma y Victoria; a Verónica y mis demás primos.

A mis amigos: Carlos Guzmán, Gerson Molina, Josué Portillo, Oswaldo Escobar, Belarmino Delgado, Carlos Hernández y Evelin Rivas.

**Dimas Odul Serrano Ortiz**

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	XXII
SIGLAS .....	XXIII
NOMENCLATURA.....	XXIV
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	2
1.1.    Antecedentes .....	2
1.1.1. Sismología .....	2
1.1.2. Normativas.....	9
1.1.3. Estudios realizados .....	12
1.2.    Planteamiento del problema.....	16
1.3.    Objetivos .....	18
1.3.1. Objetivo general: .....	18
1.3.2. Objetivos específicos: .....	18
1.4.    Alcances .....	19
1.5.    Limitaciones .....	20
1.6.    Justificación.....	20
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO .....	25
2.1.    Sistemas de mampostería.....	25
2.1.1. Paredes de mampostería confinada.....	26
2.2.    Propiedades mecánicas de los materiales .....	27
2.2.1. Comportamiento mecánico de las unidades de suelo-cemento.....	28
2.2.2. Comportamiento mecánico del mortero.....	29



2.3.	Comportamiento mecánico de la mampostería confinada .....	29
2.3.1.	Comportamiento mecánico de la mampostería a compresión simple ....	30
2.3.2.	Comportamiento mecánico de la mampostería a tensión diagonal.....	32
2.4.	Comportamiento de paredes de mampostería.....	35
2.4.1.	Curva carga-deformación de la mampostería bajo efecto de cargas laterales .....	36
2.4.2.	Estado límite elástico .....	38
2.4.3.	Estado de resistencia máxima.....	41
2.4.4.	Estado último .....	42
2.5.	Modos de falla de paredes de mampostería confinada .....	43
2.5.1.	Falla por deslizamiento .....	43
2.5.2.	Falla por compresión.....	44
2.5.3.	Falla por flexión.....	44
2.5.4.	Falla por cortante .....	45
2.6.	Daño sísmico .....	46
2.6.1.	Nivel de desempeño sísmico.....	46
CAPÍTULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAYOS A PAREDES.....		51
3.1.	Descripción de los modelos.....	51
3.1.1.	Dimensiones de las paredes de mampostería confinada .....	51
3.1.2.	Refuerzo de las paredes de mampostería confinada.....	53
3.2.	Construcción de los modelos .....	55
3.2.1.	Colocación de strain gauges en el acero longitudinal .....	55
3.2.2.	Construcción de las soleras de fundación .....	58
3.2.3.	Pegado de los ladrillos de suelo-cemento .....	60
3.2.4.	Colado de los nervios.....	63

3.2.5.	Colado de las soleras de coronamiento.....	63
3.3.	Ensayos realizados a los materiales .....	64
3.3.1.	Agregados pétreos.....	64
3.3.2.	Concreto .....	67
3.3.3.	Mortero.....	68
3.3.4.	Unidades de mampostería .....	69
3.3.5.	Acero de refuerzo.....	70
3.4.	Ensayo de compresión simple en prismas .....	70
3.4.1.	Resultados de ensayos de compresión simple de prismas.....	72
3.5.	Ensayo de compresión diagonal en prismas .....	80
3.5.1.	Resultados de ensayos de compresión diagonal en prismas .....	81
3.6.	Cálculos para modelo trilineal .....	86
3.6.1.	Cálculos para el estado límite elástico.....	86
3.6.2.	Cálculos para el estado de resistencia máxima.....	87
3.6.3.	Cálculos para el estado último .....	88
3.7.	Metodología para el ensayo de los modelos .....	91
3.7.1.	Instrumentación de los modelos.....	92
3.7.2.	Aplicación de la carga .....	96
3.7.3.	Adquisición de datos .....	96
CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS.....		98
4.1.	Definición de parámetros.....	98
4.1.1.	Relaciones carga-desplazamiento.....	98
4.1.2.	Histéresis y distorsión .....	99
4.1.3.	Rotación y curvatura .....	100

4.1.4.	Componentes de la distorsión .....	102
4.2.	Ensayo de modelo MC-SC1 .....	104
4.2.1.	Historia real de carga .....	104
4.2.2.	Historia real de distorsión .....	105
4.2.3.	Evolución del daño .....	106
4.2.4.	Comportamiento histerético.....	111
4.2.5.	Rotación.....	114
4.2.6.	Deformaciones angulares.....	115
4.2.7.	Comportamiento detallado .....	116
4.3.	Ensayo de modelo MC-SC2 .....	118
4.3.1.	Historia real de carga .....	118
4.3.2.	Historia real de distorsión .....	119
4.3.3.	Evolución del daño .....	119
4.3.4.	Comportamiento histerético.....	124
4.3.5.	Rotación.....	127
4.3.6.	Deformaciones angulares.....	128
4.3.7.	Comportamiento detallado .....	129
4.4.	Determinación de la rigidez .....	131
4.4.1.	Rigidez a flexión aportada por el marco de concreto y rigidez a cortante por la mampostería .....	132
4.4.2.	Considerando la separación del marco y la mampostería .....	133
4.5.	Degradación de la rigidez.....	134
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS .....		146
5.1.	Recapitulación.....	146
5.2.	Comportamiento real vs comportamiento teorizado.....	147

5.3.	Historias reales de carga y distorsión .....	148
5.4.	Comportamiento histerético.....	149
5.5.	Rotación.....	154
5.6.	Curvatura .....	157
5.7.	Deformación angular .....	158
5.8.	Degradación de la rigidez.....	160
5.8.1.	Rigidez equivalente .....	160
5.8.2.	Rigidez de ciclo .....	163
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		167
6.1.	Conclusiones.....	167
6.1.1.	Materiales .....	167
6.1.2.	Ensayos a paredes.....	168
6.2.	Recomendaciones.....	179
ANEXOS .....		182
BIBLIOGRAFÍA.....		202

## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO 1

Figura 1.1: Principales zonas de actividad sísmica en El Salvador. ....	2
Figura 1.2: Sistemas de fallas asociadas a la formación y evolución del Graben Central en El Salvador. ....	3
Figura 1.3: Marco tectónico regional, configuración de las placas tectónicas en El Salvador y cadena volcánica .....	4
Figura 1.4: Casa de habitación en ruinas debido al sismo de junio de 1917 .....	7
Figura 1.5: Viviendas particulares ocupadas, según material predominante en las paredes. Censos de 1971, 1992 y 2007 .....	9
Figura 1.6: Organigrama del reglamento .....	11
Figura 1.7: Ladrillos producidos para la primera etapa del proyecto TAISHIN .....	14
Figura 1.8: Prismas a ser ensayados en primera etapa del proyecto TAISHIN .....	14
Figura 1.9: Ensayos con carga paralela al plano realizado durante la segunda etapa del proyecto TAISHIN.....	15

### CAPÍTULO 2

Figura 2.1: Criterios de diseño que deben cumplir las paredes de mampostería confinada.....	27
Figura 2.2: Ensayos realizados al ladrillo de suelo-cemento.....	28
Figura 2.3: Ensayo de compresión simple .....	30
Figura 2.4: Esfuerzos de compresión y tensión actuantes .....	31
Figura 2.5: Falla por tracción lateral.....	32
Figura 2.6: Prisma para ensayo de tensión diagonal .....	33
Figura 2.7: Transductores de desplazamiento para prismas a tensión diagonal .....	34

Figura 2.8: Tipos de fallas en prismas a tensión diagonal.....	34
Figura 2.9: Curva trilineal propuesta por Meli.....	36
Figura 2.10: Curva trilineal que idealiza el comportamiento de la mampostería.....	37
Figura 2.11: Falla por deslizamiento .....	44
Figura 2.12: Falla por compresión .....	44
Figura 2.13: Falla por flexión .....	45
Figura 2.14: Falla por cortante .....	46

### **CAPÍTULO 3**

Figura 3.1: Altura y longitud de los modelos de pared .....	51
Figura 3.2: Vistas en planta y frontal de la solera de fundación .....	52
Figura 3.3: Dimensiones de los nervios y soleras .....	52
Figura 3.4: Vista frontal y en planta de solera de coronamiento.....	53
Figura 3.5: Refuerzo de las soleras de fundación .....	53
Figura 3.6: Refuerzo de las soleras de coronamiento .....	54
Figura 3.7: Refuerzo transversal de los nervios .....	54
Figura 3.8: Preparación de la superficie.....	55
Figura 3.9: Acabado de la superficie.....	56
Figura 3.10: Limpieza de la superficie.....	56
Figura 3.11: Aplicación del adhesivo instantáneo .....	57
Figura 3.12: Impermeabilización del strain gauge .....	57
Figura 3.13: Impermeabilización del strain gauge .....	58
Figura 3.14: Moldes metálicos para las soleras de fundación .....	58

Figura 3.15: Tubos de PVC en el acero de refuerzo .....	59
Figura 3.16: Armaduras para los nervios .....	59
Figura 3.17: Mezcla del concreto .....	60
Figura 3.18: Colado de las soleras .....	60
Figura 3.19: Preparación de los ladrillos de suelo-cemento .....	60
Figura 3.20: Colocación de la primera hilada de ladrillos .....	61
Figura 3.21: Pegado de los ladrillos .....	61
Figura 3.22: Prismas de compresión simple .....	62
Figura 3.23: Prismas de compresión diagonal .....	62
Figura 3.24: Encofrado de los nervios.....	63
Figura 3.25: Fracciones de agregado fino retenidas en cada tamiz .....	65
Figura 3.26: Reducción de muestra de agregado grueso a tamaño de ensayo.....	65
Figura 3.27: Comparación del color de la mezcla según ASTM C40 .....	65
Figura 3.28: Enrasado de recipiente para determinación de densidad Bulk.....	66
Figura 3.29: Toma de temperatura a bachada de prueba .....	68
Figura 3.30: Ensayo de revenimiento en bachada de prueba .....	68
Figura 3.31: Ensayo de compresión simple en prismas .....	71
Figura 3.32: Arreglo de los prismas para el ensayo de compresión simple .....	72
Figura 3.33: PCS-1 .....	74
Figura 3.34: PCS-2.....	76
Figura 3.35: PCS-3.....	77
Figura 3.36: Prisma para ensayo de compresión diagonal.....	80
Figura 3.37: Arreglo de los transductores de desplazamiento.....	81

Figura 3.38: Caras este y oeste de un prisma de compresión diagonal .....	82
Figura 3.39: Esquema PCD-1 .....	84
Figura 3.40: Esquema general del montaje de los modelos en el marco de carga.....	91
Figura 3.41: Ubicación de Strain Gauges vista Oeste .....	92
Figura 3.42: Ubicación de Strain Gauges vista Este .....	92
Figura 3.43: Ubicación de CDP vista Oeste.....	94
Figura 3.44: Ubicación de CDP vista Este.....	95

#### **CAPÍTULO 4**

Figura 4.1: Esquema para el cálculo de la distorsión .....	100
Figura 4.2: Esquema de transductores para el cálculo de la rotación .....	101
Figura 4.3: Esquema para el cálculo de la deformación angular .....	104
Figura 4.4: Primer agrietamiento vistas Norte y Este, modelo MC-SC1 .....	107
Figura 4.5: Primer agrietamiento vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC1 .....	108
Figura 4.6: Agrietamiento diagonal vistas Norte y Este, modelo MC-SC1 .....	109
Figura 4.7: Agrietamiento diagonal vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC1.....	109
Figura 4.8: Estado final del daño vistas Norte y Este, modelo MC-SC1 .....	110
Figura 4.9: Estado final del daño en las vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC1 .....	111
Figura 4.10: Gráficas carga-deformación de refuerzo en nervios modelo MC-SC1....	117
Figura 4.11: Primer agrietamiento vistas Norte y Este, modelo MC-SC2 .....	120
Figura 4.12: Primer agrietamiento vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC2 .....	121
Figura 4.13: Agrietamiento diagonal vistas Norte y Este, modelo MC-SC2.....	122
Figura 4.14: Agrietamiento diagonal vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC2.....	122



Figura 4.15: Estado final del daño vistas Norte y Este, modelo MC-SC2 .....	123
Figura 4.16: Estado final del daño vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC2.....	124
Figura 4.17: Gráficas carga-deformación de refuerzo de nervios modelo MC-SC2....	130
Figura 4.18: Rigidez de ciclo.....	135

## **CAPÍTULO 6**

Figura 6.1: Agrietamiento diagonal del modelo MC-SC1.....	175
Figura 6.2: Agrietamiento diagonal en el modelo MC-SC2.....	176
Figura 6.3: Estado final del daño del modelo MC-SC1.....	177
Figura 6.4: Estado final del daño del modelo MC-SC2.....	178

## **ÍNDICE DE TABLAS**

### **CAPÍTULO 1**

Tabla 1.1: Cronología de sismos destructivos.....	6
Tabla 1.2: Viviendas destruidas y afectadas tras eventos sísmicos .....	7

### **CAPÍTULO 2**

Tabla 2.1: Valores de ductilidad para paredes de mampostería.....	43
---	----

### **CAPÍTULO 3**

Tabla 3.1: Propiedades de los agregados pétreos .....	67
Tabla 3.2: Dosificación de mezcla obtenida con el método ACI 211.1 .....	67
Tabla 3.3: Resultados de revenimiento y resistencia a la compresión .....	68

Tabla 3.4: Compresión de cubos de mortero con diferentes dosificaciones .....	69
Tabla 3.5: Resumen de datos ensayo de tensión en barras de acero.....	70
Tabla 3.6: Factores correctivos por esbeltez de los prismas .....	71
Tabla 3.7: Datos PCS-1 .....	73
Tabla 3.8: Datos de ensayo PCS-2.....	75
Tabla 3.9: Datos de ensayo PCS-3.....	76
Tabla 3.10: Resumen de ensayo de compresión simple en prismas de mampostería .	79
Tabla 3.11: Datos PCD-1 .....	84
Tabla 3.12: Módulo de rigidez de la mampostería PCD-1 .....	84
Tabla 3.13: Resultados de ensayos de compresión diagonal del proyecto TAISHIN ...	85
Tabla 3.14: Puntos requeridos para el trazo del modelo trilineal .....	89
Tabla 3.15: Identificación de Strain Gauges ubicados en cada modelo .....	93
Tabla 3.16: identificación de CDP vista Oeste. ....	94
Tabla 3.17: identificación de CDP vista Este.....	95

#### **CAPÍTULO 4**

Tabla 4.1: Nomenclatura de los modelos de pared .....	98
Tabla 4.2: Rigidez de ciclo impar modelo MC-SC1 .....	137
Tabla 4.3: Rigidez de ciclo par modelo MC-SC1 .....	137
Tabla 4.4: Rigidez de ciclo impar del modelo MC-SC2 .....	139
Tabla 4.5: Rigidez de ciclo par para el modelo MC-SC2 .....	139
Tabla 4.6: Rigidez de ciclo impar para el modelo MC-SC1 .....	142
Tabla 4.7: Rigidez de ciclo impar del modelo MC-SC2 .....	143

## **CAPÍTULO 5**

Tabla 5.1 Cargas y desplazamientos teóricos del modelo trilineal de Tomazevic .....	147
Tabla 5.2: Cargas y desplazamientos experimentales .....	147
Tabla 5.3: Cargas y distorsiones de agrietamiento .....	149

## **ÍNDICE DE GRÁFICOS**

### **CAPÍTULO 3**

Gráfico 3.1: Esfuerzo vs. Deformación PCS-1 .....	74
Gráfico 3.2: Esfuerzo vs. Deformación PCS-2 .....	75
Gráfico 3.3: Esfuerzo vs. Deformación PCS-3 .....	77
Gráfico 3.4: Gráfico Esfuerzo-Deformación unitaria de los tres prismas .....	78
Gráfico 3.5: Esfuerzo cortante vs. Deformación angular PCD-1.....	83
Gráfico 3.6: Envolvente de resistencia teórica .....	90

### **CAPÍTULO 4**

Gráfico 4.1: Historia real de carga del modelo MC-SC1 .....	105
Gráfico 4.2: Historia real de distorsión MC-SC1 .....	106
Gráfico 4.3: Carga-distorsión modelo MC-SC1 .....	112
Gráfico 4.4: Envolvente de carga-distorsión modelo MC-SC1.....	112
Gráfico 4.5: Esfuerzo cortante-distorsión modelo MC-SC1 .....	113
Gráfico 4.6: Envolvente esfuerzo cortante-distorsión, modelo MC-SC1 .....	113
Gráfico 4.7: Rotación de la vista Este, modelo MC-SC1 .....	114

Gráfico 4.8: Rotación vista Oeste, modelo MC-SC1 .....	114
Gráfico 4.9: Deformación angular vista Este, modelo MC-SC1 .....	115
Gráfico 4.10: Deformación angular vista Oeste, modelo MC-SC1 .....	116
Gráfico 4.11: Historia real de carga del modelo MC-SC2 .....	118
Gráfico 4.12: Historia real de distorsión del modelo MC-SC2 .....	119
Gráfico 4.13: Carga-distorsión, modelo MC-SC2 .....	125
Gráfico 4.14: Envolvente carga-distorsión, modelo MC-SC2 .....	125
Gráfico 4.15: Esfuerzo cortante-distorsión modelo MC-SC2 .....	126
Gráfico 4.16: Envolvente esfuerzo cortante-distorsión, modelo MC-SC2 .....	126
Gráfico 4.17: Rotación vista Este, modelo MC-SC2 .....	127
Gráfico 4.18: Rotación vista Oeste, modelo MC-SC2 .....	128
Gráfico 4.19: Deformación angular vista Este, modelo MC-SC2 .....	128
Gráfico 4.20: Deformación angular vista Oeste, modelo MC-SC2 .....	129
Gráfico 4.21: Degradación de la rigidez de ciclo de modelo MC-SC1 .....	138
Gráfico 4.22: Degradación de la rigidez de modelo MC-SC2 .....	140
Gráfico 4.23: Degradación de la rigidez del modelo MC-SC1 .....	142
Gráfico 4.24: Degradación de la rigidez del modelo MC-SC2 .....	144

## **CAPÍTULO 5**

Gráfico 5.1: Comparación de modelo trilineal contra resultados experimentales .....	148
Gráfico 5.2: Carga-Distorsión de modelos SPC, MC-SC1 y MC-SC2 .....	150
Gráfico 5.3: Envoltentes de carga – distorsión SPC / MC–SC1 / MC–SC2 .....	151
Gráfico 5.4: Esfuerzo cortante-Distorsión .....	152

Gráfico 5.5: Envolventes de Esfuerzo cortante - Distorsión .....	153
Gráfico 5.6: Carga-Desplazamiento .....	154
Gráfico 5.7: Rotación SPC y MC-SC1 .....	155
Gráfico 5.8: Rotación SPC-MC-SC2 .....	156
Gráfico 5.9: Curvatura SPC y MC-SC2 .....	157
Gráfico 5.10: Curvatura SPC y MC-SC2 .....	158
Gráfico 5.11: Deformación angular SPC y MC-SC1 .....	159
Gráfico 5.12: Deformación angular SPC y MC-SC2GRA .....	160
Gráfico 5.13: Degradación de la rigidez por rigidez equivalente de los modelos del proyecto TAISHIN.....	161
Gráfico 5.14: Degradación de rigidez por rigidez equivalente del modelo MC-SC1....	162
Gráfico 5.15: Degradación de rigidez por rigidez equivalente del modelo MC-SC2....	162
Gráfico 5.16: Degradación de la rigidez por medio de la rigidez de ciclo de modelos del proyecto TAISHIN.....	163
Gráfico 5.17: Degradación de rigidez por rigidez de ciclo modelo MC-SC1 .....	164
Gráfico 5.18: Degradación de rigidez por rigidez de ciclo modelo MC-SC2 .....	164

## **CAPÍTULO 6**

Gráfico 6.1: Gráfico de Carga-Distorsión .....	170
Gráfico 6.2: Esfuerzo cortante-Distorsión .....	171
Gráfico 6.3: Comparación de la rigidez con los valores de la normativa .....	172
Gráfico 6.4: Comparación de rigidez de modelo MC-SC2 con valor de la normativa .	173

## INTRODUCCIÓN

Dentro de este documento se presenta el resultado del Trabajo de Graduación: “EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO”.

En primer lugar, se muestran las generalidades, incluyéndose en esta los antecedentes relacionados con el tema tratado. A continuación, es presentada información respectiva al marco teórico del trabajo, en el que se hace una descripción del sistema de mampostería estudiado, de algunas de sus propiedades, los modelos matemáticos utilizados y sus tipos de falla. Se presenta, además, el programa experimental de paredes, haciendo énfasis en la determinación de los puntos necesarios para el trazo de la envolvente de carga del modelo.

Para finalizar se presenta una evaluación y análisis del comportamiento presentado por los modelos ensayados, y una comparación de los resultados que una pared para una vivienda de dos niveles (como lo ensayado) presenta con respecto a ensayos realizados para paredes de una vivienda de un nivel. A su vez estos resultados son cotejados con lo que algunas normativas establecen como criterios de aceptación, para determinar la viabilidad o no del sistema estudiado. Finalizado lo anterior se incluyen las conclusiones a las que se llegó mediante lo evaluado y analizado.

## **SIGLAS**

ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
DIGESTYC	Dirección General de Estadísticas y Censos
FUNDASAL	Fundación Salvadoreña de Desarrollo y Vivienda Mínima
JICA	Agencia de Cooperación Internacional de Japón
MOP	Ministerio de Obras Públicas
NTCM	Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (México)
NTDS	Norma Técnica de Diseño por Sismo
NEDCV	Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas
UCA	Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”
UES	Universidad de El Salvador

## NOMENCLATURA

$f'_c$	Resistencia a la compresión del concreto
E	Módulo de elasticidad de la mampostería
$V_m$	Resistencia a la compresión diagonal de la mampostería
G	Módulo de rigidez a cortante de la mampostería
$f'_m$	Resistencia a compresión simple de la mampostería
$F_R$	Factor de resistencia
P	Carga axial sobre la pared
$f_y$	Resistencia de fluencia del acero



# CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

### 1.1. Antecedentes

#### 1.1.1. Sismología

El Salvador está ubicado en una región con alta actividad sísmica; la sismicidad se concentra principalmente en dos grandes zonas. Una corresponde a la cadena volcánica, donde se generan sismos de pequeña a moderada magnitud con profundidades someras, por lo general menores a los 15 km; la causa de estos sismos se atribuye a fallas geológicas locales. La otra zona de sismicidad se ubica en el océano Pacífico, donde la placa de Cocos se subduce bajo la placa del Caribe, generando sismos a diversas profundidades (hasta más de 200 kilómetros) y de pequeñas a grandes magnitudes. Las fuentes sismogénicas en el país se han catalogado en dos tipos: locales y regionales (Alvarenga, Hernández, & Hernández, 2015).

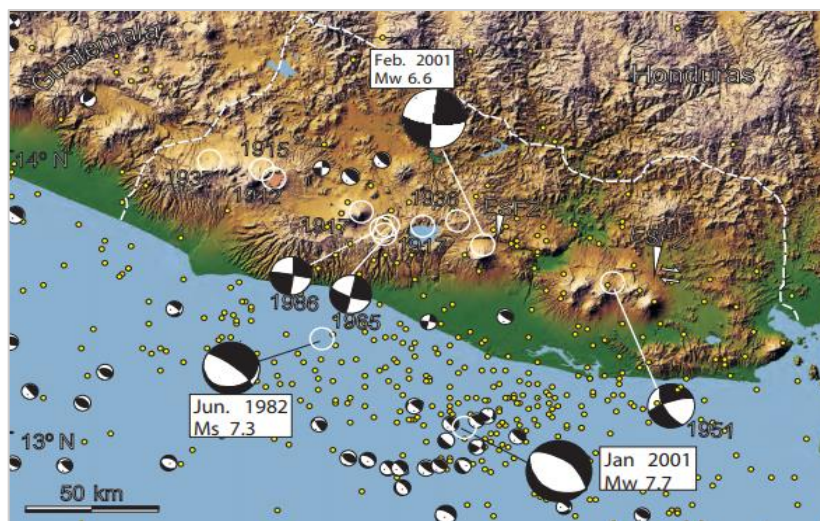


Figura 1.1: Principales zonas de actividad sísmica en El Salvador. Fuente: Martínez-Díaz, Canora, Villamor, Staller y otros (2014).

### a) Sismos locales

Los sismos locales, que ocurren generalmente a profundidades menores a 30 km, son los que más daños han generado en el país, algunos ejemplos son: Jucuapa-Chinameca el 6 de mayo de 1951, San Salvador el 3 de mayo de 1965, San Salvador el 10 de octubre de 1986 y San Vicente el 13 de febrero de 2001. En la tabla 1.1 se muestran algunos de los daños generados a raíz de estos sismos. Las fuentes principales de este tipo de sismos son:

- Un sistema de fallas geológicas con una dirección predominante noroeste-sureste dentro del territorio nacional. Este es el sistema más importante en el país. Las fallas de este sistema definen el Graben Central, donde se ha desarrollado el frente volcánico activo y donde han ocurrido los terremotos más destructivos.

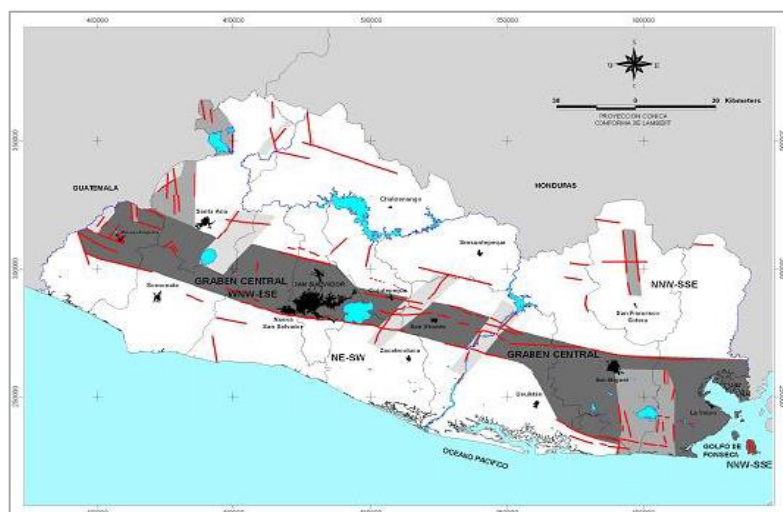


Figura 1.2: Sistemas de fallas asociadas a la formación y evolución del Graben Central en El Salvador. Fuente: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, MARN (2004).

- La cadena volcánica extendida a lo largo del territorio y que forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico. La cadena de volcanes activos e inactivos en Centroamérica cubre una distancia aproximada de 1500 km; ésta es resultado de la triple convergencia de las placas de Norteamérica, Cocos y Caribe; la placa de Cocos se subduce bajo las placas Norteamérica y Caribe.

### b) Sismos regionales

Los sismos regionales son los que mayor magnitud han presentado, pero debido a la lejanía de sus epicentros y sus mayores profundidades focales los daños ha sido menores que los generados por los de tipo local, con la excepción del registrado el 13 de enero del 2001.

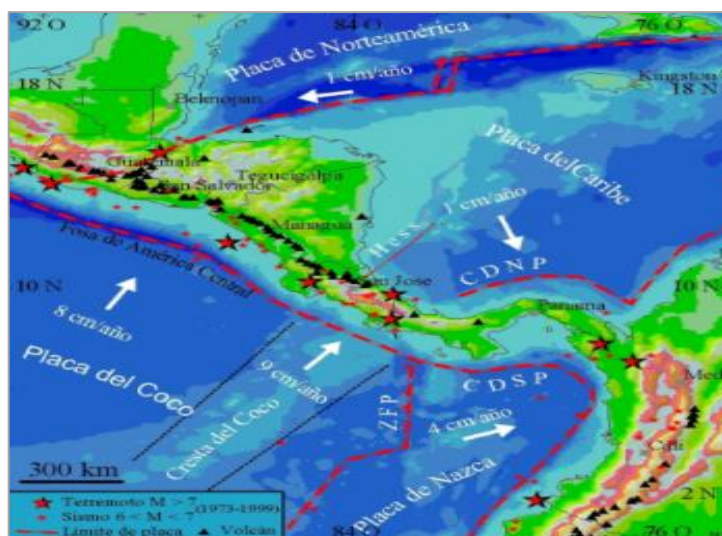


Figura 1.3: Marco tectónico regional, configuración de las placas tectónicas en El Salvador y cadena volcánica. Fuente: [www.ineter.gob.ni](http://www.ineter.gob.ni) (2004).

## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

---

Las fuentes principales de los sismos del tipo regional son:

- El proceso de subducción entre las placas tectónicas de Cocos y del Caribe. El movimiento relativo que producen genera sismos cercanos a las costas salvadoreñas. El terremoto del 13 de enero de 2001 fue generado a partir de este proceso de subducción.
- Un sistema de fallas geológicas en Guatemala que definen la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe.
- Un sistema de fallas geológicas con dirección norte-sur ubicadas en la depresión de Honduras.

Existen datos históricos acerca de los sismos que han afectado a El Salvador desde el 23 de mayo de 1576, cuando un sismo ocasionó la destrucción de la capital. En la siguiente tabla son mostrados datos de algunos de los sismos que han causado mayores daños en el país durante los siglos XX y XXI:

Fecha	Magnitud	Profundidad (Km)	Intensidad máxima (MM)	Epicentro	Comentarios
18 de abril 1902	7.1	-	-	-	Maremoto en Ahuachapán, daños en occidente del país y San Salvador
8 de junio 1917	6.5	-	-	-	Erupción del Boquerón, daños en San Salvador y otros.
20 de diciembre 1936	6.0	10	-	San Vicente	Destrucción de San Vicente. Entre 100 a 200 muertos.

## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

6 de mayo 1951	6.2	10	-	Jucuapa y Chinameca	Murieron más de 400 personas
3 de mayo 1965	6.0	15	VII en San Salvador	San Salvador	125 muertos, 400 heridos y 400 casas destruidas
10 de octubre 1986	5.4	7.3	VIII-IX en San Salvador	San Salvador	1500 muertos, 10000 heridos, aproximadamente 60000 viviendas destruidas o seriamente dañadas.
13 de enero 2001	7.6	39	VII en San Salvador	Zona de subducción	944 fallecidos, 1155 edificios públicos dañados, 108261 viviendas destruidas
13 de febrero 2001	6.6	13	VI en San Salvador	Zona de San Vicente	315 fallecidos, 82 edificios públicos dañados, 41302 viviendas destruidas

Tabla 1.1: Cronología de sismos destructivos. Fuente: Ministerio de Medio Ambientes y Recursos Naturales (MARN)

La cantidad de viviendas dañadas o destruidas tras los eventos sísmicos deja en evidencia la vulnerabilidad a que el país está expuesto, dado que, a pesar de que algunos sismos no han alcanzado grandes magnitudes, los daños a viviendas han sido numerosos.

Los datos de los daños producidos por los sismos en el país han sido recopilados en una base de datos a través del Sistema de Inventario de Desastres (DesInventar). En la tabla 1.2 se muestra la cantidad de viviendas destruidas y afectadas tras los sismos en el país a partir del año 1965 hasta el año 2015.

## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES



Figura 1.4: Casa de habitación en ruinas debido al sismo de junio de 1917

Departamento	Viviendas destruidas	Viviendas afectadas	Muertos	Desaparecidos	Heridos
Ahuachapán	6806	17774	2	0	232
Santa Ana	4823	13909	47	0	327
Sonsonate	9647	17614	49	12	1284
La Libertad	15726	14558	685	188	1981
Chalatenango	348	121	11	0	36
San Salvador	32714	12718	644	0	2216
Cuscatlán	17949	13922	177	0	1405
La Paz	816	776	11	0	33
Cabañas	12777	18384	104	0	1268
San Vicente	18590	17442	46	8	193
Usulután	29301	30716	27	186	787
San Miguel	2898	10405	19	1	43
Morazán	5	41	0	0	3
La Unión	352	2380	1	0	8
<b>TOTAL</b>	<b>152752</b>	<b>170760</b>	<b>1823</b>	<b>395</b>	<b>9816</b>

Tabla 1.2: Viviendas destruidas y afectadas tras eventos sísmicos. Fuente: Sistema de Inventario de Desastres (<http://www.desinventar.org/es/>)

La construcción de viviendas en el país ha evolucionado en cuanto a procesos constructivos y materiales de construcción, debido principalmente a la alta sismicidad de la región. Es por esto que se ha tenido que migrar de estructuras con paredes de adobe y bahareque a estructuras que emplean el denominado sistema mixto, el cual consiste en bloques de concreto pegados con mortero y reforzados con barras de acero o bien ladrillos de barro cocido pegados con mortero y confinados con soleras y nervios de concreto reforzado.

Lo antes mencionado se hace evidente en los datos arrojados por el VI Censo de Población y V de Vivienda realizado en el año 2007 (Ver Figura 1.5), en el cual se muestra que las viviendas con paredes de Concreto o Sistema Mixto han aumentado de un 13.9% en el año 1971 a un 71.2% en el año 2007, mientras que las viviendas de bahareque y adobe se han visto reducidas de 33.1% a 4.0% y de 26.0% a 15.3% respectivamente. (MINEC & DIGESTYC, 2008)

Los censos de vivienda registran de forma conjunta las paredes de concreto, mampostería reforzada y mampostería confinada y las engloba en el sistema de Concreto o Mixto, sin embargo se estima que en los últimos diez años en las zonas urbanas, las oficinas técnicas han aprobado 60% de construcciones de mampostería de bloque de concreto en vivienda individual, 25 % en mampostería



confinada de ladrillo de barro cocido, y el 15 % restante en construcciones de concreto reforzado y otros.<sup>1</sup>

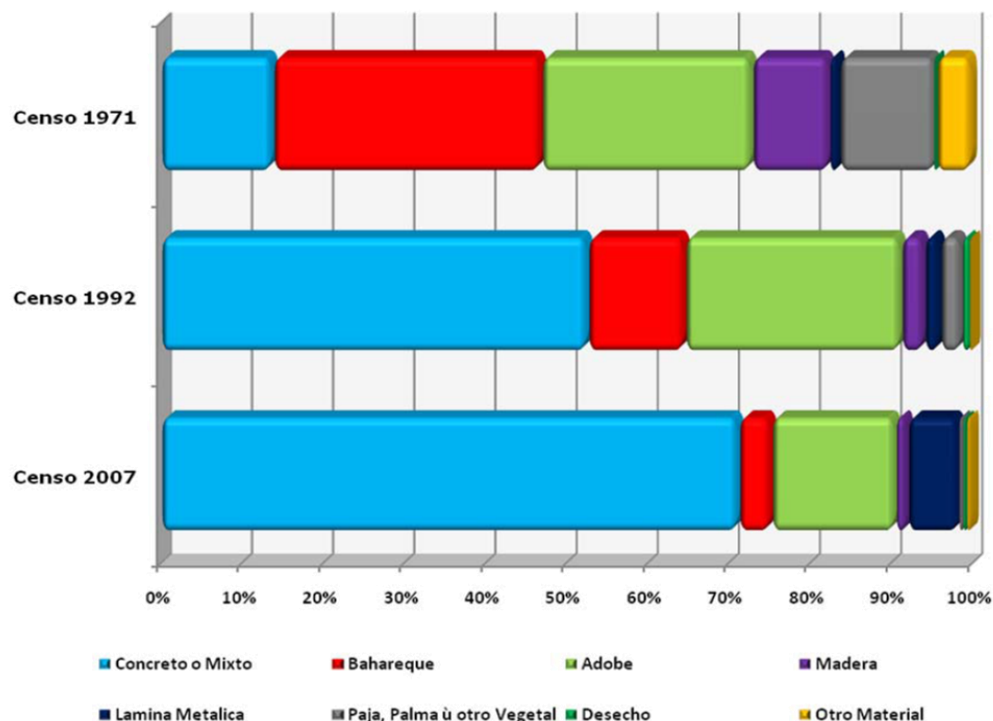


Figura 1.5: Viviendas particulares ocupadas, según material predominante en las paredes. Censos de 1971, 1992 y 2007. Fuente: Ministerio de Economía / DIGESTYC (2007).

### 1.1.2. Normativas

En el terremoto del 3 de mayo de 1965 (Ver tabla 1.1) se estima que 4,000 viviendas resultaron destruidas, contándose 125 víctimas fatales y 400 heridos. Fue a raíz de esto que se crea el Reglamento de Diseño Sísmico, el cual fue publicado en el año 1966 a través del Ministerio de Obras Públicas, Transporte y de Vivienda y Desarrollo urbano (MOPTVDU).

<sup>1</sup> Ministerio de Obras Públicas, transporte, vivienda y desarrollo urbano. [www.mop.gob.sv](http://www.mop.gob.sv) (Enero, 2016)

En el año 1989, en respuesta al terremoto del 10 de octubre de 1986, es elaborado el Reglamento de Emergencia del Diseño Sísmico de El Salvador, conocido como REDSES; en éste participó un comité técnico auspiciado por la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA). Dentro de este Reglamento son incluidas las primeras disposiciones sismorresistentes para el análisis, diseño y construcción de viviendas de uno y dos niveles. El carácter de este Reglamento fue transitorio, mientras el MOPTVDU en colaboración con ASIA elaboraba un Reglamento Sísmico definitivo. Tal reglamento fue publicado en el año 1996 con el nombre: Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.

En el año 1996 este Reglamento es derogado, pero en el mismo año se dicta y se aprueba un nuevo Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RSEC) vigente a la fecha. Durante este proceso son publicadas nueve Normas Técnicas que forman parte del RSEC (Figura 1.6).

Dentro de la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, publicada en mayo de 1997, son establecidas disposiciones para viviendas de uno y dos niveles, con diferentes tipos de paredes, incluyéndose el de paredes de mampostería confinada.

A raíz de los terremotos de enero y febrero de 2001, el Ministerio de Obras Públicas (MOP), en conjunto con ASIA, realiza la “Primera Etapa de Revisión y Modernización de la Normativa de Seguridad Estructural de las Construcciones:

## CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

Norma para Hospitales y Norma para Vivienda”, en septiembre de 2003. Esta revisión fue finalizada en marzo de 2004.

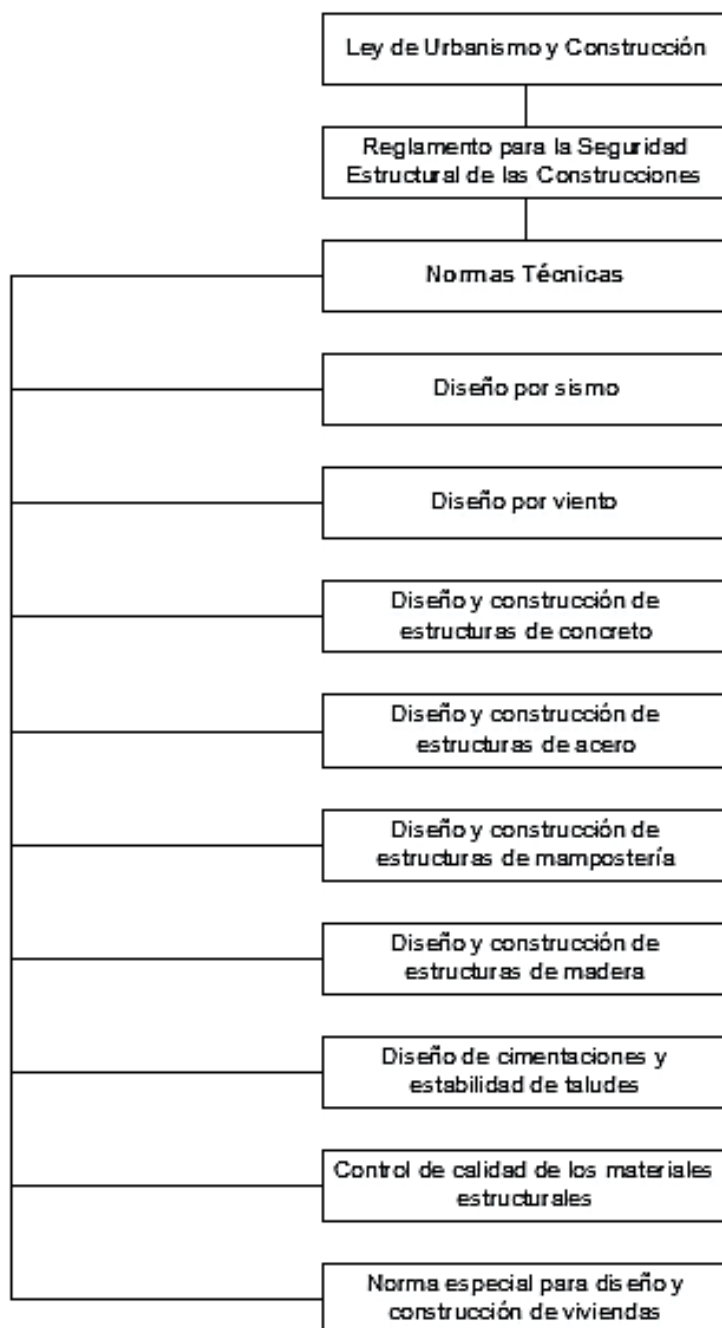


Figura 1.6: Organigrama del reglamento. Fuente: Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas

Aunque la normativa vigente contempla al sistema de mampostería confinada, el alcance de ésta se limita a los ladrillos de barro cocido como unidades mampuestas confinadas, debido a que estos han sido tradicionalmente empleados en nuestro país y que hasta la fecha de emisión de la normativa se contaba con poca información acerca de sistemas alternativos que pudieran reemplazar a los ladrillos de barro cocido, como lo son los ladrillos de suelo-cemento.

### **1.1.3. Estudios realizados**

Junto a lo establecido por las diferentes normativas y reglamentos, es importante considerar el resultado de las investigaciones realizadas por universidades y otros organismos. En El Salvador, el estudio de las estructuras construidas con mampostería confinada ha tenido avances importantes en lo que corresponde a su proceso constructivo, como en lo relacionado a su resistencia y su comportamiento ante diferentes condiciones de carga (carga lateral coplanar y carga ortogonal al plano).

Buena parte de las investigaciones realizadas al ladrillo de suelo cemento han sido por medio de trabajos de graduación; uno de estos ha sido el trabajo titulado “Aplicación de suelo cemento a la vivienda mínima” de Ignacio Francés Fadón y Jaime Antonio Sánchez, realizado en 1976 en la que se propusieron proporciones para la mezcla de suelo-cemento y se estudiaron las propiedades mecánicas de la unidad.

En el año 2000 se presenta el trabajo de graduación “Estudio técnico-económico para la fabricación de ladrillo de suelo-cemento y agregado de peso ligero, como posible sustituto del ladrillo de barro, para evitar el deterioro ambiental” realizado por Fredy Orlando Ulloa y otros. En este trabajo se realizó la propuesta de tres tipos de mezclas para ladrillo de suelo-cemento, a los que se midieron su resistencia a compresión y su absorción.

En el año 2001, en el trabajo de graduación titulado “Estudio del suelo-cemento como material de construcción para viviendas” de Iván Ernesto Retana Rodríguez y otros se realizan estudios de resistencia a compresión de ladrillo de suelo-cemento con las proporciones propuestas en el mismo trabajo.

En el año 2003 dio inicio la primera etapa del Proyecto de Cooperación Técnica “Mejoramiento de la Tecnología para la Construcción y Difusión de la Vivienda Popular Sismo-resistente”, auspiciado por el proyecto TAISHIN, esta etapa tuvo una duración de cinco años, en ésta se estudió la unidad de mampostería, considerando los componentes del suelo y la relación cemento-suelo óptima para obtener ladrillos fabricados manualmente (ver Figura 1.7), con propiedades físicas y mecánicas adecuadas. Fueron fabricados prismas para compresión simple y compresión diagonal (ver Figura 1.8), los cuales fueron ensayados para determinar la resistencia que estos presentaban ante la compresión simple y la compresión diagonal.



Figura 1.7: Ladrillos producidos para la primera etapa del proyecto TAISHIN. Fuente: Informe Técnico Suelo-Cemento



Figura 1.8: Prismas a ser ensayados en primera etapa del proyecto TAISHIN. Fuente: Informe Técnico Suelo-cemento

Para la ejecución del proyecto se contó con la participación del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (VMVDU), la Fundación Salvadoreña de Desarrollo y Vivienda Mínima (FUNDASAL), Universidad de El Salvador (UES) y Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" (UCA).

En la segunda etapa del proyecto TAISHIN, desarrollada entre los años 2009 y 2012, se investigó experimentalmente la mampostería de ladrillo de suelo-cemento confinado a través del ensayo de paredes a escala natural, con el fin de conocer su resistencia y desempeño ante cargas paralelas y perpendiculares a su plano, y calibrar cuando fue posible, modelos analíticos para determinar su resistencia y rigidez. Esta etapa fue dividida en dos fases: la primera, en la que fueron ensayados tres modelos de paredes (a escala natural) aisladas con carga paralela a su plano, con distintas configuraciones y un modelo, también a escala natural, con carga fuera de su plano. En la segunda fase fueron ensayados dos

modelos a escala natural con carga paralela a su plano y un modelo con carga fuera de su plano.



Figura 1.9: Ensayos con carga paralela al plano realizado durante la segunda etapa del proyecto TAISHIN.

Fuente: Informe Técnico Suelo-cemento

FUNDASAL ha sido uno de los principales difusores de la tecnología de mampostería de suelo-cemento, y ha tenido experiencias en la implementación de esta tecnología en algunos proyectos de vivienda mínima que surgieron como respuesta a la devastación creada por los sismos de enero y febrero del año 2001. Entre estos proyectos se pueden destacar la construcción de 9 viviendas de mampostería de suelo cemento en comunidad Las Crucitas, municipio de Tenancingo; y el Proyecto 10x10 ejecutado en la colonia Esperanza II, cantón Penitente Arriba del municipio de Zacatecoluca, el cual consistió en la construcción de 24 viviendas empleando tecnologías sismorresistentes alternativas, dentro de las cuales destacaba la mampostería confinada de suelo-cemento.

## **1.2. Planteamiento del problema**

En El Salvador existe una gran cantidad de viviendas construidas con el sistema de mampostería confinada, en el cual son utilizadas unidades de mampostería de barro cocido confinadas con soleras y nervios de concreto reforzado. Las unidades de mampostería de ladrillo de barro cocido son elaboradas artesanalmente y para su proceso de “cocción” se necesitan grandes cantidades de leña, lo cual provoca dos graves problemas ambientales: la tala de árboles y la disminución de la calidad del aire debido a la combustión incompleta de la leña.

Muchas de las estructuras construidas con este sistema han sufrido daños ante los eventos sísmicos que con frecuencia afectan a nuestro país, es por esto, que surge la necesidad de estudiar este sistema a fin de obtener datos que pudieren servir para la actualización y mejora de las normativas de construcción vigentes en nuestro país, en específico la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

Una alternativa que tiene el potencial de reemplazar a los ladrillos de barro cocido son los ladrillos de suelo-cemento, los cuales se fabrican a partir de suelos de origen piroclástico (tierra blanca) mezclados con cemento portland. Éstos cuentan con dimensiones y propiedades mecánicas similares a las que poseen los ladrillos de barro cocido, con la ventaja que no necesitan cocción.



El empleo de ladrillos de suelo-cemento en paredes de mampostería confinada es poco frecuente en el país, debido a que, aunque se han realizado estudios al respecto, cuenta con poca difusión y no está contemplado en la normativa, la cual sólo contempla ladrillos de arcilla (barro cocido) y bloques de concreto.

Las investigaciones que se han realizado sobre el comportamiento estructural de paredes de mampostería confinada de suelo-cemento tienen como alcance viviendas con un nivel, sin embargo, debido a la poca disponibilidad de terrenos provocada por la explosión demográfica en nuestro país, surge la necesidad de estudiar el comportamiento de la vivienda de dos niveles, aumentando de esta manera el área habitable de una vivienda sin necesidad de demandar más terreno.

En síntesis, el problema por el cual se genera la presente investigación es la existencia de ladrillos de suelo-cemento como alternativa para la construcción de estructuras de mampostería confinada, siendo éstos escasamente empleados debido a su poca difusión y a que no están incluidos en la normativa nacional vigente, además del hecho de que, las investigaciones que se han realizado sobre ellos tienen como alcance viviendas de un nivel, siendo necesario estudiar también el comportamiento de este sistema en viviendas de dos niveles

### 1.3. Objetivos

#### 1.3.1. Objetivo general:

- Evaluar el comportamiento estructural en el plano de paredes de mampostería confinada en viviendas de dos niveles utilizando ladrillo de suelo-cemento.

#### 1.3.2. Objetivos específicos:

- Determinar la resistencia teórica a flexión, cortante y compresión de dos modelos de pared de mampostería confinada utilizando ladrillo de suelo-cemento.
- Verificar mediante ensayos de laboratorio las propiedades de los materiales empleados en la construcción de los modelos de pared.
- Construir dos modelos de pared a escala natural según los parámetros establecidos en la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.
- Someter los modelos construidos a carga lateral incremental paralela al plano y a carga vertical constante, simultáneamente, empleando un marco de carga.

- Complementar la investigación realizada por el proyecto TAISHIN relacionada con la mampostería de suelo-cemento confinada.

#### **1.4. Alcances**

- En esta investigación se evaluará el comportamiento estructural de dos modelos de pared de mampostería confinada de suelo-cemento, simulando las condiciones de carga de una vivienda de dos niveles. Esto se logrará sometiendo los modelos a una carga vertical que simule la existencia de un segundo nivel en la vivienda, mientras que se aplican ciclos de carga horizontales que simulen el efecto sísmico. Todas las cargas aplicadas serán coplanares con los modelos.
- Se compararán los valores resultantes de los ensayos con los obtenidos por el modelo SPC (que para esta investigación se considerará como la pared del segundo nivel en el modelo de vivienda de dos niveles utilizado) del proyecto TAISHIN, y a la vez estos valores se compararán contra los establecidos como criterios de aceptación por las normativas.
- Se realizarán ensayos a los materiales que serán empleados en la construcción de los modelos de pared, como lo son: concreto, mortero, acero de refuerzo y las unidades de mampostería a emplear, con el objetivo de conocer sus propiedades mecánicas.

### **1.5. Limitaciones**

- Serán construidos y ensayados únicamente dos modelos de pared, debido a que se cuenta con tiempo limitado para el desarrollo de esta investigación.
- Se ensayarán únicamente modelos sólidos, no se incluirán otras configuraciones como paredes con soleras intermedias o con aberturas para puertas y ventanas.
- Las cargas aplicadas en los modelos serán coplanares con éstos, los efectos de las cargas fuera del plano no serán estudiados.

### **1.6. Justificación**

En El Salvador, los últimos censos de vivienda indican un aumento significativo en las paredes del sistema conocido como concreto o mixto, dentro de las cuales se incluye el sistema de mampostería confinada. Los últimos tres censos de vivienda realizados (1971, 1992 y 2007) muestran que el porcentaje de viviendas construidas con el sistema de concreto o mixto pasó de un 14% (del total de viviendas) en 1971, a un 53% en el año 1972 hasta un 71% en 2007.

El motivo anterior, sumado a la alta sismicidad a que el país está expuesto, vuelve necesario profundizar en los estudios acerca del comportamiento estructural que el sistema de mampostería confinada presenta ante diferentes condiciones de carga y para diferentes configuraciones.

En el país, el sistema de mampostería confinada emplea casi exclusivamente ladrillos de barro cocido. Algunas de las razones por las que el uso del ladrillo de barro en este sistema ha sido tan extendido es la disponibilidad de materiales locales para la creación de las unidades, así como el bajo costo que éstas tienen. Este sistema también presenta desventajas, una de las más importantes es el daño ambiental que se produce durante la fabricación de los ladrillos, ya que grandes cantidades de leña son quemadas para que se genere el proceso de cristalización de los minerales de arcilla. Es por esta razón que muchas investigaciones se han dedicado a la búsqueda de nuevos materiales, uno de éstos es el ladrillo de suelo-cemento.

Buena parte de los estudios relacionados con el ladrillo de suelo-cemento han estado dirigidos a la determinación de proporciones para mezcla y a la determinación de propiedades mecánicas de la unidad, tales como resistencia a compresión y absorción.

La parte restante de estudios realizados, comprende la investigación experimental de la mampostería de ladrillo de suelo-cemento confinado a través de ensayos de paredes a escala natural, con el fin de conocer su resistencia y desempeño ante cargas paralelas y perpendiculares a su plano, y calibrar cuando ha sido posible, modelos analíticos para determinar su resistencia y rigidez. El desarrollo de estos ensayos fue llevado a cabo por la investigación titulada "Mejoramiento de la tecnología para la construcción y difusión de la vivienda

popular sismo-resistente”, auspiciada por el proyecto TAISHIN, los resultados de ésta se presentaron en el documento “Informe de resultados MAMPOSTERÍA DE SUELO-CEMENTO CONFINADA”. Estos ensayos fueron realizados únicamente con modelos de pared que simularan viviendas de un nivel; no se han realizado investigaciones que tengan como alcance viviendas de dos niveles.

Es por las razones anteriores que, dentro de este trabajo de graduación, se pretende evaluar mediante ensayos a dos modelos de pared, el comportamiento que éstos presentan ante la combinación de cargas laterales incrementales (simulando cargas sísmicas) y carga vertical constante (simulando un segundo nivel en la vivienda).

# CAPÍTULO 2

## MARCO TEÓRICO

## **CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Sistemas de mampostería**

Se conoce como mampostería a aquel sistema constructivo en el que, mediante unidades como bloques de concreto, ladrillos de barro o de suelo-cemento e incluso piedra, son construidas paredes o muros. Estas unidades son colocadas de forma manual y son unidas mediante un material cementante (mortero).

De acuerdo con su función, las paredes de mampostería pueden ser de relleno o estructurales. En el primer caso su función es delimitar espacios en un sistema de marcos de carga, las cargas soportadas por la pared deberían ser únicamente las de su propio peso; en el segundo caso, las paredes estructurales deberán soportar, además de su propio peso, las siguientes cargas:

1. Compresión vertical
2. Flexión debido a cargas fuera de su plano.
3. Flexión y cortante debido a las cargas coplanares.

En la Norma Técnica de Estructuras de Mampostería de 1994 se establecen los tipos de paredes de mampostería que son usados en el país, estos son:

**a) Paredes de mampostería confinada**

**b) Paredes con refuerzo integral**

Las paredes confinadas y con refuerzo integral pueden ser usadas para resistir fuerzas sísmicas y de viento en su plano o en el plano perpendicular a ellas.



Dentro de esta investigación ha sido considerado únicamente el sistema de mampostería confinada, con carga en su plano.

### **2.1.1. Paredes de mampostería confinada**

Las paredes de mampostería confinada son aquellas en que son colocados elementos de concreto de sección transversal pequeña en el perímetro de éstas. (Tena & Miranda, 1999) Estos elementos son conocidos como nervios (los colocados verticalmente) y soleras (colocados de forma horizontal). Mediante estos elementos se permite una unión aceptable de las paredes entre sí y con el sistema de piso; además, mediante el confinamiento proporcionado se evita la falla frágil de las paredes después que éstas se agrietan por tensión diagonal.

Los nervios y soleras aumentan el confinamiento de las paredes y mejoran su capacidad para resistir cargas verticales y laterales, generándose así un incremento en su resistencia y deformación lateral.

La Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas (NEDCV) de 1997 establece los criterios que deben cumplir los elementos de confinamiento en las paredes con este sistema, estos criterios son:

- Deberán existir elementos de confinamiento de tal manera que se formen cuadros (tableros) no mayores de 2.4 m de altura por 2.5 m de longitud.
- Todos los elementos verticales se prolongarán hasta el borde superior de la pared, anclándose en la solera de coronamiento, la cual deberá ser continua.

- Deberán colocarse elementos de confinamiento en intersecciones y esquinas de paredes, en ambos extremos de toda pared aislada y alrededor de los huecos de puertas y ventanas.
- Todos los elementos de confinamiento deberán tener, por lo menos, el mismo espesor de la pared que están confinando. Su altura no será menor de 10 cm para soleras intermedias, 15 cm para nervios y de 15 cm para soleras de coronamiento.

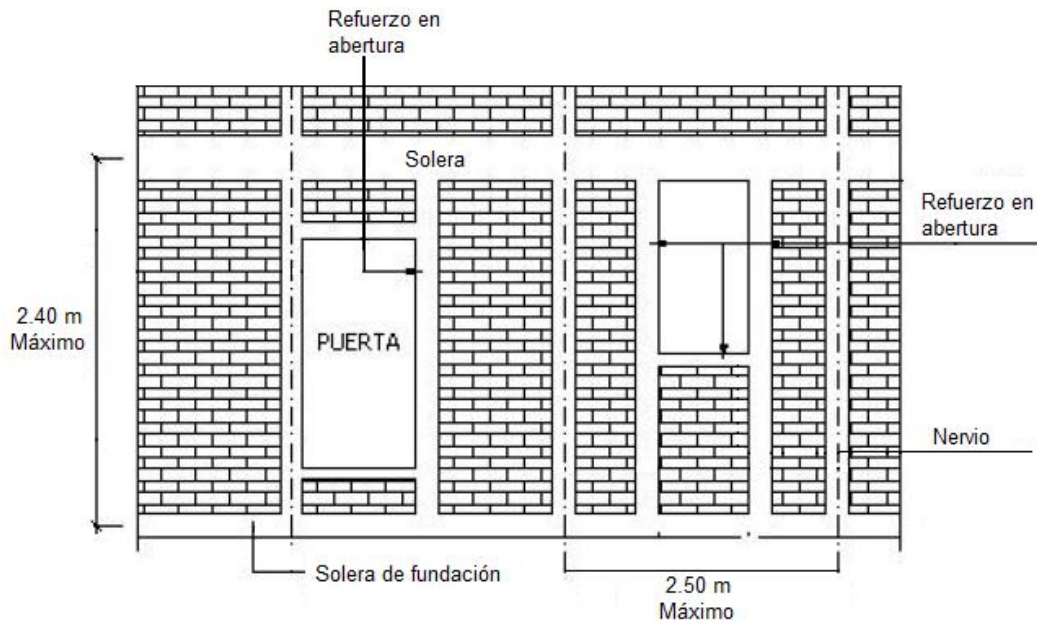


Figura 2.1: Criterios de diseño que deben cumplir las paredes de mampostería confinada. Fuentes: NEDCV 2007 y revisión de NEDCV, 2004

## 2.2. Propiedades mecánicas de los materiales

Mediante los ensayos realizados a los materiales que conforman las paredes de mampostería confinada es posible determinar valores representativos de las propiedades de éstos. Dado que, en ocasiones, los modos de falla que la

mampostería pueda presentar están relacionados con la calidad de los materiales, se vuelve importante conocer la influencia que éstos tienen en su comportamiento.

### 2.2.1. Comportamiento mecánico de las unidades de suelo-cemento

Los ladrillos de suelo-cemento se han estudiado como un posible sustituto a los ladrillos de barro cocido. Son fabricados a partir de suelos de origen piroclástico (tierra blanca), mezclados con cemento portland, arena y agua.

Desde el punto de vista estructural, uno de los parámetros más importantes de una unidad de mampostería es la resistencia a compresión, la cual se determina mediante el ensayo a compresión de la unidad. Otro de los ensayos realizados a la unidad de suelo-cemento es el de flexión, en el que es obtenido el módulo de ruptura, el cual representa el máximo esfuerzo normal de tensión que se genera en la fibra donde inicia la falla por flexión. (López & Méndez, 2007)

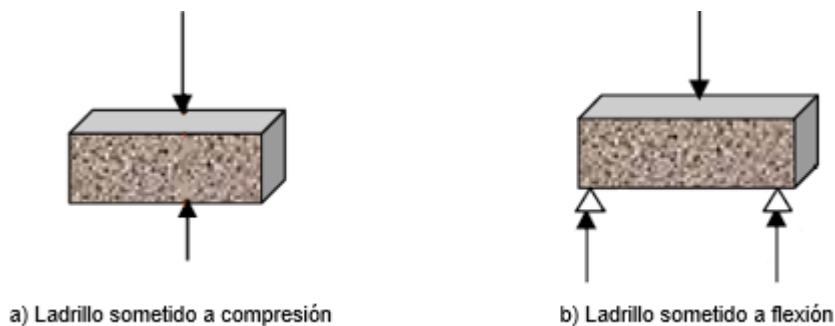


Figura 2.2: Ensayos realizados al ladrillo de suelo-cemento

En el país, la NEDCV de 1997 no se refiere en forma específica a la mampostería con unidades de suelo-cemento, pero menciona a unidades huecas y sólidas en general; para éstas, incluye los esfuerzos permisibles para compresión axial y en

flexión, tensión en flexión vertical, tensión en flexión horizontal y cortante; sin embargo, no incluye las resistencias mínimas de las unidades.

### **2.2.2. Comportamiento mecánico del mortero**

La deformabilidad y la adherencia del mortero con las unidades son dos propiedades que influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería. De la deformabilidad dependen en gran medida las deformaciones totales del elemento de mampostería, y en parte su resistencia a carga vertical; mientras, la adherencia entre el mortero y las unidades define la resistencia por cortante del elemento, en mayor medida cuando las unidades son muy resistentes. (Tena & Miranda, 1999)

La manejabilidad del mortero debe permitir que éste pueda colocarse en capas uniformes, esto con el fin de permitir que las piezas se asienten bien, evitándose concentraciones de esfuerzos.

La resistencia a compresión del mortero es determinada por medio del ensayo de piezas cúbicas de mortero de 5 cm por lado.

### **2.3. Comportamiento mecánico de la mampostería confinada**

Al establecer criterios generales para estudiar el comportamiento mecánico de la mampostería, es importante estudiar los mecanismos de falla que ésta pueda presentar ante sollicitaciones de carga básicas, como compresión simple o tensión diagonal; además, de estudiar mediante los ensayos realizados bajo este tipo de cargas, propiedades mecánicas elementales (módulo de elasticidad,

resistencia a compresión, entre otras). Este tipo de ensayos se realizan a prismas que presentan diferentes configuraciones y que están formados por unidades de mampostería y mortero. (Tena & Miranda, 1999)

### 2.3.1. Comportamiento mecánico de la mampostería a compresión simple

La resistencia a compresión ( $f_m$ ) y el módulo de elasticidad ( $E_m$ ) de la mampostería son determinados mediante el ensayo realizado a prismas a compresión simple (Figura 2.3).

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en gran medida de la interacción que existe entre las unidades de mampostería (para este caso, ladrillo de suelo-cemento) y el mortero.

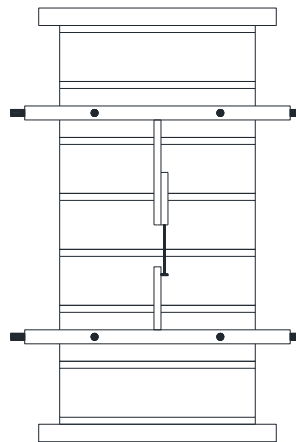


Figura 2.3: Ensayo de compresión simple

Dado que, la unidad y el mortero presentan características diferentes de esfuerzo-deformación, cuando ambas son sometidas a un mismo esfuerzo se produce una interacción en la que el material menos deformable (las unidades)

restringe las deformaciones transversales del material más deformable, generándose en éste esfuerzos de compresión de dirección transversal (ver Figura 2.4b). En respuesta a lo anterior, en las unidades son generados esfuerzos transversales de tensión (Figura 2.4a), las cuales disminuyen la resistencia de la unidad respecto a la obtenida de los ensayos de compresión simple para las unidades aisladas (Tena & Miranda, 1999).

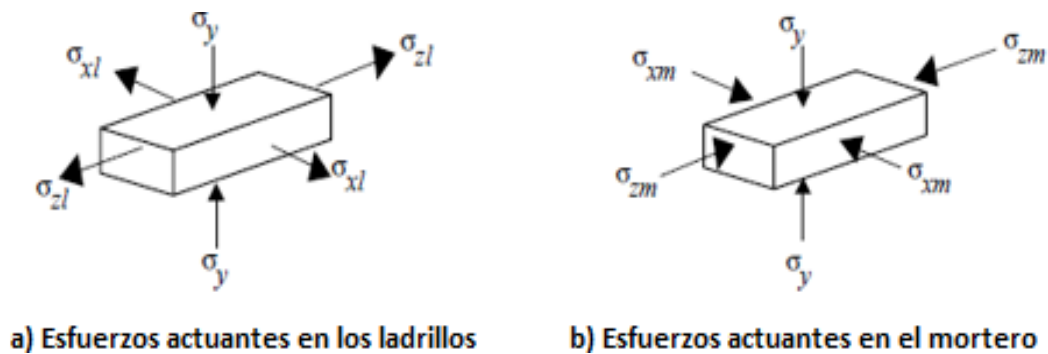


Figura 2.4: Esfuerzos de compresión y tensión actuantes

En este ensayo, el modo de falla más común es el de tracción lateral. Este tipo de falla se observa al aparecer grietas verticales en el prisma (ver Figura 2.5), que son generadas por las deformaciones transversales que se ven incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas. Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo se producen la inestabilidad del prisma y su posterior falla. Cuando las unidades son de baja resistencia la falla producida es por aplastamiento en compresión de las unidades.

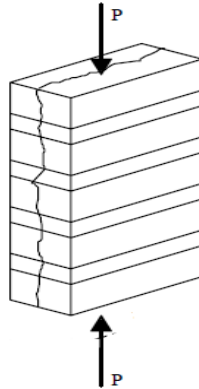


Figura 2.5: Falla por tracción lateral

La NTDCM de 1994 indica que para ladrillos de barro, y otros materiales, excepto concreto, el módulo de elasticidad ( $E_m$ ) puede ser calculado en función de la resistencia a compresión ( $f'_m$ ) empleando las siguientes ecuaciones:

$$E_m = 600f'_m \quad (\text{Ec. 2.1.}) \text{ Para cargas de corta duración}$$

$$E_m = 350f'_m \quad (\text{Ec. 2.2.}) \text{ Para cargas sostenidas}$$

### **2.3.2. Comportamiento mecánico de la mampostería a tensión diagonal**

Cuando una vivienda se ve sometida a los esfuerzos producidos por un evento sísmico, las paredes que la conforman pueden verse sometidas a tensión diagonal. Otras causas por las que pueden presentarse este tipo de acciones son los hundimientos diferenciales y la acción de cargas gravitacionales cuando no existe una distribución uniforme de cargas verticales.

El ensayo de tensión diagonal permite conocer la resistencia al corte y el módulo de rigidez de la mampostería. En éste, es aplicada compresión diagonal a un prisma con dimensiones aproximadamente cuadradas (Figura 2.6).



Figura 2.6: Prisma para ensayo de tensión diagonal

La NTDCM permite el cálculo del módulo de rigidez al cortante ( $G_m$ ) en función del módulo de elasticidad ( $E_m$ ), por medio de la siguiente expresión:

$$G_m = 0.40E_m \quad (\text{Ec. 2.3.})$$

La expresión de la Ec. 2.3 es compatible con la teoría de la elasticidad lineal, homogénea e isotrópica. Ésta expresión es adoptada por varios reglamentos internacionales (Tena & Miranda, 1999).

Durante el desarrollo del ensayo se produce un estado de esfuerzos de compresión a lo largo de la diagonal en la cual es aplicada una carga creciente, y, al mismo tiempo, se produce un estado de esfuerzos de tensión a lo largo de la diagonal perpendicular a la que se produce la compresión. Por medio de transductores de desplazamiento (Figura 2.7) se conocen los alargamientos y acortamientos de las diagonales del prisma cuando se está aplicando la carga.



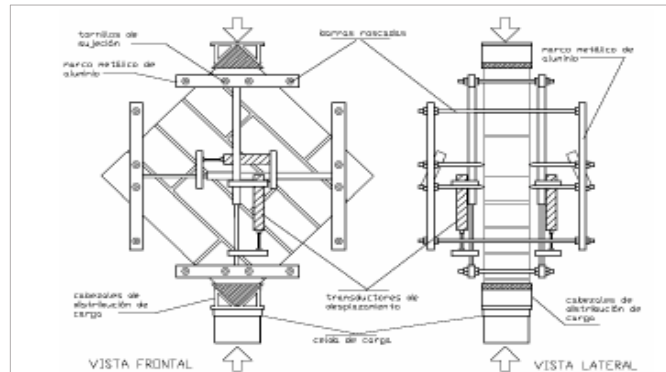


Figura 2.7: Transductores de desplazamiento para prismas a tensión diagonal

En los ensayos de tensión diagonal pueden presentarse distintos tipos de fallas. En la Figura 2.8a se muestra la falla por corte, este tipo de falla se presenta cuando la resistencia a tensión de las unidades es menor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las unidades, este tipo de falla se observa como una grieta en la diagonal en que se aplicó la carga.



Figura 2.8: Tipos de fallas en prismas a tensión diagonal

La falla por adherencia se muestra en la Figura 2.8b, ésta puede exhibirse en forma escalonada siguiendo las uniones ladrillo-mortero, este tipo de falla se

presenta cuando la resistencia de las unidades es mayor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las unidades.

La Figura 2.8c muestra una falla mixta, la cual se presenta cuando el esfuerzo resistente a la tensión de las unidades es semejante a la adherencia entre unidades y mortero.

#### **2.4. Comportamiento de paredes de mampostería**

Mediante los ensayos realizados a prismas de mampostería son determinadas variables como el módulo de elasticidad, resistencia al corte y el módulo de rigidez de la mampostería; sin embargo, este tipo de pruebas no son completamente representativas del comportamiento de una pared bajo cargas laterales, dado que, en este tipo de ensayos no existen deformaciones ni esfuerzos por flexión, lo que sí ocurre en paredes que son sometidas a cargas laterales, como las generadas durante los eventos sísmicos.

Al someter este tipo de estructuras a cargas laterales, son generados esfuerzos flexionantes y cortantes combinados. Estos esfuerzos, así como la baja capacidad a esfuerzos de adherencia entre las juntas de unión del mortero con las unidades de mampostería, generan la formación de grietas en diagonal a aproximadamente 45 grados (Méndez & Gutiérrez, 2012).

### 2.4.1. Curva carga-deformación de la mampostería bajo efecto de cargas laterales

Al obtener los resultados del ensayo a paredes de mampostería confinada puede generarse la curva carga-deformación. En ésta, es colocada la distorsión angular (desplazamiento lateral entre la altura de la pared) en el eje de las abscisas contra la carga lateral (esfuerzo cortante promedio) en el eje de las ordenadas (Tena & Miranda, 1999).

En el año 1979 y con base en curvas obtenidas experimentalmente, Meli propuso una curva de tipo trilineal (Figura 2.9). Este modelo propone que la resistencia lateral de la pared puede mantenerse en determinado intervalo de deformaciones.

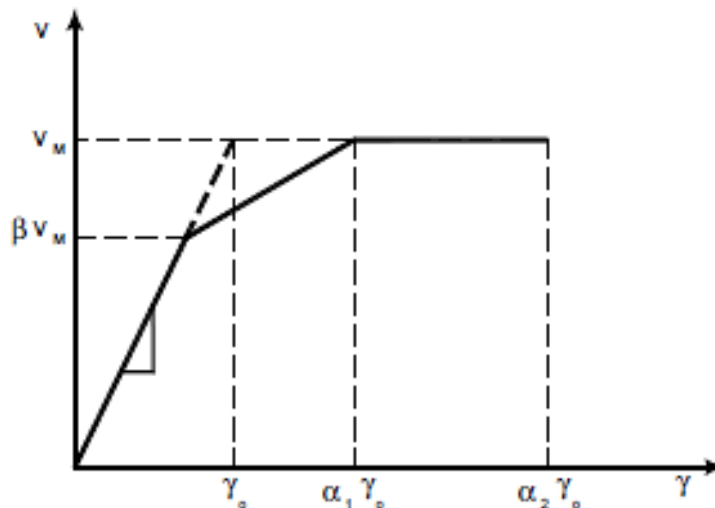


Figura 2.9: Curva trilineal propuesta por Meli. Fuente: Meli (1979)

Otros investigadores han propuesto modelos en los que se incluyen degradaciones de resistencia importante. Uno de estos es Tomazevic, quien en

1997 propuso idealizaciones para comportamientos bilineal y trilineal, mostrado en la Figura 2.10. En estas curvas el tramo inicial es aproximadamente lineal, corresponde a valores con una rigidez mayor y las deformaciones registradas son muy pequeñas. Para ambos modelos se consideran tres etapas de comportamiento de la mampostería (Taveras Montero, 2008).

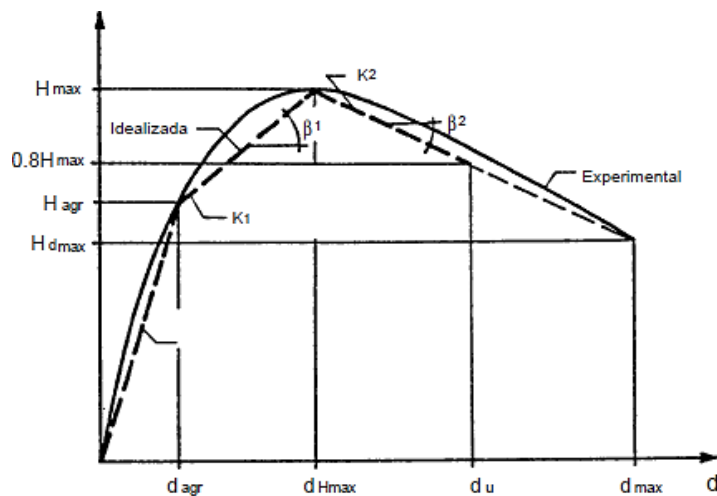


Figura 2.10: Curva trilineal que idealiza el comportamiento de la mampostería. Fuente: Tomazevic (1997)

- Estado límite elástico: Está determinado por la resistencia última a cortante (carga de agrietamiento) especificada para la mampostería y el desplazamiento de agrietamiento. Se ha constatado experimentalmente que este estado finaliza hasta la aparición de la primera grieta diagonal significativa.
- Resistencia máxima: Determinada por la carga lateral máxima y su desplazamiento. En el modelo de Meli (Figura 2.9), a partir de este punto

la trayectoria de la envolvente se vuelve horizontal hasta el punto de falla.

En el modelo de Tomazevic (Figura 2.10) la pendiente se vuelve negativa.

- Estado último: Está determinado por el máximo de desplazamiento obtenido justo antes del colapso de la pared y su carga lateral correspondiente.

#### 2.4.2. Estado límite elástico

En esta etapa se presentan la carga de agrietamiento ( $V_R$ ) y el desplazamiento de agrietamiento ( $d_{agr}$ ). La NTC-mampostería 2004 de México propone la siguiente ecuación para la estimación de la carga de agrietamiento:

$$V_{agr} = (0.5v'_m * A_t + 0.3P) \leq 1.5v'_m A_T \quad (\text{Ec. 2.4.})$$

Donde:  $v'_m$ : Resistencia de diseño obtenida en los ensayos de prismas a compresión diagonal

P: Carga vertical que actúa sobre la pared

$A_T$ : Área transversal de la pared, incluyendo nervios

El desplazamiento de agrietamiento se calcula mediante una ecuación que involucra a la carga de agrietamiento y la rigidez efectiva lateral de la pared.

$$d_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_e} \quad (\text{Ec. 2.5.})$$

La rigidez lateral efectiva de la pared ( $K_e$ ) podría definirse como el cociente entre la resistencia ( $V_{agr}$ ) y el desplazamiento de la pared ( $d_{agr}$ ) en el límite elástico o límite de agrietamiento, su cálculo teórico se puede realizar mediante el empleo de la siguiente ecuación:

$$K_e = \left[ \frac{H^3}{\beta E_m I} + \frac{\alpha H}{AG_m} \right]^{-1} \quad (\text{Ec. 2.6.})$$

O bien de forma experimental mediante la expresión:

$$K_e = \frac{V_{agr}}{d_{agr}} \quad (\text{Ec. 2.7.})$$

- Donde:
- H: Altura de la pared
  - $E_m$ : Módulo de elasticidad de la mampostería
  - $G_m$ : Módulo de cortante de la mampostería
  - A: Área efectiva al cortante
  - I: Inercia de la sección de pared
  - $\beta$ : Coeficiente de condición de frontera (3 para voladizo, 12 para pared doblemente empotrada). Para esta investigación se ha considerado un valor igual a 3.
  - $\alpha$ : Factor de corrección del área por cortante (1.2 para paredes con sección rectangular, 1.0 para paredes con nervios en sus extremos actuando como patines). En esta investigación se ha considerado un valor de 1.2.

Para el cálculo de la inercia se deberá tomar en cuenta la contribución de la mampostería ( $I_m$ ), la contribución del concreto de confinamiento ( $I_c$ ) y la del acero ( $I_a$ ) (Taveras Montero, 2008).

$$I = I_m + I_c + I_a \quad (\text{Ec. 2.8.})$$

$$I_m = \frac{tL^3}{12} \quad (\text{Ec. 2.9.})$$

Donde:        t:        Espesor de la mampostería

                  L:        Longitud de la mampostería

$$I_c = \frac{E_c}{E_m} \sum_{i=1}^n \left[ \frac{b_i^3 t_i}{12} + b_i d_i^2 \right] \quad (\text{Ec. 2.10.})$$

Donde:        t<sub>i</sub>:        Espesor del confinamiento

                  b<sub>i</sub>:        Longitud del confinamiento

                  d<sub>i</sub>:        Distancia del centro del confinamiento al centro de la pared

$$I_a \cong \frac{E_s}{E_m} \sum_{i=1}^n [A_{si} d_i^2] \quad (\text{Ec. 2.11.})$$

Donde:        E<sub>s</sub>:        Módulo de elasticidad del acero

                  A<sub>si</sub>:        Área de acero del confinamiento

                  d<sub>i</sub>:        Distancia del centroide del acero al centroide de la pared

La contribución de la inercia del acero por lo general se desprecia por ser pequeña en comparación de las contribuciones de la mampostería y el concreto del confinamiento (Taveras Montero, 2008).

### 2.4.3. Estado de resistencia máxima

En paredes sin refuerzo transversal, la resistencia máxima a cortante se alcanza después de que se ha generalizado el agrietamiento inclinado (Hernández, Alcocer, & Sandoval, 2013). En esta etapa se presentan la carga lateral máxima ( $V_{m\acute{a}x}$ ) y su desplazamiento ( $d_{vm\acute{a}x}$ ). En Flores (1996) se propone el cálculo de la carga lateral máxima por medio de la ecuación:

$$V_{m\acute{a}x} = \eta V_d + V_{agr} \quad (\text{Ec. 2.12.})$$

Donde:  $\eta$ : Es un factor de eficiencia con un valor de 0.3

$V_d$ : Contribución del refuerzo vertical por acción de dovela

La contribución del refuerzo vertical por acción de dovela se calcula por medio de la ecuación:

$$V_d = 1.26 d_b^2 \sqrt{f'_c * f_y} \quad (\text{Ec. 2.13.})$$

Donde:  $d_b$ : Diámetro de las varillas

$f'_c$ : Esfuerzo de compresión del concreto

$f_y$ : Fluencia del acero



Considerando que el valor de  $V_d$  es proporcional a la fuerza cortante de agrietamiento se tiene:

$$\eta V_d = x V_{agr} \quad (\text{Ec. 2.14.})$$

Sustituyendo la ecuación 2.14 en la ecuación 2.12 se obtiene:

$$V_{m\acute{a}x} = (1 + x) V_{agr} \quad (\text{Ec. 2.15.})$$

Donde  $x$  vale 0.25 (Flores y Alcocer, 2001).

En el cálculo del desplazamiento producido por la carga lateral máxima es empleada la ecuación:

$$d_{vm\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{0.25K_e} \quad (\text{Ec. 2.16.})$$

#### **2.4.4. Estado último**

El punto donde se presenta la resistencia última no corresponde al cortante de diseño, sino a un valor máximo experimental idealizado. Mediante ensayos realizados en más de 60 modelos, Tomazevic determinó un valor experimental para la resistencia última ( $V_u$ ) (Hernández, Alcocer, & Sandoval, 2013).

$$V_u = 0.8V_{m\acute{a}x} \quad (\text{Ec. 2.17.})$$

El desplazamiento último ( $d_u$ ), generado con la carga última ( $V_u$ ), es calculado utilizando un factor de ductilidad ( $\mu_u$ ). Tomazevic propone los valores de ductilidad para paredes de mampostería:

Sistema constructivo	Experimental ( $\mu_{exp}$ )	Diseño ( $\mu_d$ )
Albañilería simple	2.4 a 3.8	2.0 a 3.0
Albañilería confinada	3.6 a 7.6	3.0 a 4.0
Albañilería armada	4.5 a 8.9	4.0 a 5.0

Tabla 2.1: Valores de ductilidad para paredes de mampostería. Fuente: Tomazevic (1997)

El desplazamiento se calcula así:

$$d_u = \mu_d * d_{agr} \quad (\text{Ec. 2.18.})$$

### 2.5. Modos de falla de paredes de mampostería confinada

En las paredes de mampostería confinada los modos de falla que tienden a aparecer dependen de condiciones como la geometría de la pared, la magnitud y tipo de las cargas actuantes, así como de las combinaciones que éstas puedan presentar y de la calidad de los materiales.

Con base en los resultados de ensayos de laboratorio y de evaluaciones a edificaciones posteriores a eventos sísmicos, han sido identificados los siguientes modos de falla (Alcocer, 1997):

#### 2.5.1. Falla por deslizamiento

La falla por deslizamiento se presenta generalmente a lo largo de las juntas de mortero a bajos niveles de carga vertical, y cuando la fuerza cortante lateral excede la adhesión y el cortante resistente a fricción entre el mortero y las unidades de mampostería (Figura 2.11).

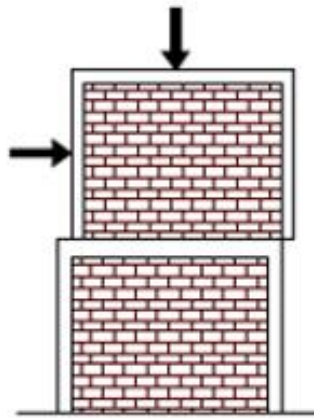


Figura 2.11: Falla por deslizamiento

### 2.5.2. Falla por compresión

Este modo de falla ocurre debido a una carga axial muy elevada y se observa con el aplastamiento de la mampostería. Se observa la aparición de grietas verticales como las mostradas en la Figura 2.12.

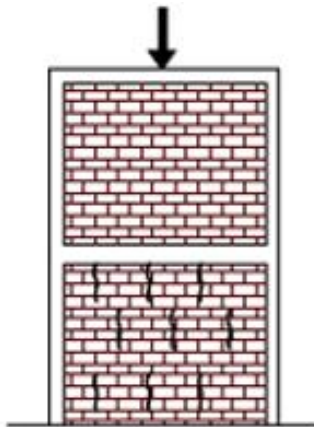


Figura 2.12: Falla por compresión

### 2.5.3. Falla por flexión

Mostrado en la Figura 2.13, en éste, el refuerzo vertical a tensión fluye y la mampostería del extremo a compresión se aplasta. En ocasiones este efecto

puede reducirse cuando el refuerzo longitudinal de los nervios es el adecuado. Al someter una pared a cargas laterales, son generados esfuerzos de flexión, lo que provoca que una parte de la pared se encuentre a compresión y la otra parte a tensión. Cuando los esfuerzos son muy altos, en el lado que se encuentra a compresión puede generarse aplastamiento en la zona afectada, observándose grietas verticales en la esquina inferior de la pared.

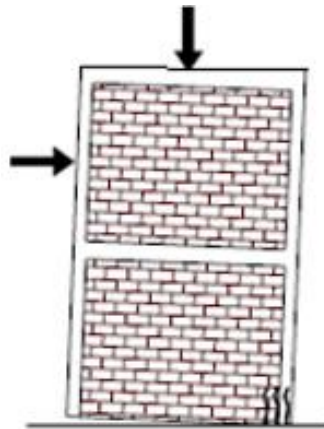


Figura 2.13: Falla por flexión. Fuente: Alcocer (1997)

#### **2.5.4. Falla por cortante**

Este modo de falla es mostrado en la Figura 2.14. Su principal característica es el agrietamiento diagonal a través de las unidades o siguiendo las juntas. Se genera cuando los esfuerzos principales de tensión exceden a la resistencia a tensión diagonal de la mampostería. En ocasiones, este modo de falla también se presenta cuando las paredes están reforzadas con cuantías elevadas (generalmente superiores a 0.2 %) o cuando la carga vertical es alta.

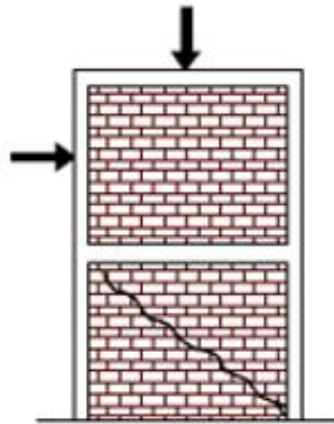


Figura 2.14: Falla por cortante

## 2.6. Daño sísmico

El daño sísmico estructural es el deterioro de aquellos elementos o componentes que forman parte del sistema resistente o estructural de la edificación, éste se relaciona con los tipos y la calidad de los materiales que se utilizan, sus características, su configuración, el esquema resistente y con las cargas que actúan.

### 2.6.1. Nivel de desempeño sísmico

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Es una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. El nivel de desempeño del edificio será la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural (ATC-40, 1996).

La publicación FEMA 273 establece niveles de desempeño sísmico estructurales y no estructurales, a continuación se describe las categorías de nivel de desempeño estructurales:

- **Nivel de desempeño de ocupación inmediata (s-1):** El daño ha sido muy limitado, los sistemas sismorresistentes básicos verticales y laterales mantienen casi todo la resistencia y rigidez que mantenían antes del terremoto. El riesgo de lesión o peligro de la vida como resultado de daños estructurales es muy bajo, y aunque pueden ser apropiadas algunas reparaciones estructurales menores, éstas generalmente no son necesarias antes de la reocupación del edificio.
- **Rango de control de daños (s-2):** Representa un estado de transición entre los niveles S-1 y S-3. Este rango puede ser útil para disminuir los costos de reparación e interrupción en el funcionamiento del edificio luego del sismo y a la vez poder preservar sus características históricas importantes cuando el costo para la ocupación inmediata (S-1) es excesivo.
- **Nivel de desempeño de seguridad de la vida (s-3):** El terremoto ha producido un daño significativo a la estructura, pero queda algún margen contra el colapso estructural parcial o total. Algunos elementos estructurales y componentes están severamente dañados, pero no existe riesgo elevado de caída de escombros tanto dentro como fuera del edificio.

Las lesiones pueden ocurrir durante el terremoto; sin embargo, se espera que el riesgo general de lesión potencialmente mortal como resultado del daño estructural sea bajo. Debería ser posible reparar la estructura; sin embargo, por razones económicas esto puede ser impráctico. Si bien la estructura dañada no es un riesgo inminente de colapso, sería prudente implementar reparaciones estructurales o instalar arriostramientos temporales antes de la reocupación.

- **Rango de seguridad limitada (s-4):** Es un rango de transición entre los niveles s-3 y s-5.
- **Nivel de desempeño de prevención del colapso (s-5):** El edificio está a punto de sufrir un colapso parcial o total. Se ha producido un daño considerable a la estructura, que puede incluir una degradación significativa de la rigidez y la resistencia del sistema resistente a la fuerza lateral, una gran deformación lateral permanente de la estructura y, en menor medida, una degradación de la capacidad de carga vertical. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema de resistencia a la carga de gravedad deben continuar manteniendo sus demandas de carga. Es posible que exista un riesgo significativo de lesiones debido a la caída de escombros. La estructura puede no ser técnicamente práctica para reparar y no es segura para la reocupación, ya que la actividad de la réplica podría provocar un colapso.

- **Nivel de desempeño no considerado (s-6):** Algunos propietarios pueden desear abordar ciertas vulnerabilidades no estructurales en un programa de rehabilitación, por ejemplo, parapetos de arriostamiento o anclaje de contenedores de almacenamiento de materiales peligrosos, sin abordar el rendimiento de la estructura en sí. Dichos programas de rehabilitación a veces son atractivos porque pueden permitir una reducción significativa del riesgo sísmico a un costo relativamente bajo. El rendimiento real de la estructura con respecto a los requisitos de las directrices no se conoce y podría oscilar entre un posible peligro de colapso (s-5) y una estructura capaz de alcanzar el nivel de rendimiento de ocupación inmediata (s-1).



## CAPÍTULO 3

# PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAYOS A PAREDES

## CAPÍTULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAYOS A PAREDES

### PAREDES

#### 3.1. Descripción de los modelos

Se construyeron dos modelos de pared; ambos modelos con las mismas características y dimensiones y siguiendo el mismo proceso constructivo, fueron modelos sólidos y sin aberturas para puerta o ventana.

##### 3.1.1. Dimensiones de las paredes de mampostería confinada

Las paredes fueron de dimensiones cuadradas de 1.40 m de longitud por 1.40 m de altura (Figura 3.1) y se confinaron por medio de nervios y soleras de concreto reforzado con dimensiones como las mostradas en las Figura 3.2, 3.3 y 3.4.

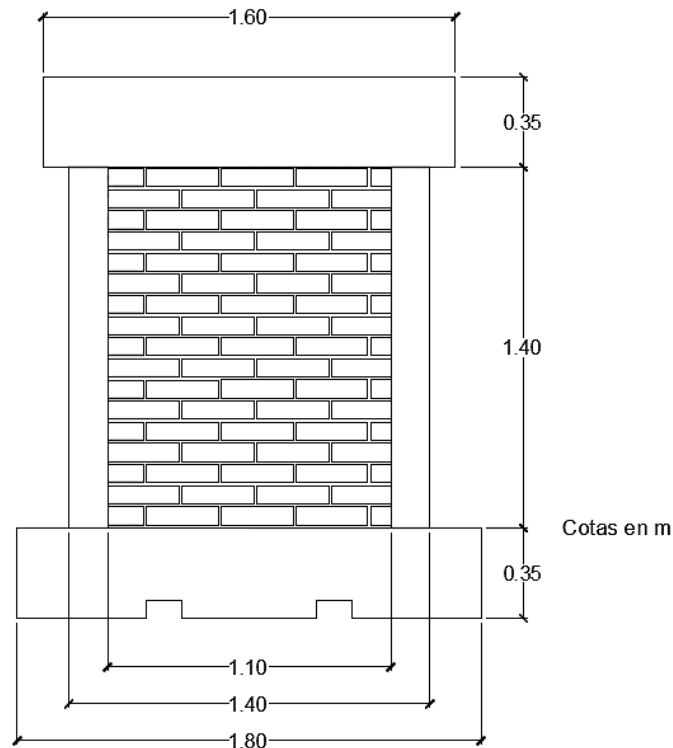


Figura 3.1: Altura y longitud de los modelos de pared

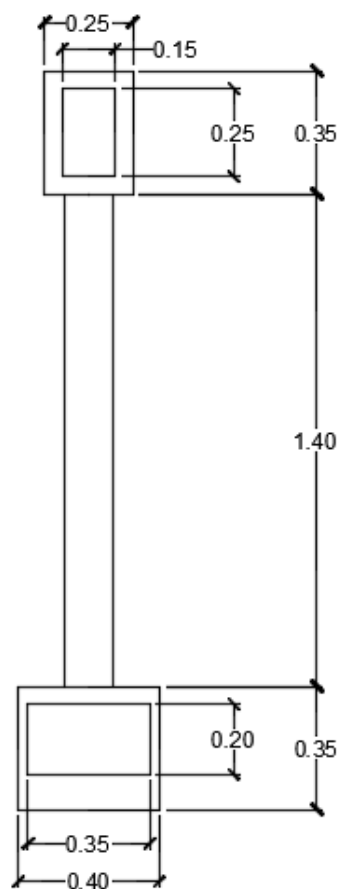
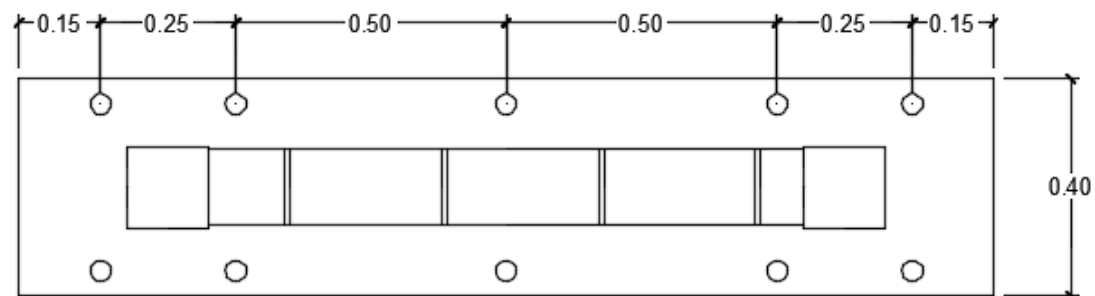
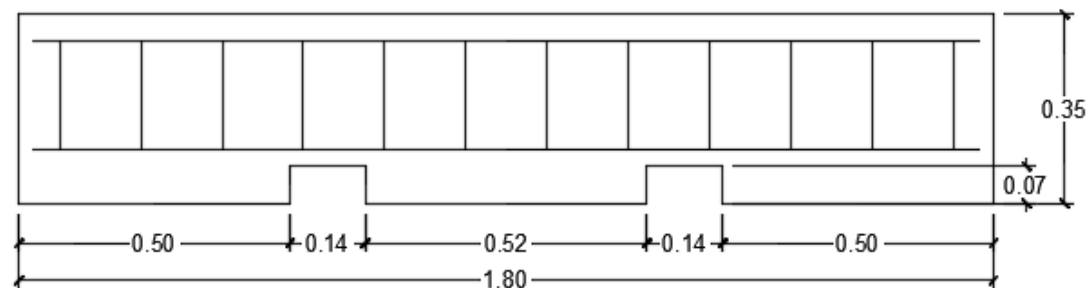


Figura 3.3: Dimensiones de los nervios y soleras



a) Vista en planta de la solera de fundación

Cotas en m



b) Vista frontal de la solera de fundación

Figura 3.2: Vistas en planta y frontal de la solera de fundación

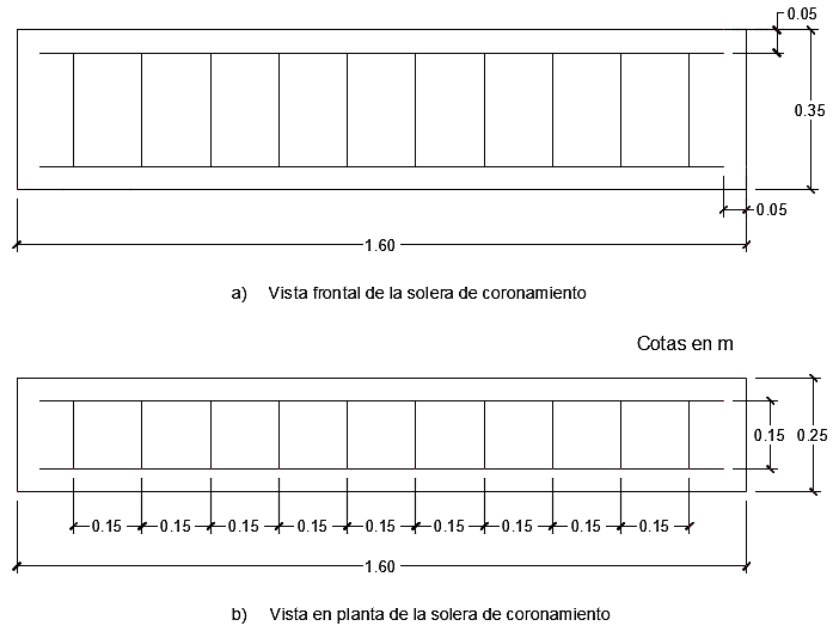


Figura 3.4: Vista frontal y en planta de solera de coronamiento

### 3.1.2. Refuerzo de las paredes de mampostería confinada

El refuerzo longitudinal de las soleras de fundación consistió en cuatro varillas N° 3, de grado 40, con una longitud de 175 cm. La longitud de los anclajes fue de 20 cm. El refuerzo transversal estuvo conformado por estribos N° 2 a cada 15 cm, las dimensiones son mostradas en la Figura 3.5.

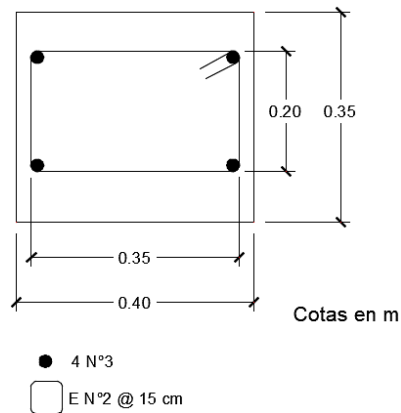


Figura 3.5: Refuerzo de las soleras de fundación

El refuerzo de las soleras de coronamiento estuvo formado por cuatro varillas longitudinales del N° 3, grado 40, con una longitud de 150 cm más anclajes de 25 cm a cada lado. El refuerzo transversal consistió en estribos N° 2 espaciados a cada 15 cm (ver Figura 3.6).

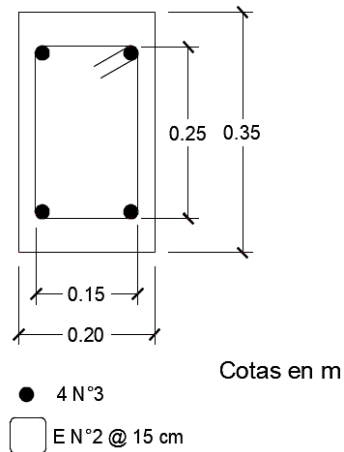


Figura 3.6: Refuerzo de las soleras de coronamiento

El refuerzo longitudinal de los nervios consistió en cuatro varillas N° 3, las cuales se confinaron por medio de estribos N° 2. Las dimensiones son mostradas en la Figura 3.7.

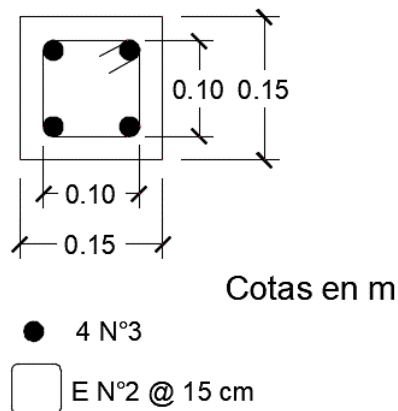


Figura 3.7: Refuerzo transversal de los nervios

### 3.2. Construcción de los modelos

La construcción de los modelos de pared de mampostería confinada inició el día lunes 4 de diciembre de 2017 y finalizó el día jueves 14 de diciembre del mismo año. Para facilitar su montaje en el marco de carga, se construyeron en un área cercana a éste. Antes de iniciar el proceso constructivo se instalaron medidores de deformación en el acero (strain gauges).

#### 3.2.1. Colocación de strain gauges en el acero longitudinal

Los strain gauges son dispositivos de medición de deformación uniaxial para el acero y otros materiales, estos son colocados en zonas previamente establecidas de acuerdo con los objetivos del ensayo. Su proceso de colocación es descrito a continuación.

- **Preparación de la superficie**

La preparación de la superficie de la varilla de refuerzo se realiza utilizando una lima y piedra de esmeril (Figura 3.8), mediante el uso de estos materiales se eliminan las corrugas de las varillas.



a) Esmeril



b) Lima plana

Figura 3.8: Preparación de la superficie

Posteriormente, sobre la superficie sin corrugas, se utilizan lijas N° 180, N° 200 y N° 400, se procura dejar una superficie que aparente un espejo, Figura 3.9.

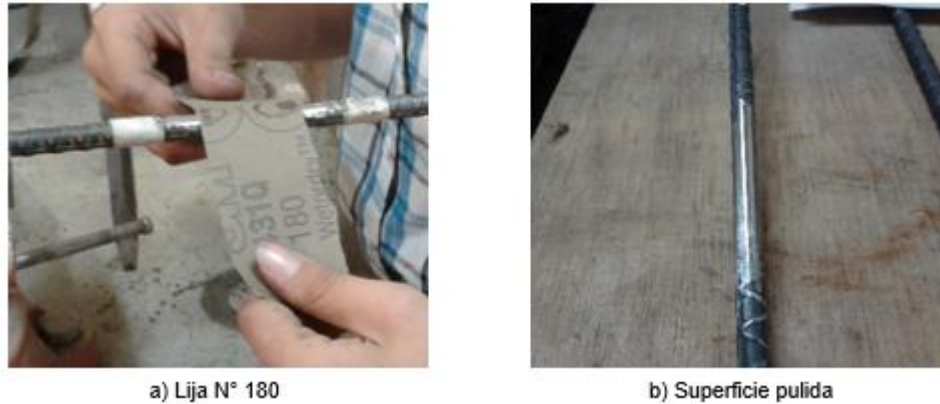


Figura 3.9: Acabado de la superficie

Cuando se haya alcanzado una superficie adecuada para la colocación del strain gauge, debe limpiarse la superficie sobre la que será colocado utilizando acetona y algodón (Figura 3.10).



Figura 3.10: Limpieza de la superficie

- **Colocación del strain gauge**

Para que el strain gauge se mantenga fijo en la varilla de acero se utiliza un adhesivo que permita una distribución uniforme de las tensiones (Figura 3.11).

Se aplica una pequeña cantidad de adhesivo sobre la superficie pulida, luego es

colocado el strain gauge y se presiona por lo menos un minuto utilizando una tira de papel adecuado. Posteriormente, se coloca cinta aislante al cable del strain gauge con el propósito de fijarlo a la varilla de acero.



Figura 3.11: Aplicación del adhesivo instantáneo

- **Impermeabilización del strain gauge**

Para la impermeabilización son utilizados tres tipos materiales: el primero, parafina derretida, que se coloca sobre la superficie del strain gauge (Figura 3.12 a), logrando con esto aislarlo de la humedad del concreto. Una vez colocada la parafina derretida esta se recubre con una gasa (Figura 3.12 b).



a) Impermeabilización con parafina derretida



b) Recubrimiento con gasa

Figura 3.12: Impermeabilización del strain gauge



El recubrimiento final se realiza aplicando resina epóxica sobre la gasa (Figura 3.13), la cual se cristalizará, permitiendo aislar de forma adecuada al strain gauge.

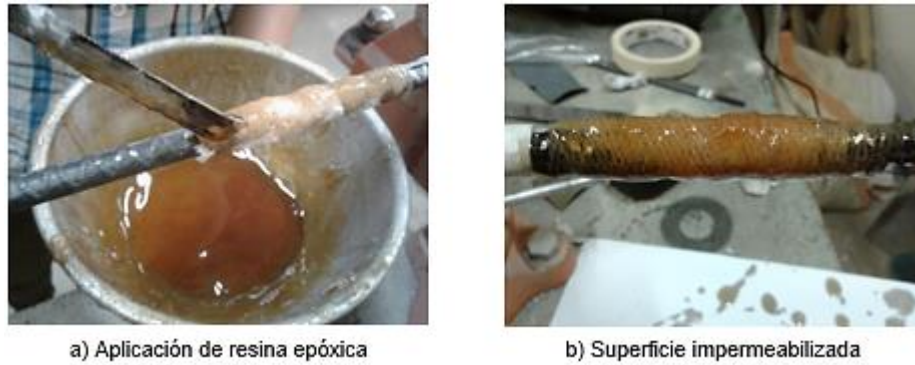


Figura 3.13: Impermeabilización del strain gauge

### 3.2.2. Construcción de las soleras de fundación

Las soleras de fundación se construyeron con las dimensiones mostradas en la sección 3.1.1. Los moldes metálicos utilizados para el encofrado son mostrados en la Figura 3.14.



Figura 3.14: Moldes metálicos para las soleras de fundación

Se colocaron tubos de PVC de 1½” y se sujetaron por medio de alambre al acero de refuerzo de las soleras, esto con el fin de generar aberturas para el paso de los pernos de sujeción del marco de carga y la solera de fundación (Figura 3.15).



Figura 3.15: Tubos de PVC en el acero de refuerzo

Se colocaron, además, adobes con dimensiones adecuadas para dejar paso a las cuchillas del montacargas y permitir el transporte de las paredes al marco de carga. Para facilitar la extracción de los adobes luego del curado, estos fueron cubiertos con plástico. Posterior a esto, fueron colocadas las armaduras para los nervios y sujetadas a la armadura de la solera de fundación (Figura 3.16).



Figura 3.16: Armaduras para los nervios

La mezcla del concreto para las soleras fue realizada de forma manual (Figura 3.17). Para lograr una compactación adecuada y evitar colmenas el concreto fue varillado durante el colado.



Figura 3.17: Mezcla del concreto



Figura 3.18: Colado de las soleras

### 3.2.3. Pegado de los ladrillos de suelo-cemento

El pegado de los ladrillos de suelo-cemento se realizó dos días después del colado de las soleras de fundación. Antes de iniciar con el pegado de los ladrillos, estos fueron humedecidos para que no absorbieran el agua del mortero (Figura 3.19).



Figura 3.19: Preparación de los ladrillos de suelo-cemento

En el pegado de los ladrillos se procuró que estos quedaran alineados y colocados sobre una capa uniforme de mortero (Figuras 3.20 y 3.21). La cantidad de hiladas resultante fue de 19.



Figura 3.20: Colocación de la primera hilada de ladrillos



Figura 3.21: Pegado de los ladrillos

De forma simultánea al pegado de los ladrillos se realizó la construcción de los prismas para compresión simple y compresión diagonal (dado que el mortero utilizado en ellos debía ser el mismo que se usó en las paredes).

En la construcción de los prismas a compresión simple se emplearon cinco ladrillos colocados uno sobre otro, unidos mediante mortero (Figura 3.22), se construyeron un total de cinco.



Figura 3.22: Prismas de compresión simple

Los prismas de compresión diagonal fueron construidos colocando una hilada de dos ladrillos, y sobre esta, un ladrillo completo y dos mitades, unidos mediante mortero; esto hasta completarse la cantidad de hiladas necesarias, la cual fue de seis (Figura 3.23). La cantidad de prismas construidos fue de tres.



Figura 3.23: Prismas de compresión diagonal



#### **3.2.4. Colado de los nervios**

El colado de los nervios para ambas paredes fue llevado a cabo procurando no dañar los strain gauges colocados en las varillas de acero. Su colado se realizó dos días después del pegado de los ladrillos. Para su encofrado fueron utilizadas tablas de madera (Figura 3.24). Antes de su colado fue sujeta la armadura para las soleras de coronamiento a ambos nervios.



Figura 3.24: Encofrado de los nervios

#### **3.2.5. Colado de las soleras de coronamiento**

Las soleras de coronamiento se colaron luego de esperar que el concreto de los nervios endureciera. Para su encofrado fueron utilizadas tablas de madera sujetas por medio de alambre. La mezcla de concreto fue realizada de forma manual. La proporción utilizada en la mezcla fue la misma de los nervios.

### **3.3. Ensayos realizados a los materiales**

Los ensayos realizados al mortero, concreto o ladrillos de suelo-cemento, permiten la obtención de valores representativos de sus propiedades. Dado que, en ocasiones, los modos de falla que la mampostería puede presentar están relacionados con la calidad de los materiales, se vuelve importante conocer la influencia que éstos tienen en su comportamiento.

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que conforman los modelos en estudio se han determinado con el objetivo de obtener la información necesaria para predecir el comportamiento del sistema que éstos conforman y controlar la calidad. Los ensayos se han realizado conforme a las normativas de la American Society for Testing and Materials (ASTM), y los diseños de mezclas conforme a ACI 211.1.

#### **3.3.1. Agregados pétreos**

Los agregados pétreos (grava y arena) se sometieron a ensayos para la determinación de sus distribuciones granulométricas mediante lo establecido por ASTM C136: “Método de Ensayo Normalizado para la Determinación Granulométrica de Agregados Finos y Gruesos”; de esta manera se determinó el Módulo de Finura de la arena y el Tamaño Máximo Nominal de la grava, los cuales son datos necesarios para el diseño de concreto mediante el método del comité ACI 211.1.

### CAPITULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAYO A PAREDES

En las Figuras 3.25 y 3.26 son mostrados algunos de los procesos para los ensayos establecidos en los métodos mencionados.



Figura 3.26: Reducción de muestra de agregado grueso a tamaño de ensayo



Figura 3.25: Fracciones de agregado fino retenidas en cada tamiz

Debido a que la arena procedía de río, se realizó el ensayo ASTM C40: “Método de Ensayo Normalizado para la Detección de Impurezas Orgánicas en Agregados Finos para Concreto”, con el cual se descartó la presencia de contaminantes orgánicos que pudieran ser nocivos al concreto, los resultados son mostrados en la Figura 3.27.



Figura 3.27: Comparación del color de la mezcla según ASTM C40

La gravedad específica y la absorción de la grava fueron determinadas mediante el ensayo estándar ASTM C127: “Método de Ensayo Normalizado para



Determinar la Densidad, la Densidad Relativa (Gravedad Específica), y la Absorción de Agregados Gruesos”.

La gravedad específica y la absorción de la arena fueron determinadas mediante el método ASTM C128: “Método de Ensayo Normalizado para Determinar la Densidad, la Densidad Relativa (Gravedad Específica), y la Absorción de Agregados Finos”.

También se determinaron las densidades Bulk y los índices de vacío de la arena y la grava mediante el método ASTM C29: “Método de ensaye estándar para determinar la densidad Bulk e índice de vacíos en los agregados” (Figura 3.28).



Figura 3.28: Enrasado de recipiente para determinación de densidad Bulk

Las hojas de registro de los ensayos realizados a los materiales pétreos son presentadas en los anexos.

En la Tabla 3.1 se presenta el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de los agregados pétreos.

PROPIEDAD	ARENA	GRAVA
Tamaño Máximo Nominal	–	¾"
Módulo de Finura	2.62	–
Gravedad específica SSS	2.19	2.35
Gravedad específica seca	2.08	2.25
Porcentaje de absorción	5.7%	4.2%
Peso unitario suelto (Bulk)	1,250	1,400
Peso unitario varillado (Bulk)	-	1,500
Porcentaje de vacíos suelto	40%	38%
Porcentaje de vacíos varillado	-	33%

Tabla 3.1: Propiedades de los agregados pétreos

### 3.3.2. Concreto

El diseño de la mezcla de concreto que se empleó en los nervios y soleras, se realizó conforme al método del comité ACI 211.1, para un revenimiento de 100mm (4 in) y una resistencia  $f'c$  de 21 MPa (210 kg/cm<sup>2</sup>).

La dosificación teórica obtenida de diseño se presenta en la Tabla 3.2. La memoria de cálculo, conforme al método del comité ACI 211.1, se presenta en los anexos.

Masa por m <sup>3</sup> de concreto	
Cemento (kg)	3.89
Agua (kg)	2.08
Agregado grueso (kg)	8.98
Agregado fino (kg)	5.42

Tabla 3.2: Dosificación de mezcla obtenida con el método ACI 211.1

Para efecto de validar el diseño de la mezcla se realizó una bachada de prueba, se tomó el revenimiento de acuerdo con ASTM C143: "Método de ensaye estándar para la determinación del revenimiento en el concreto a base de

cemento hidráulico” (Figura 3.30) y se tomaron seis (6) cilindros para ensayar pares a edades de siete (7), 14 y 28 días conforme al método ASTM C39: “Método de Ensayo Normalizado para Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto”.



Figura 3.29: Toma de temperatura a bachada de prueba



Figura 3.30: Ensayo de revenimiento en bachada de prueba

Revenimiento (in)		4
Resistencia promedio a la compresión (kg/cm <sup>2</sup> )	7 días	165
	14 días	218
	28 días	258

Tabla 3.3: Resultados de revenimiento y resistencia a la compresión

### 3.3.3. Mortero

Para la pega de los ladrillos se utilizó un mortero tipo S. Este tipo de mortero se emplea en estructuras que requieran una resistencia alta al esfuerzo de adherencia, sujetas a cargas laterales y de compresión normal, éste deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 125 kg/cm<sup>2</sup> (Norma Técnica Para Control De Calidad De Materiales Estructurales, 1997).

Para definir la dosificación de mortero a emplear se estableció una resistencia a la compresión meta de 140 kg/cm<sup>2</sup>, se realizaron tres mezclas, con proporcionamientos en volumen de 1:2, 1:3 y 1:4 (cemento: arena); luego se ensayaron pares de cubos de cada mezcla a siete días de edad de conformidad con el estándar ASTM C109: “Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Morteros de Cemento Hidráulico”; teniendo en cuenta que la resistencia a compresión a siete días debería ser más o menos el 70% de la resistencia a compresión a 28 días, se estimó la resistencia a compresión a 28 días, con lo cual se determinó que la dosificación necesaria para alcanzar la resistencia meta sería la de 1:3.

Dosificación	Resistencia promedio a la compresión a 7 días de edad (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia proyectada a 28 días de edad (kg/cm <sup>2</sup> )
1: 2	238	340
1: 3	100	144
1: 4	59	84

Tabla 3.4: Compresión de cubos de mortero con diferentes dosificaciones

### 3.3.4. Unidades de mampostería

Las unidades de mampostería de suelo cemento fueron ensayadas según el estándar ASTM C67: “Método de prueba estándar para el muestreo y ensayo de ladrillos y baldosas de arcilla estructural”.

La resistencia a la compresión promedio presentada por las unidades de ladrillo de suelo cemento fue de 32.9 kg/cm<sup>2</sup> (3.2MPa).

### 3.3.5. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo fue ensayado a tracción de conformidad con el estándar ASTM A370: “Métodos de prueba estándar y definiciones para ensayos mecánicos de productos de acero”. Los datos obtenidos del ensayo son mostrados en los anexos.

Denominación	Grado	% elongación promedio	Esfuerzo de fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo máximo (kg/cm <sup>2</sup> )
No. 2	40	17	2,858	3,582
No. 3	40	23	3,402	5,259

Tabla 3.5: Resumen de datos ensayo de tensión en barras de acero

### 3.4. Ensayo de compresión simple en prismas

Para la realización de los ensayos de compresión simple en prismas y el análisis de los resultados posteriores, fue utilizado el Anteproyecto de Norma Mexicana APNMX-C-145-2002: “Determinación de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y concreto”.

Esta Norma establece que los prismas a ensayar deben estar formados por al menos tres (3) piezas, y con un número suficiente de hiladas para obtener una relación altura-espesor adecuada.

La relación de esbeltez de los prismas (altura entre espesor) debe encontrarse entre 2 y 5; en el Anteproyecto de Norma se establece que si no se cumple con los límites, el prisma debe ser rechazado.

El esfuerzo medio que se obtenga de los ensayos se debe corregir multiplicándolo por los factores correctivos de la Tabla 3.6, si el valor obtenido no se encuentra en la tabla puede obtenerse interpolando linealmente.

Relación de esbeltez del prisma	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

Tabla 3.6: Factores correctivos por esbeltez de los prismas

El proceso de ensayo consiste en someter los prismas a una carga de compresión en dirección perpendicular a las hiladas (Figura 3.31).

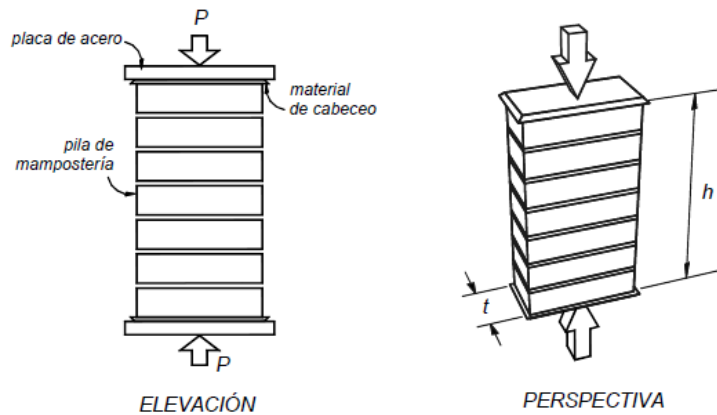


Figura 3.31: Ensayo de compresión simple en prismas. Fuente: APNMX-C-145-2002

Para la determinación de las deformaciones del prisma son utilizados transductores de desplazamiento, que son colocados en sentido longitudinal de la pila, uno en cada cara; se colocan de forma que midan el desplazamiento relativo entre los extremos superior e inferior, a lo largo de la longitud calibrada del prisma (definida por la distancia entre los apoyos de los transductores). El arreglo para la realización de este ensayo se muestra en la Figura 3.32.

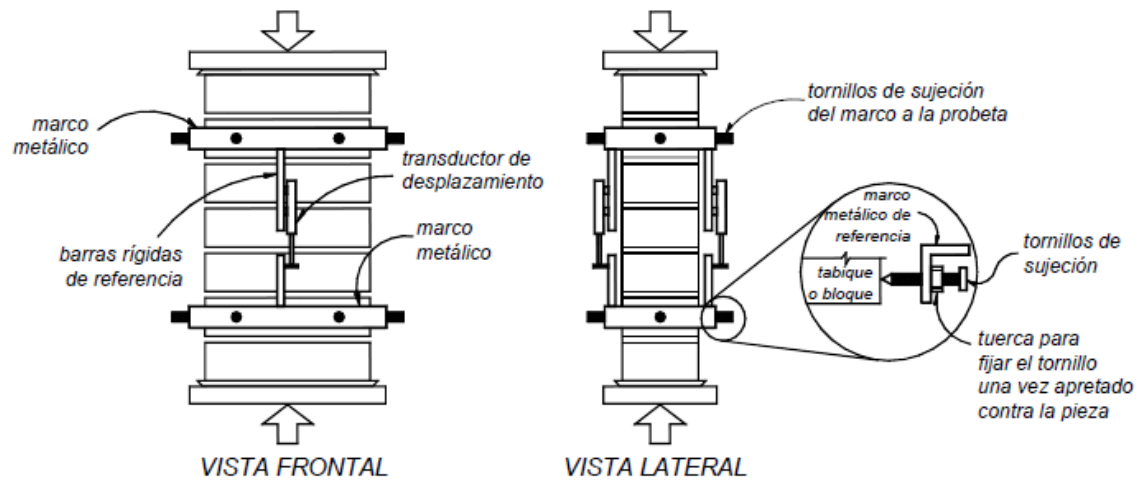


Figura 3.32: Arreglo de los prismas para el ensayo de compresión simple. Fuente: APNMX-C-145-2002

Durante los ensayos a los prismas, y mediante un descodificador de datos se obtuvieron desplazamientos para las caras norte y sur de estos, las lecturas de carga aplicada se obtuvieron de la máquina universal en la cual fueron ensayados; los valores de carga se tomaron a cada 500 kg, esto con el fin de generar una curva de esfuerzo contra deformación unitaria, para posteriormente encontrar los valores del módulo de elasticidad ( $E_m$ ) y la resistencia a compresión ( $f'_m$ ) de la mampostería.

### 3.4.1. Resultados de ensayos de compresión simple de prismas

El cálculo del módulo de elasticidad y de la resistencia a compresión de la mampostería se realizó utilizando las ecuaciones propuestas por la APNMX-C-145-2002. Para la resistencia a compresión fue utilizada la siguiente ecuación:

$$f'_m = \frac{f_{m\text{prom}}}{1+2.5C_m} \quad (\text{Ec. 3.1.})$$

Donde:  $f_{m\text{prom}}$ : Media de los esfuerzos resistentes de los prismas

CAPITULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAYO A PAREDES

---

$C_m$ : Coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los prismas ensayados, no se tomará menor de 0.15

El cálculo del módulo de elasticidad se realiza de la siguiente forma:

$$E_m = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad (\text{Ec. 3.2.})$$

Donde:

$\sigma_1$ : Esfuerzo axial correspondiente a 0.00005 de la deformación

$\sigma_2$ : Esfuerzo axial correspondiente al 40% de la carga máxima

$\varepsilon_2$ : Deformación producida por el esfuerzo  $\sigma_2$

Para cada uno de los prismas ensayados son mostrados los valores de carga y deformación tomados, así como su gráfico de esfuerzo contra deformación unitaria.

• **PCS-1**

Carga (kgf)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Def. Comp. N (mm)	Def. Comp. S (mm)	Def. Unit. N (mm/mm)	Def. Unit. S (mm/mm)	Def. Unit. (mm/mm)
0	0	0	0	0	0	0
500	1.25307002	-0.01	-0.054	-3.2468E-05	-0.00017647	-0.00010447
1000	2.50614004	-0.058	-0.092	-0.00018831	-0.00030065	-0.00024448
1500	3.75921006	-0.172	-0.272	-0.00055844	-0.00088889	-0.00072367
2000	5.01228009	-0.304	-0.448	-0.00098701	-0.00146405	-0.00122553
2500	6.26535011	-0.432	-0.658	-0.0014026	-0.00215033	-0.00177646
3000	7.51842013	-0.552	-0.882	-0.00179221	-0.00288235	-0.00233728
3500	8.77149015	-0.666	-1.102	-0.00216234	-0.00360131	-0.00288182
4000	10.0245602	-0.826	-1.334	-0.00268182	-0.00435948	-0.00352065
4500	11.2776302	-1.146	-1.512	-0.00372078	-0.00494118	-0.00433098
5000	12.5307002	-1.474	-1.742	-0.00478571	-0.00569281	-0.00523926

Tabla 3.7: Datos PCS-1



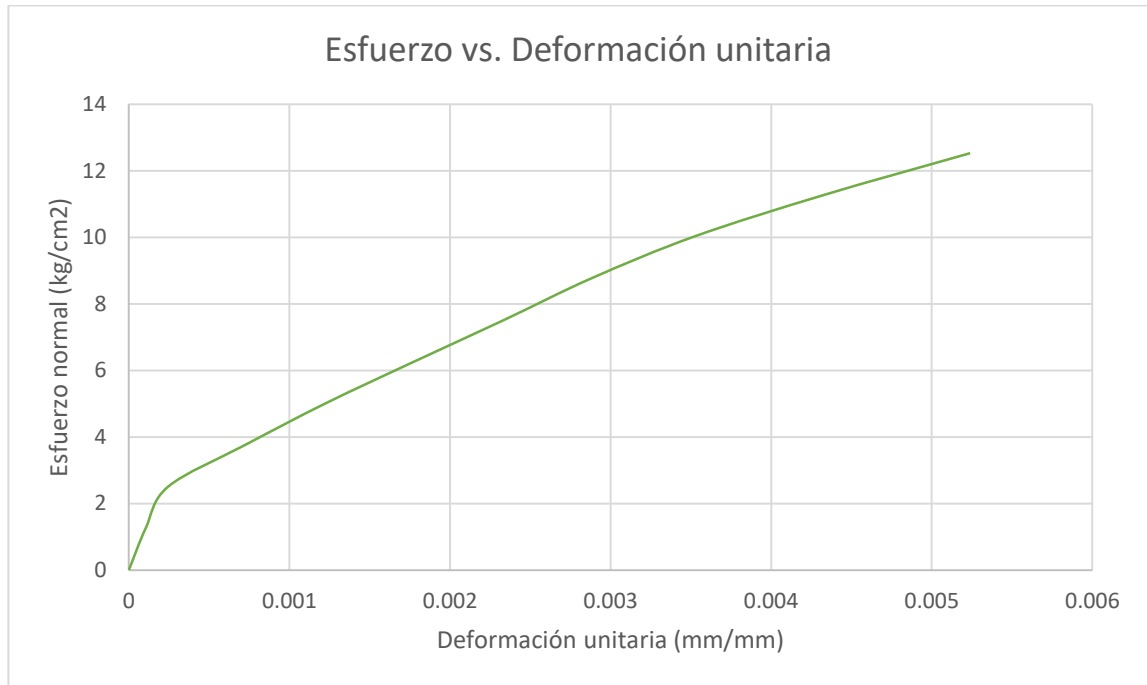


Gráfico 3.1: Esfuerzo vs. Deformación PCS-1

Del gráfico se obtienen los siguientes valores:

$$\sigma_1 = 0.49 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = 5.23 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_2 = 0.00132$$



Figura 3.33: PCS-1

- **PCS-2**

Carga (kgf)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Def. Comp. N (mm)	Def. Comp. S (mm)	Def. Unit. N (mm/mm)	Def. Unit. S (mm/mm)	Def. Unit. (mm/mm)
0	0	0	0	0	0	0
500	1.25	0.002	-0.102	6.4309E-06	-0.00033117	-0.00016237
1000	2.51	-0.008	-0.154	-2.5723E-05	-0.0005	-0.00026286
1500	3.76	-0.034	-0.23	-0.00010932	-0.00074675	-0.00042804
2000	5.01	-0.09	-0.348	-0.00028939	-0.00112987	-0.00070963
2500	6.27	-0.15	-0.454	-0.00048232	-0.00147403	-0.00097817
3000	7.52	-0.232	-0.552	-0.00074598	-0.00179221	-0.00126909
3500	8.77	-0.43	-0.81	-0.00138264	-0.00262987	-0.00200625
4000	10.02	-0.56	-0.978	-0.00180064	-0.00317532	-0.00248798
4500	11.28	-0.764	-1.248	-0.00245659	-0.00405195	-0.00325427
5000	12.53	-0.942	-1.516	-0.00302894	-0.00492208	-0.00397551
5500	13.78	-0.992	-2.018	-0.00318971	-0.00655195	-0.00487083

Tabla 3.8: Datos de ensayo PCS-2



Gráfico 3.2: Esfuerzo vs. Deformación PCS-2

Del gráfico se obtienen los siguientes valores:

$$\sigma_1 = 0.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = 5.97 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_2 = 0.000095$$



Figura 3.34: PCS-2

- **PCS-3**

Carga (kgf)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Def. Comp. N (mm)	Def. Comp. S (mm)	Def. Unit. N (mm/mm)	Def. Unit. S (mm/mm)	Def. Unit. (mm/mm)
0	0.00	0	0	0	0	0
500	1.26	-0.018	-0.2	-5.8632E-05	-0.00064935	-0.00035399
1000	2.51	-0.182	-0.338	-0.00059283	-0.0010974	-0.00084512
1500	3.77	-0.444	-0.584	-0.00144625	-0.0018961	-0.00167118
2000	5.03	-0.686	-0.816	-0.00223453	-0.00264935	-0.00244194
2500	6.29	-0.948	-1.05	-0.00308795	-0.00340909	-0.00324852
3000	7.54	-1.182	-1.266	-0.00385016	-0.00411039	-0.00398028
3500	8.80	-1.434	-1.502	-0.00467101	-0.00487662	-0.00477382
4000	10.06	-1.708	-1.746	-0.00556352	-0.00566883	-0.00561617
4500	11.32	-1.972	-1.98	-0.00642345	-0.00642857	-0.00642601
5000	12.57	-2.572	-2.468	-0.00837785	-0.00801299	-0.00819542
5500	13.83	-3.1	-2.914	-0.01009772	-0.00946104	-0.00977938

Tabla 3.9: Datos de ensayo PCS-3

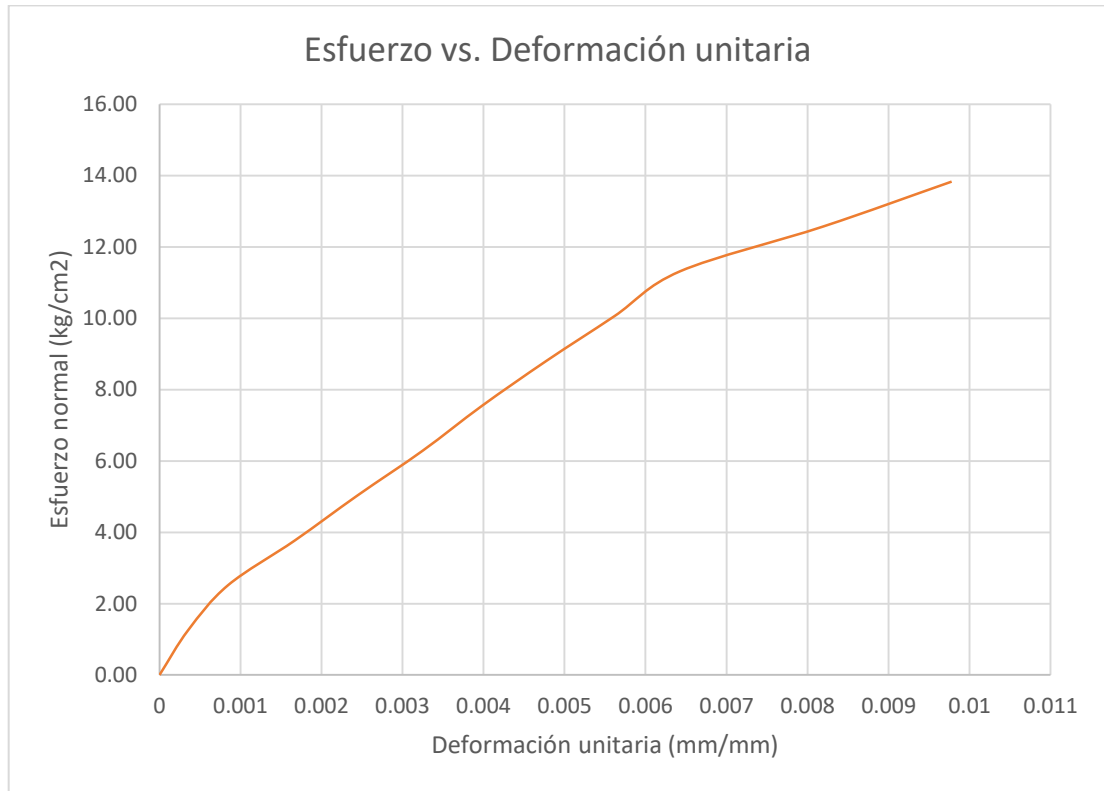


Gráfico 3.3: Esfuerzo vs. Deformación PCS-3

Del gráfico se obtienen los siguientes valores:

$$\sigma_1 = 0.15 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = 5.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_2 = 0.0029$$



Figura 3.35: PCS-3

- **Gráficos de los tres prismas**

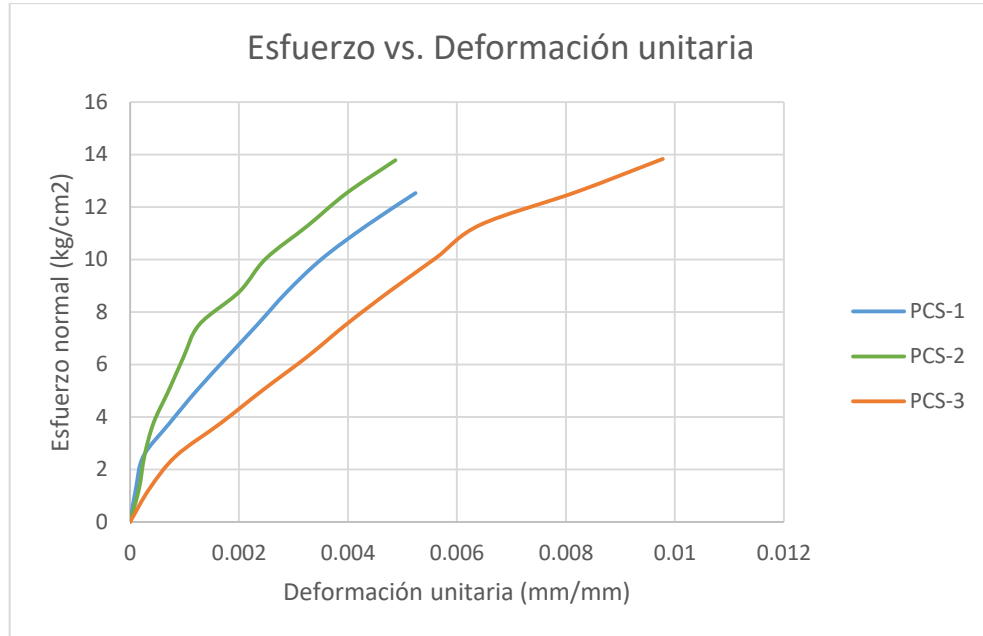


Gráfico 3.4: Gráfico Esfuerzo-Deformación unitaria de los tres prismas

En el gráfico 3.4 se observa que la deformación unitaria para el PCS-3 presenta valores más altos que los del PCS-1 y el PCS-2; esto se generó debido a que durante el ensayo del PCS-3 una de las placas de apoyo para los transductores de desplazamiento sufrió un desprendimiento, por lo que los resultados de deformación de la cara sur del prisma se vieron afectados. Debido a esto se decidió considerar en el análisis de datos únicamente los valores obtenidos en los prismas 1 y 2.

En la Tabla 3.10 se presenta el resumen de los datos obtenidos durante el ensayo de compresión simple para los tres prismas, pero, debido a lo mencionado en el párrafo anterior, en el cálculo de los promedios de esfuerzos y módulos de elasticidad se han considerado únicamente los valores del PCS-1 y el PCS-2.

CAPITULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAYO A PAREDES

Identificación	PCS-1	PCS-2	PSC-3
Fecha de fabricación	11/12/2017	11/12/2017	11/12/2017
Fecha de ensayo	08/02/2018	08/02/2018	08/02/2018
Edad (días)	59	59	59
Espesor promedio (cm)	14.2	14.2	14.1
Ancho promedio (cm)	28.1	28.1	28.2
Altura promedio (cm)	35.8	36.2	36.0
Peso (kg)	19.7	20.1	20.2
Longitud calibrada norte (cm)	30.8	31.1	30.7
Longitud calibrada sur (cm)	30.6	30.8	30.8
Carga máxima de ensayo (kgf)	5220.0	5960.0	5940.0
Área bruta (cm <sup>2</sup> )	399.02	399.02	397.62
Esfuerzo bruto (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>13.08</b>	<b>14.94</b>	14.94
Resistencia promedio (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>14.01</b>		
Esbeltez $h_p/t_p$	2.52	2.55	2.55
Factor de corrección	0.83	0.83	0.83
Esfuerzo bruto corregido(kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>10.83</b>	<b>12.43</b>	<del>12.44</del>
Resistencia promedio corregido (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>11.63</b>		
Desviación estándar (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>1.1</b>		
Coefficiente de variación (%)	<b>9.7</b>		
$\sigma_2 = 0.4f_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	5.23	5.97	5.98
$\epsilon_2$	0.00132	0.00095	0.0029
$\sigma_1$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.490	0.370	0.150
$\epsilon_1$	0.0005	0.00005	0.00005
Módulo de Elasticidad (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>5780.49</b>	<b>6222.22</b>	<del>2045.61</del>
Módulo de Elasticidad promedio (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>6001.36</b>		
Desviación estándar (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>312.4</b>		
Coefficiente de variación (%)	<b>5.20</b>		

Tabla 3.10: Resumen de ensayo de compresión simple en prismas de mampostería

### 3.5. Ensayo de compresión diagonal en prismas

El ensayo de compresión diagonal en prismas puede realizarse bajo lo establecido por el Anteproyecto de Norma Mexicana APNMX-C-416-2002: “Determinación de la resistencia a compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y concreto”.

Por medio de este ensayo es posible determinar la resistencia a compresión diagonal y la rigidez a cortante de la mampostería. El ensayo consiste en aplicar una carga de compresión a lo largo de una de las diagonales del prisma (Figura 3.36); generando esfuerzos de tensión creciente que se orientan perpendicularmente a la dirección de la carga, lo cual genera una falla en el prisma en forma de una grieta casi vertical entre las dos esquinas cargadas.

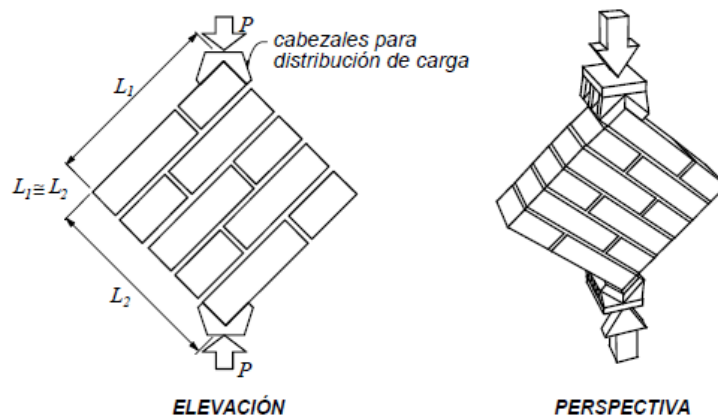


Figura 3.36: Prisma para ensayo de compresión diagonal. Fuente: APNMX-C-146-2002

La Norma establece que los lados de las probetas deben ser aproximadamente iguales, cumpliendo que la relación de lado menor entre lado mayor no sea igual o menor a 0.9.

Al igual que en el ensayo de compresión simple, aquí son usados transductores de desplazamiento para obtener los valores de deformación del prisma. Los transductores son colocados sobre las diagonales de los prismas, uno en cada cara. En la Figura 3.37 se muestra el arreglo de los transductores de desplazamiento.

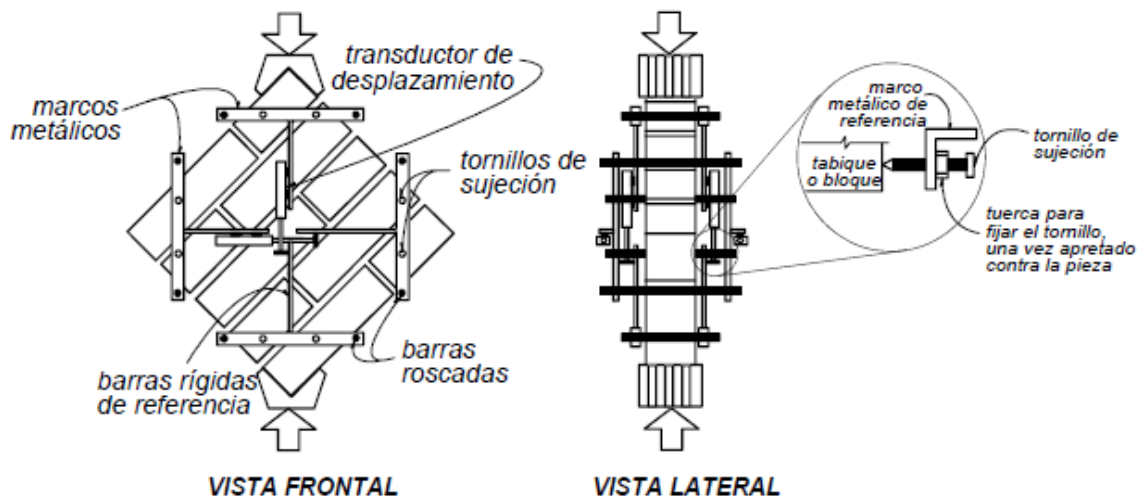


Figura 3.37: Arreglo de los transductores de desplazamiento. Fuente: APNMX-C-146-2002

### 3.5.1. Resultados de ensayos de compresión diagonal en prismas

El cálculo de la resistencia a compresión diagonal ( $v'_m$ ) y del módulo de rigidez a cortante ( $G_m$ ) de los prismas de mampostería se realizó utilizando la APNMX-C-146-2002. La resistencia a compresión diagonal se calculó con la siguiente ecuación:

$$v'_m = \frac{v'_{mprom}}{1+2.5C_v} \quad (\text{Ec. 3.3.})$$

Donde:  $v'_{mprom}$ : Media de los esfuerzos resistentes de los prismas



$C_m$ : Coeficiente de variación de los esfuerzos resistentes de los prismas ensayados, no se tomará menor de 0.20

En el módulo de rigidez a cortante de la mampostería ( $G_m$ ) se utilizó la ecuación siguiente:

$$G_m = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\gamma_2 - 0.00005} \quad (\text{Ec. 3.4.})$$

Donde:  $\tau_1$ : Esfuerzo cortante correspondiente a 0.00005 de la deformación angular

$\tau_2$ : Esfuerzo cortante correspondiente al 40% de la carga máxima

$\gamma_2$ : Deformación angular producida por el esfuerzo  $\tau_2$

Durante los ensayos realizados en los prismas de compresión diagonal se obtuvieron lecturas de carga y deformación para cada uno, las deformaciones se tomaron para la cara este y para la cara oeste (Figura 3.38).

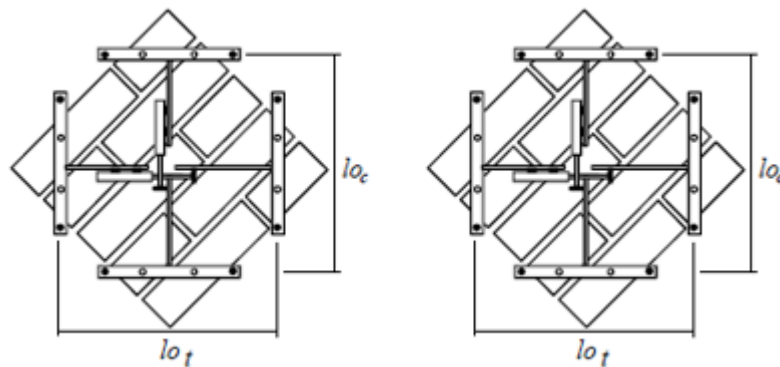


Figura 3.38: Caras este y oeste de un prisma de compresión diagonal

Dado que, las dimensiones de los prismas de compresión diagonal no cumplían con la relación de lado menor entre lado mayor establecido por la Norma y que, durante el ensayo se presentaron inconvenientes con la máquina de prueba del ensayo, los resultados se compararon con los obtenidos en el Proyecto de Cooperación Técnica: “Mejoramiento de la Tecnología para la Construcción y Difusión de la Vivienda Popular Sismo-resistente”.

En el Gráfico 3.5 se muestra el comportamiento del PCD-1. Debido a las condiciones mencionadas en el párrafo anterior, este fue el único prisma que pudo ser llevado hasta el final de su ensayo.

- **PCD-1**

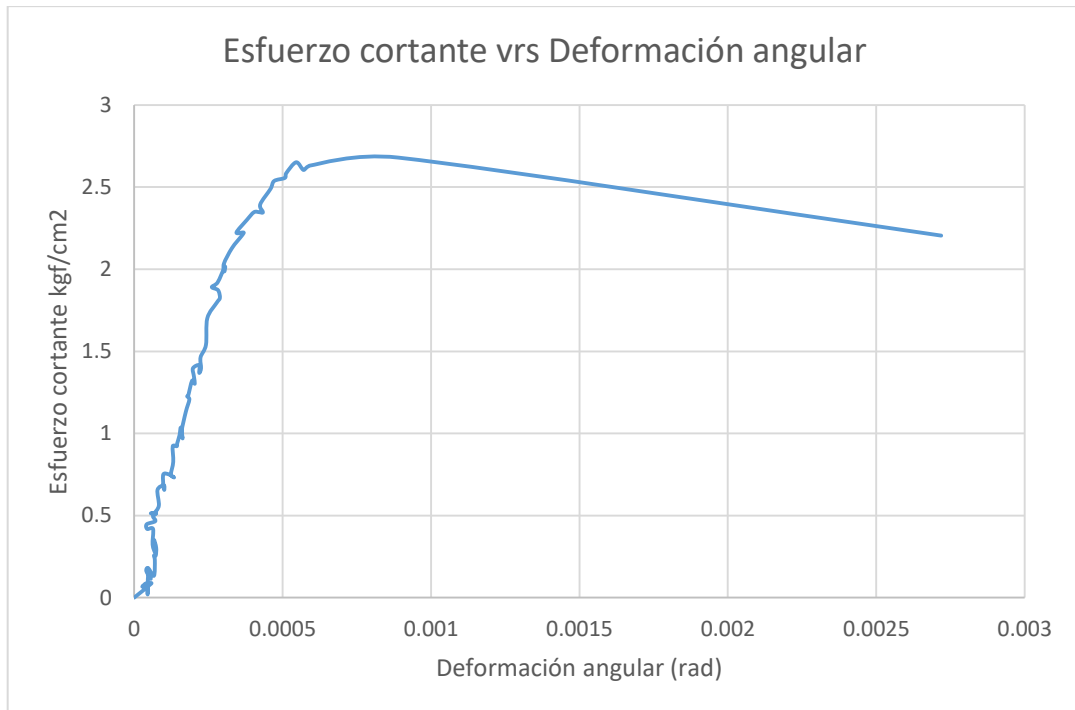


Gráfico 3.5: Esfuerzo cortante vs. Deformación angular PCD-1

PCD-1		
Altura Diagonal		76.0
Longitud 1		60.8
Longitud 2 (m)		45.7
Espesor promedio (cm)		14.1
Área (cm <sup>2</sup> )		1072.2
Longitud de calibración (cm)	LC <sub>1</sub>	66.3
	LC <sub>2</sub>	65.9
	LC <sub>3</sub>	66.2
	LC <sub>4</sub>	66.0

Tabla 3.11: Datos PCD-1

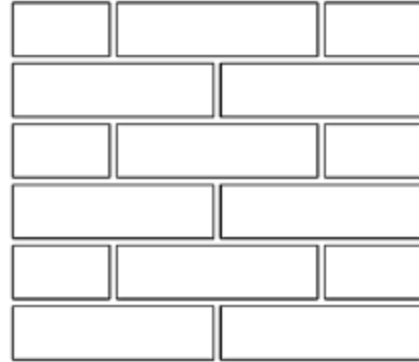


Figura 3.39: Esquema PCD-1

Con los datos obtenidos durante el ensayo, se determinó que la carga máxima soportada por el PCD-1 fue:

$$\text{Carga máxima} = 2873.58 \text{ kgf}$$

Por lo que, la resistencia a compresión diagonal es:

$$v'_m = \frac{2873.58}{1072.2}$$

$$v'_m = 2.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Del gráfico 3.5 se obtienen los valores necesarios para el cálculo del módulo de rigidez a cortante de la mampostería ( $G_m$ ).

$\tau_1$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_1$	$\tau_2$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_2$
0.08	0.00005	1.07	0.000165
$G_m = 8626.09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$			

Tabla 3.12: Módulo de rigidez de la mampostería PCD-1

CAPITULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAYO A PAREDES

En la Tabla 3.12 se observa que el valor del módulo de rigidez ( $G_m$ ) presenta un valor muy elevado al compararlo con el obtenido en investigaciones previas. En la Tabla 3.13 son mostrados los valores para la resistencia a compresión diagonal y el módulo de cortante de la mampostería que se obtuvieron en el Proyecto de Cooperación Técnica: “Mejoramiento de la Tecnología para la Construcción y Difusión de la Vivienda Popular Sismo-resistente”.

Identificación	$v'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$v'_m$ promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Desv. Est. (kg/cm <sup>2</sup> )	Coef. Var. %	G (kg/cm <sup>2</sup> )	G promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Desv. Est. (kg/cm <sup>2</sup> )	Coef. Var. %
PCD1	1.8	3.1	0.9	28.0	---	2000	400.0	20.0
PCD2	3.4				2500			
PCD4	4.1				1600			
PCD5	4.1				1700			
PCD7	2.5				2300			
PCD8	2.5				---			
PCD9	3.1	---	---	---	---	---	---	
SPP-PCD1	2.0	2.0	0.1	6.7	1100	1100	---	---
SPP-PCD4	1.9				1100			
SPP-PCD5	2.0				---			
SPP-PCD6	2.2				---			
PCD11	2.3	2.3	0.5	24.6	---	1400.0	400.0	28.6
PCD12	3.1				1100			
PCD13	2.4				2000			
PCD14	2.2				---			
PCD15	2.2				1100			
PCD16	1.4				1500			
Promedio	2.5				1600			
Desv. estándar	0.8				500			
C.V. (%)	30.3				31.3			

Tabla 3.13: Resultados de ensayos de compresión diagonal del proyecto TAISHIN. Fuente: Informe Técnico Suelo-Cemento

La NTDCEM permite el cálculo del módulo de rigidez al cortante ( $G_m$ ) en función del módulo de elasticidad ( $E_m$ ), este fue el valor utilizado en este trabajo de investigación. La expresión utilizada es la siguiente:

$$G_m = 0.40E_m$$

Con lo que se obtiene un valor de:

$$G_m = 2400.40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### 3.6. Cálculos para modelo trilineal

En el Capítulo 2 fueron descritas las ecuaciones necesarias para el trazado de la curva trilineal idealizada propuesta por Tomazevic. En esta sección se presentan los cálculos realizados para la obtención de puntos para el trazado.

#### 3.6.1. Cálculos para el estado límite elástico

El estado límite elástico está determinado por la resistencia última a cortante (carga de agrietamiento) especificada para la mampostería y el desplazamiento de agrietamiento.

- **Carga de agrietamiento**

$$V_{agr} = (0.5v'_m * A_t + 0.3P) \leq 1.5v'_m A_T$$

Datos:

$$v'_m = 2.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_t = 1568 \text{ cm}^2$$

$$P = 3700 \text{ kg (Del bajado de cargas, ver en Anexos)}$$

$$V_{agr} = [(0.5 * 2.5 * 1568) + 0.3(3700)] \leq 1.5 * 2.5 * 1568$$

$$V_{agr} = 3070 \text{ kg} \leq 5880 \text{ kg}$$

- **Desplazamiento de agrietamiento**

Para la determinación de la carga de agrietamiento debe conocerse el valor de la rigidez lateral efectiva de la pared ( $K_e$ ), la cual se calcula así:

$$K_e = \left[ \frac{H^3}{\beta E_m I} + \frac{\alpha H}{A G_m} \right]^{-1}$$

Datos:

$$H = 140 \text{ cm}$$

$$E_m = 6001 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta = 3$$

$$I = 3,201,333.33 \text{ cm}^4$$

$$G_m = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\alpha = 1.2$$

$$A_t = 1568 \text{ m}^2$$

$$K_e = \left[ \frac{140^3}{3 * 6001 * 3201333.33} + \frac{1.2 * 140}{2352 * 2400} \right]^{-1}$$

$$K_e = 10839.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Con el valor de la rigidez efectiva lateral puede ser calculada la carga de agrietamiento:

$$d_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_e}$$

$$d_{agr} = \frac{3070}{10839.64} = 0.28 \text{ cm}$$

$$\mathbf{d_{agr} = 2.8 \text{ mm}}$$

### 3.6.2. Cálculos para el estado de resistencia máxima

El estado de resistencia máxima está determinado por la carga lateral máxima y su desplazamiento.

- **Carga máxima**

$$V_{\text{máx}} = (1 + x)V_{\text{agr}}$$

Datos:

$$x = 0.25$$

$$V_{\text{máx}} = (1 + 0.25) * 3070$$

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{3837.50 \text{ kg}}$$

- **Desplazamiento de la carga máxima**

En el tramo de la carga máxima del modelo trilineal, existe una degradación de rigidez inicial debido al desarrollo de grietas (al igual que en el de carga última). Para este desplazamiento, existe un factor  $\alpha_1$ , el cual varía entre 2 y 3, que es multiplicado por el desplazamiento correspondiente a la carga de agrietamiento.

$$d_{\text{vmáx}} = \alpha_1 * d_{\text{agr}}$$

$$d_{\text{vmáx}} = 2 * 0.28 = 0.56 \text{ cm}$$

$$d_{\text{vmáx}} = \mathbf{5.6 \text{ mm}}$$

### 3.6.3. Cálculos para el estado último

El punto donde se presenta la resistencia última no corresponde al cortante de diseño, sino a un valor máximo experimental idealizado.

- **Carga última**

Mediante ensayos realizados en más de 60 modelos, Tomazevic determinó un valor experimental para la resistencia última:

$$V_u = 0.8V_{m\acute{a}x}$$

$$V_u = 0.8 * 3837.50$$

$$V_u = 3070 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Desplazamiento de la carga última**

El desplazamiento último ( $d_u$ ) generado con la carga última ( $V_u$ ) es calculado utilizando un factor de ductilidad ( $\mu_d$ ), este se ha considerado igual a 4.

$$d_u = \mu_d * d_{agr}$$

$$d_u = 4 * 0.28 = 1.12 \text{ cm}$$

$$d_u = 11.2 \text{ mm}$$

#### 3.6.4. Curva trilineal

En la tabla siguiente se muestran cada una de las cargas y desplazamientos para el trazo del modelo trilineal.

Punto	Carga (ton)	Desplazamiento (mm)
Agrietamiento	3.07	2.8
Máximo	3.84	5.6
Último	3.07	11.2

Tabla 3.14: Puntos requeridos para el trazo del modelo trilineal

Graficando los puntos de la tabla anterior se obtiene la envolvente de resistencia teórica (Gráfico 3.6), mediante la cual se puede idealizar el comportamiento estructural de las paredes en estudio.



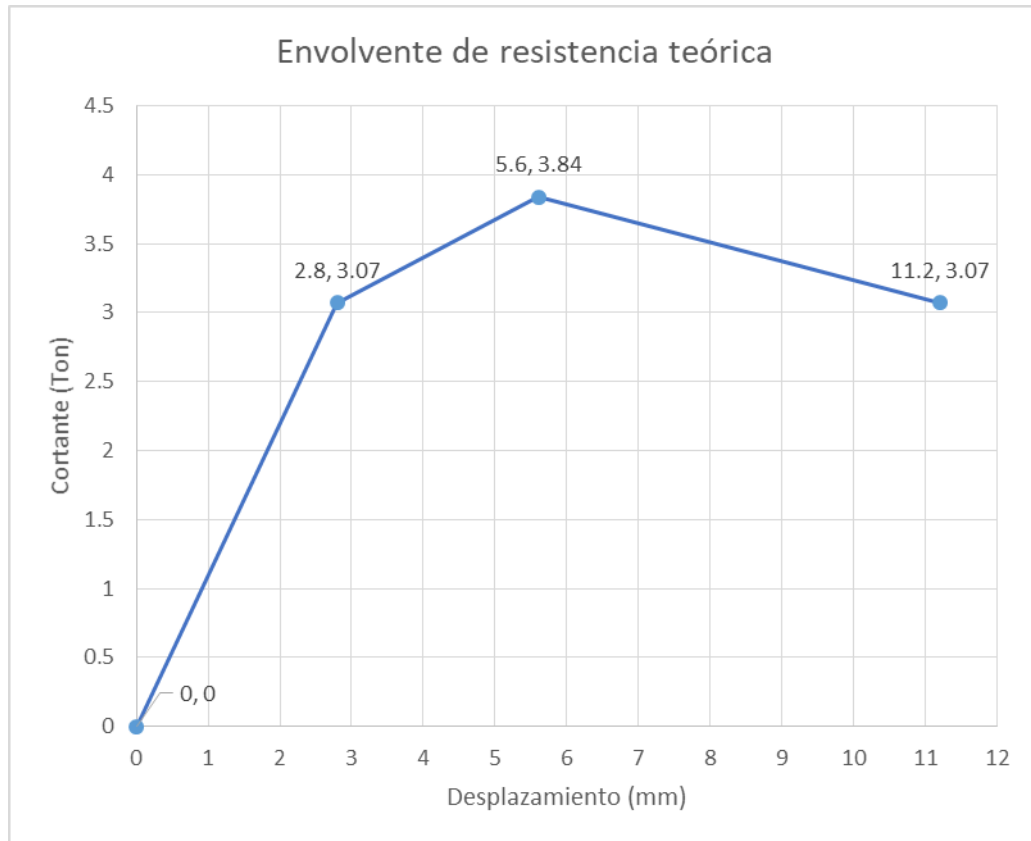


Gráfico 3.6: Envolvente de resistencia teórica

### 3.7. Metodología para el ensayo de los modelos

Los modelos de pared se ensayaron en el marco de carga aplicando una carga vertical que simuló un segundo nivel en la vivienda y cargas laterales cíclicas e incrementales que simularon el efecto de sismo.

A continuación, se presenta un esquema general del montaje de los modelos en el marco de carga:

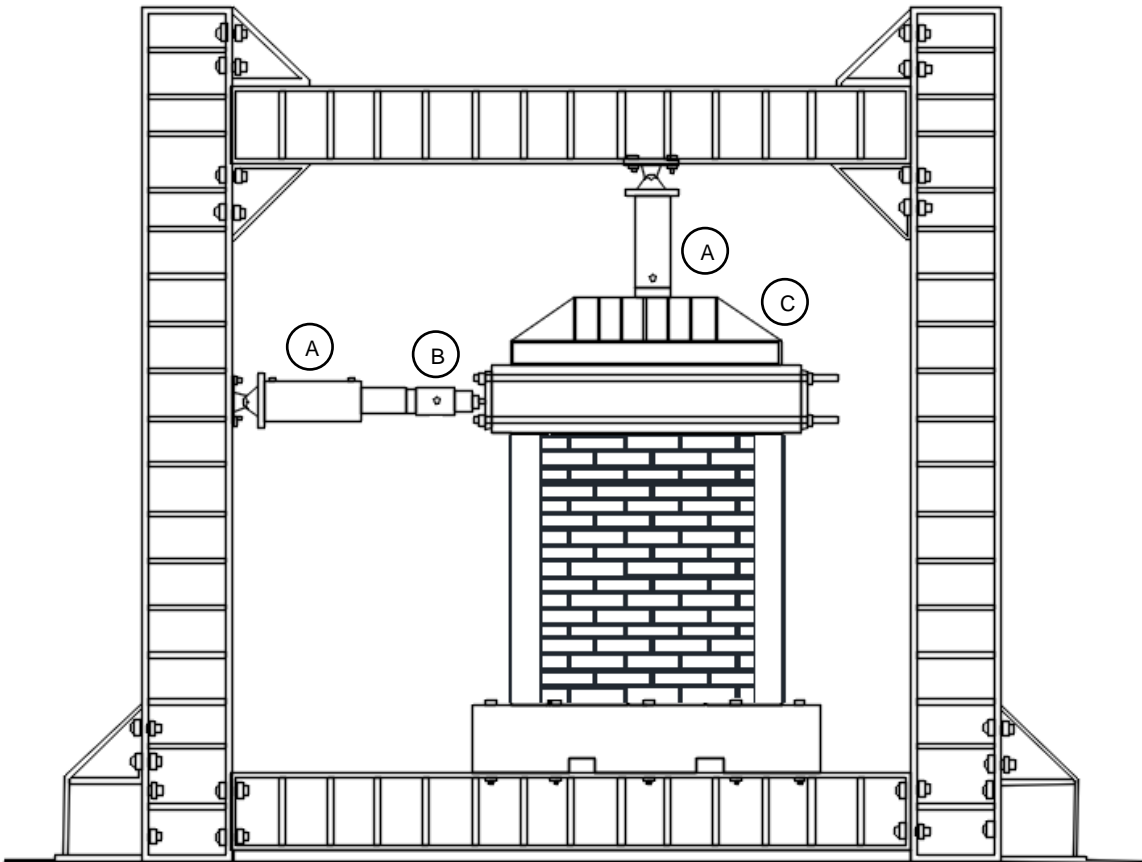


Figura 3.40: Esquema general del montaje de los modelos en el marco de carga.  
A: gato hidráulico, B: celda de carga, C: placas de transmisión de carga

### 3.7.1. Instrumentación de los modelos.

Los modelos de pared se instrumentaron a fin de conocer los desplazamientos en algunos de sus puntos. Dicha instrumentación puede clasificarse como interna y externa.

- **Instrumentación interna**

Cada modelo contó con ocho Strain Gauges ubicados en el acero de refuerzo longitudinal de la manera que se presenta en las Figuras 3.41 y 3.42 y cuya instalación se detalla en el apartado 3.2.1, la función de estos dispositivos fue medir las deformaciones locales en el acero de refuerzo longitudinal. La especificación de los Strain Gauges usados es FLA-10-23-5L, 120  $\Omega$ , 5mm.

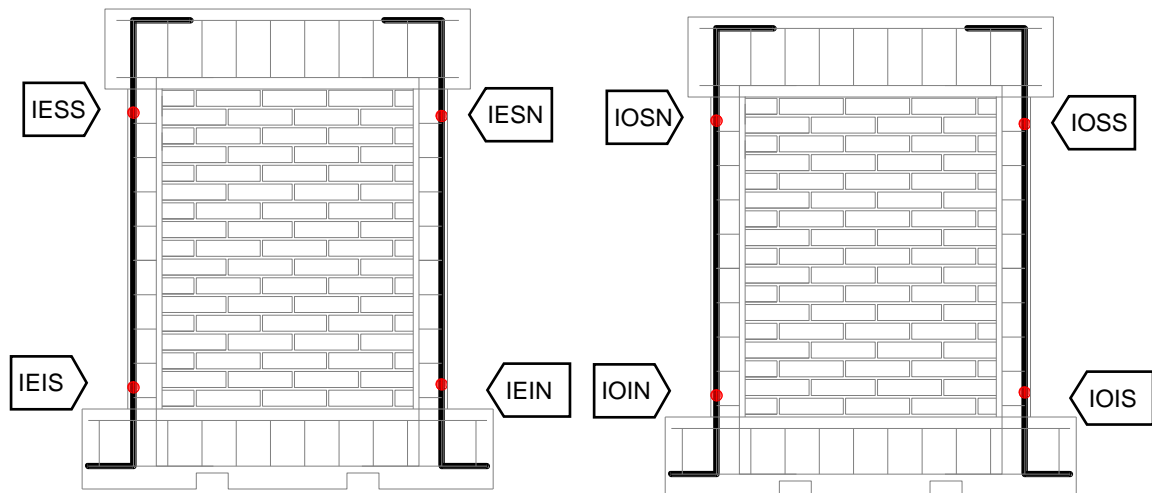


Figura 3.42: Ubicación de Strain Gauges vista Este

Figura 3.41: Ubicación de Strain Gauges vista Oeste

### CAPITULO 3: PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAYO A PAREDES

Identificación	Especificación	Localización
IESS	FLA-10-23-5L, 120 $\Omega$ , 5mm	Vista este, costado sur, superior.
IEIS	FLA-10-23-5L, 120 $\Omega$ , 5mm	Vista este, costado sur, inferior.
IESN	FLA-10-23-5L, 120 $\Omega$ , 5mm	Vista este, costado norte, superior.
IEIN	FLA-10-23-5L, 120 $\Omega$ , 5mm	Vista este, costado norte, inferior.
IOSS	FLA-10-23-5L, 120 $\Omega$ , 5mm	Vista oeste, costado sur, superior.
IOIS	FLA-10-23-5L, 120 $\Omega$ , 5mm	Vista oeste, costado sur, inferior.
IOSN	FLA-10-23-5L, 120 $\Omega$ , 5mm	Vista oeste, costado norte, superior.
IOIN	FLA-10-23-5L, 120 $\Omega$ , 5mm	Vista oeste, costado norte, inferior.

Tabla 3.15: Identificación de Strain Gauges ubicados en cada modelo

- **Instrumentación externa**

La instrumentación externa consistió en un conjunto de transductores de desplazamiento (CDP), que se acoplaron al modelo en ensayo de manera que permitieron la medición de los desplazamientos lineales entre dos puntos, y así relacionarlos con deformaciones por flexión y cortante.

Los CDP se colocaron en ambas caras de los modelos, para los ensayos a realizar, estas caras se identificaron como vista Oeste y vista Este. En la Figura 3.43 se muestra la distribución de CDP para la vista Oeste, en la tabla 3.16 es mostrada la descripción de cada uno. En la Figura 3.44 son mostrados los de la vista Este y en la Tabla 3.17 sus descripciones.

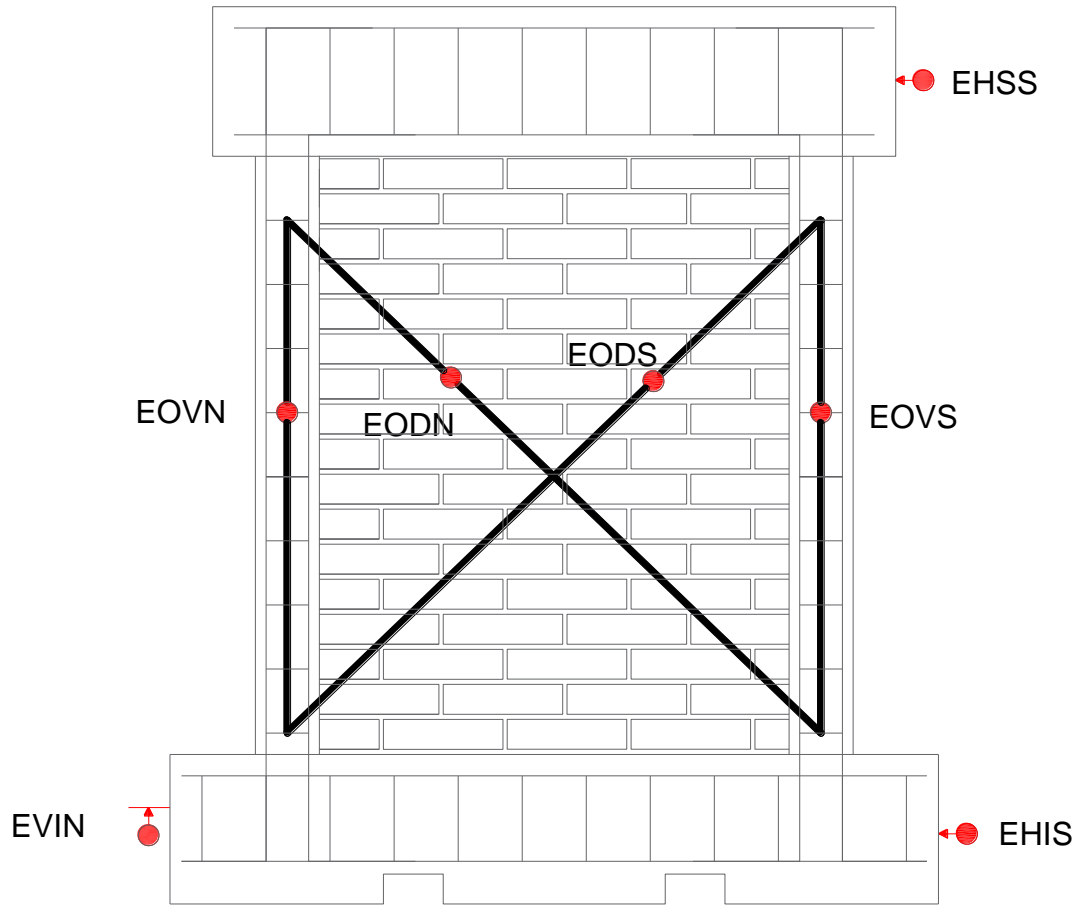


Figura 3.43: Ubicación de CDP vista Oeste.

Identificación	Capacidad	Localización
EHSS	100mm	Horizontal, superior, costado sur
EHIS	25mm	Horizontal, inferior costado sur
EVIN	25mm	Vertical, inferior, costado norte
EOVN	50mm	Vista oeste, vertical, costado norte
EODN	50mm	Vista oeste, diagonal, costado norte
EODS	50mm	Vista oeste, diagonal, costado sur
EOVS	50mm	Vista oeste, vertical, costado sur

Tabla 3.16: identificación de CDP vista Oeste.

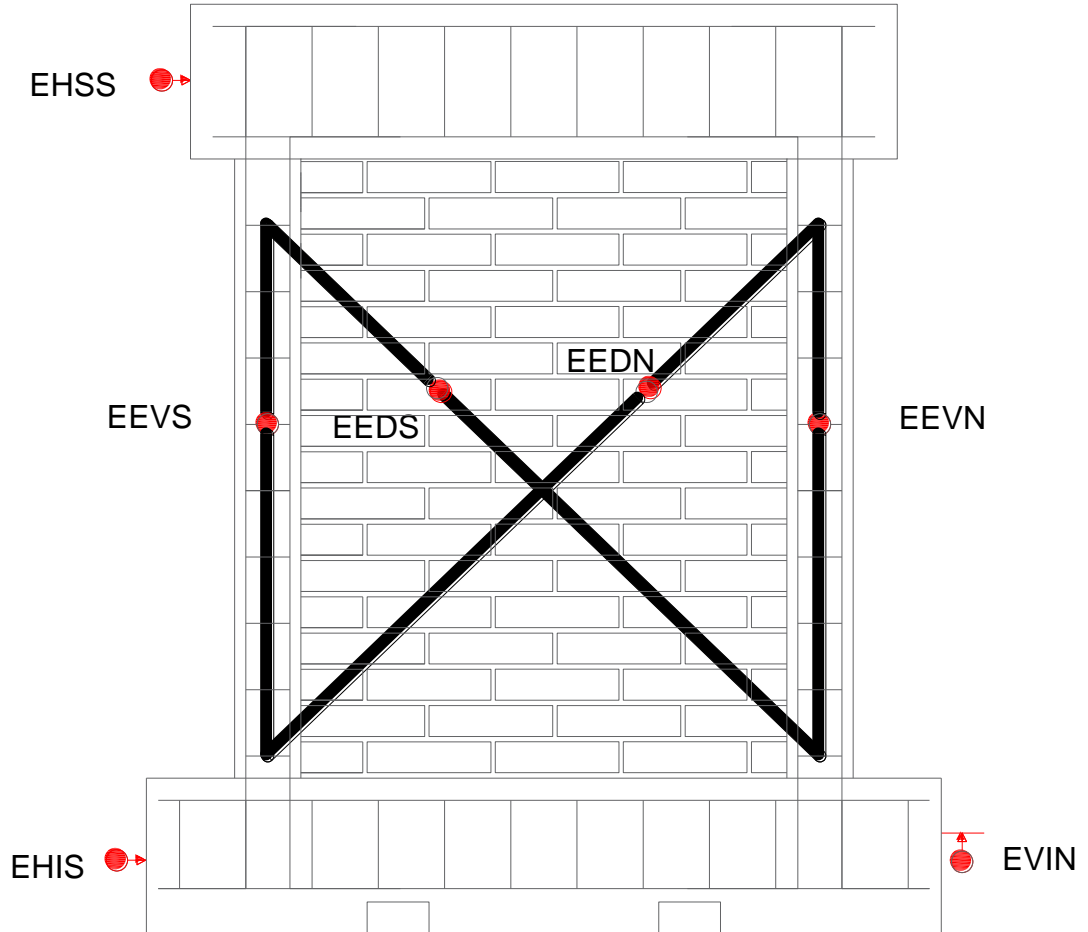


Figura 3.44: Ubicación de CDP vista Este.

Identificación	Capacidad	Localización
EEVS	50mm	Vista este, vertical, costado sur
EEDS	50mm	Vista este, diagonal, costado sur
EEDN	50mm	Vista este, diagonal, costado norte
EEVN	50mm	Vista este, vertical, costado norte

Tabla 3.17: identificación de CDP vista Este.

### **3.7.2. Aplicación de la carga**

La carga se aplicó mediante dos gatos hidráulicos: uno vertical que mantuvo carga constante durante el desarrollo del ensayo y otro horizontal con el cual se aplicaron la cargas cíclicas incrementales, éste se equipó con una celda de carga conectada simultáneamente a la colectora de datos y a la válvula de control del sistema. El esquema general del montaje de los modelos en el marco de carga se muestra en la Figura 3.40.

### **3.7.3. Adquisición de datos**

La adquisición de datos se realizó mediante un hardware decodificador que convierte los impulsos eléctricos transmitidos por los CDP y los Strain Gauges en datos que una computadora personal puede interpretar y procesar. Se empleó un software especializado que permitió la lectura en tiempo real de los datos generados por la celda de carga y los dispositivos de medición de desplazamientos.

**CAPÍTULO 4:  
EVALUACIÓN DEL  
COMPORTAMIENTO DE LOS  
MODELOS**



## CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS

### MODELOS

En el capítulo anterior se describieron las características y propiedades de los modelos de pared de mampostería confinada a ensayar. Dentro de este capítulo se evaluará el comportamiento estructural para estos modelos de acuerdo a los resultados de los ensayos. La nomenclatura utilizada es la siguiente:

Modelo	Nomenclatura
1	MC-SC1 <sup>2</sup>
2	MC-SC2 <sup>3</sup>

Tabla 4.1: Nomenclatura de los modelos de pared

#### 4.1. Definición de parámetros

En este apartado se definirán los parámetros que ayudarán a interpretar el comportamiento de las estructuras en estudio, dichos parámetros relacionan las propiedades geométricas y mecánicas de los modelos ensayados.

##### 4.1.1. Relaciones carga-desplazamiento

Las relaciones carga-desplazamiento de una pared se representan a través de la relación existente entre la carga lateral (o esfuerzo cortante promedio) y el desplazamiento del extremo superior. Estas curvas también son representadas en términos de carga-deformación, donde el desplazamiento es representado por

---

<sup>2</sup> Mampostería confinada de suelo cemento modelo 1

<sup>3</sup> Mampostería confinada de suelo cemento modelo 2

el desplazamiento del extremo superior del modelo dividido entre la altura del mismo (deformación angular o distorsión).

Estas curvas permiten representar gráficamente múltiples parámetros del ensayo; a través de ellas es posible describir el comportamiento hasta cerca del agrietamiento y determinar la carga de agrietamiento y la rigidez inicial. Después de este primer tramo se define una zona entre el agrietamiento y la carga máxima, la cual presenta una rigidez inferior a la inicial. Y finalmente es posible conocer la carga y deformación de falla (Méndez & Gutiérrez, 2012).

#### **4.1.2. Histéresis y distorsión**

La histéresis es una medida de la capacidad de una estructura de disipar energía por medio de deformaciones inelásticas. En la práctica, esta energía disipada se asume que se gasta por un aumento en el amortiguamiento de la estructura. La curva histerética es la gráfica que representa la carga cíclica aplicada con la deformación observada al aplicar dicha carga. Cuanto mayor es el área encerrada por la curva histerética mayor es la energía disipada por la estructura mediante deformaciones inelásticas y esto se representa con un aumento del amortiguamiento de la estructura (Méndez & Gutiérrez, 2012).

La distorsión es la división del desplazamiento lateral de la estructura entre la altura a la que se está midiendo este desplazamiento. En el presente trabajo la distorsión se presentará en porcentaje.

$$D = \frac{\Delta L}{H} \times 100\% \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Donde:

D : Distorsión

$\Delta L$  : Desplazamiento del extremo superior (transductor EHSS)

H : Altura a la cual se mide el desplazamiento

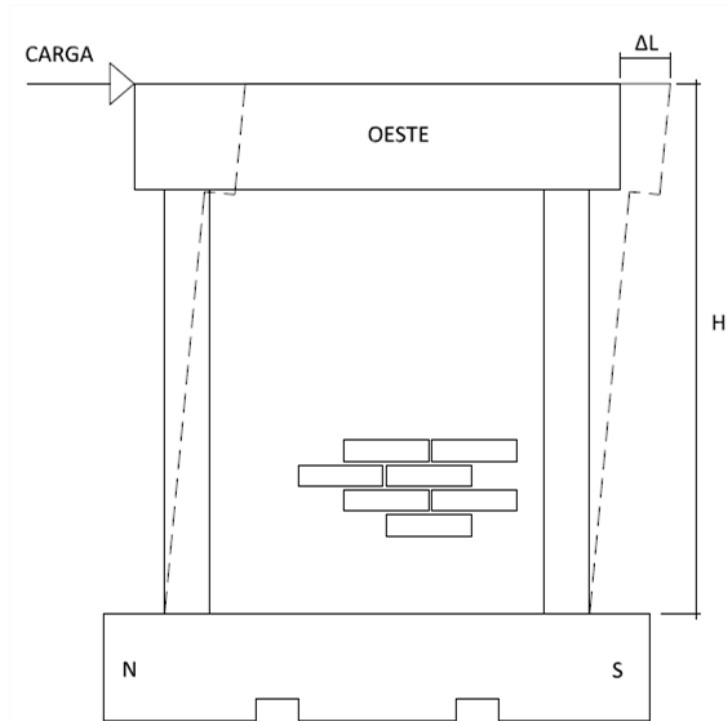


Figura 4.1: Esquema para el cálculo de la distorsión

### 4.1.3. Rotación y curvatura

La rotación se calculó para cada vista de cada modelo mediante el empleo de los transductores verticales denominados OEVN y EOVS para la vista Oeste y EEVN y EEVS para la vista Este; para su cálculo se empleó la ecuación 4.2.:

$$\theta = \frac{l_S - l_N}{d} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

$\theta$  : Rotación en radianes

$l_S$  : Lectura del transductor sur (EOVS o EEVS) en mm

$l_N$  : Lectura del transductor norte (EOVN o EEN) en mm

$d$  : Distancia horizontal entre apoyos de transductores en mm

Para facilitar la interpretación de las gráficas de rotación, los resultados de la ecuación 4.2 fueron multiplicados por 100 para obtener la rotación en porcentaje.

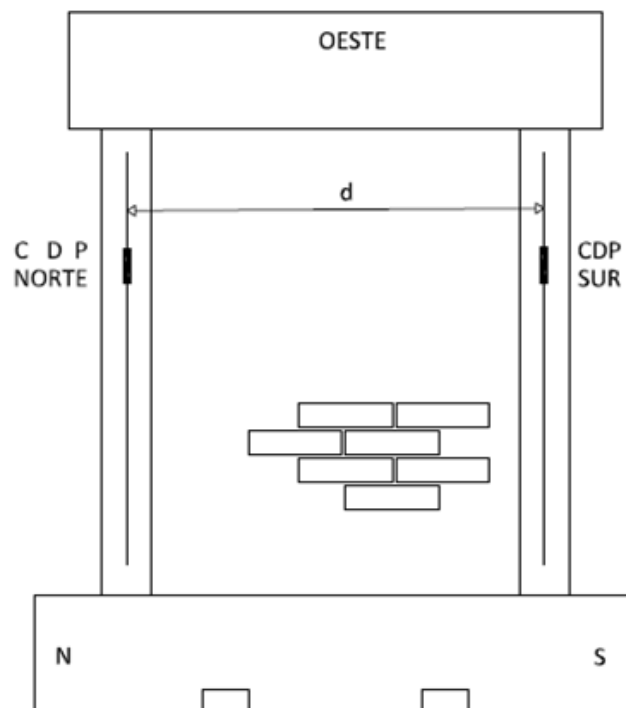


Figura 4.2: Esquema de transductores para el cálculo de la rotación

La curvatura es la relación de la rotación entre la altura de la mampostería, por lo tanto, si se emplean cm en la altura de mampostería las unidades de la curvatura serían de  $\text{cm}^{-1}$  (1/cm).

#### 4.1.4. Componentes de la distorsión

El desplazamiento lateral de los modelos, medido con el transductor EHSS, es la sumatoria de los aportes por flexión, cortante y al desplazamiento como cuerpo rígido. Por lo cual el desplazamiento total puede expresarse en componentes de la manera siguiente:

$$\Delta_L = \Delta_F + \Delta_C + \Delta_{CR} \quad (\text{Ec. 4.3.})$$

Donde:

$\Delta_L$  : Desplazamiento lateral (transductor EHSS)

$\Delta_F$  : Desplazamiento lateral debido a flexión

$\Delta_C$  : Desplazamiento lateral debido a cortante

$\Delta_{CR}$  : Desplazamiento lateral por movimiento de cuerpo rígido

Si se divide la ecuación 4.3 entre la altura a la cual se realizó la medición del desplazamiento se obtiene:

$$D = D_F + \gamma + D_{CR} \quad (\text{Ec. 4.4.})$$

Donde:

$D$  : Distorsión experimental

$D_F$  : Contribución de la distorsión debido a flexión

$\gamma$  : Contribución de la distorsión debido a cortante

$D_{CR}$  : Contribución debido a movimiento de cuerpo rígido

La contribución de la distorsión por cortante está asociada con la deformación angular de la estructura, en este caso su cálculo se realizará empleando los datos obtenidos en los transductores que se ubicaron paralelos a las diagonales de los modelos, por medio de la siguiente expresión:

$$\gamma = \delta_1 \frac{L_1}{2Lh} - \delta_2 \frac{L_2}{2Lh} \quad (\text{Ec. 4.5.})$$

Donde:

$\gamma$  : Deformación angular en radianes

$\delta_1$  : Lectura del transductor ubicado en la diagonal que sube de la esquina inferior sur a la superior norte

$\delta_2$  : Lectura del transductor ubicado en la diagonal que sube de la esquina inferior norte a la superior sur

$L_1$  : Longitud entre apoyos de la diagonal donde se mide  $\delta_1$

$L_2$  : Longitud entre apoyos de la diagonal donde se mide  $\delta_2$

$L$  : Longitud horizontal de la mampostería

$h$  : Altura de la mampostería

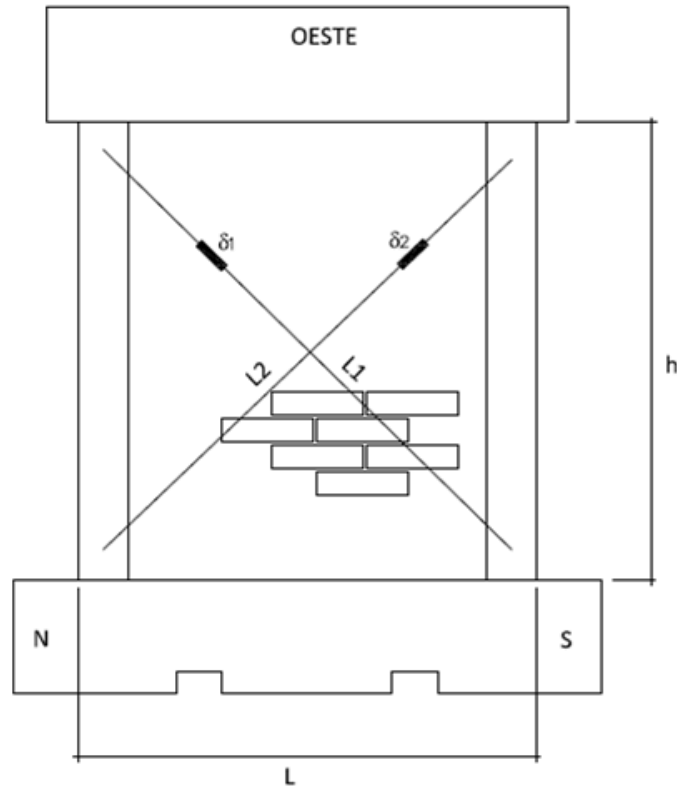


Figura 4.3: Esquema para el cálculo de la deformación angular

## 4.2. Ensayo de modelo MC-SC1

El modelo MC-SC1 fue ensayado aplicándole carga cíclica paralela a su plano y carga vertical constante (que simulaba un segundo nivel); se aplicaron un total de 10 ciclos alternados controlados por carga, con incrementos de 0.5 ton hasta el ciclo 9, y a partir de ahí, un incremento de 1.00 ton hasta el ciclo 10.

### 4.2.1. Historia real de carga

En el capítulo anterior se definió la envolvente de resistencia teórica para ambos modelos, la carga de agrietamiento obtenida para la envolvente presentó un valor de 4.05 ton. Durante el ensayo, se consideró como carga de agrietamiento la

experimentada en el ciclo +5 (carga medida de 2.54 ton), dado que fue en éste en el que se observó la aparición de la primera grieta diagonal significativa (Taveras Montero, 2008).

La carga máxima a la que se llegó en el ensayo fue de 5.50 ton en el ciclo +10.

En el Gráfico 4.1 se muestra la historia real de carga del modelo MC-SC1.

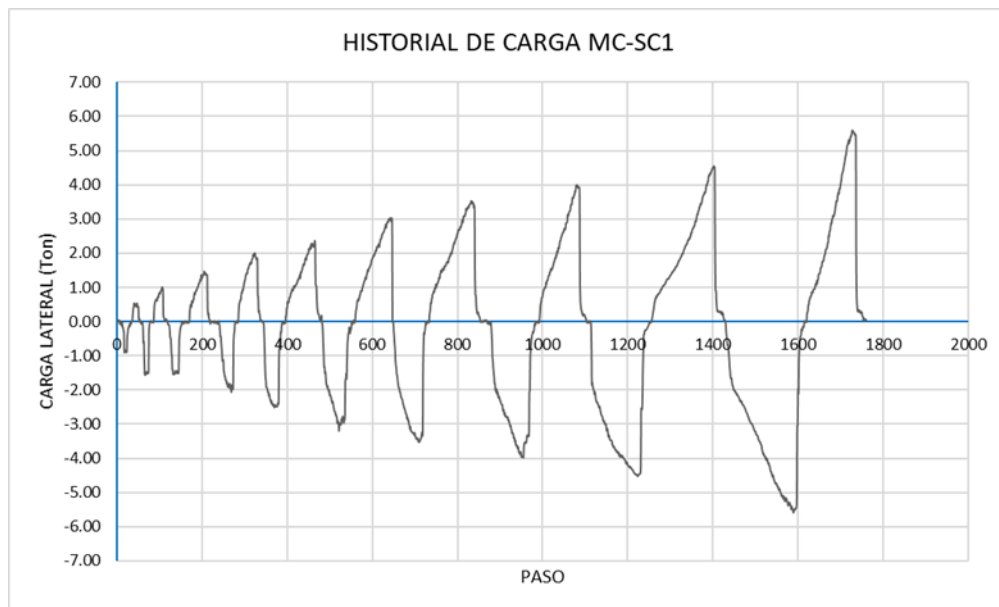


Gráfico 4.1: Historia real de carga del modelo MC-SC1

#### 4.2.2. Historia real de distorsión

En el Gráfico 4.2 se muestra la historia real de distorsión del modelo MC-SC1.

Se observa que la distorsión alcanzada en la carga de agrietamiento fue de 0.16%; mientras que, la máxima distorsión se observa con un valor de 0.58% al alcanzar la carga máxima del ensayo.



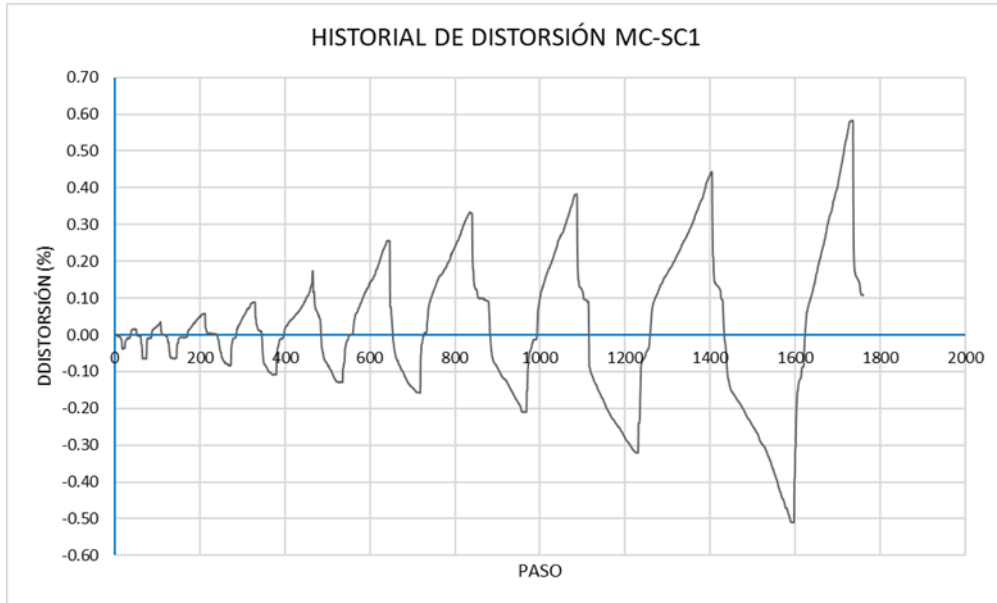


Gráfico 4.2: Historia real de distorsión MC-SC1

### 4.2.3. Evolución del daño

El daño a los modelos de pared fue observado para cada ciclo de carga (positivo y negativo). Los daños fueron registrados en hojas de control de agrietamiento para las vistas Este, Oeste, Norte y Sur (nervios) de cada modelo

#### 4.2.3.1. Primer agrietamiento

El primer agrietamiento se registró en el ciclo +3, con una carga de 1.55 ton y una distorsión de 0.06%, se observó en la base del modelo para la vista Este. En las Figura 4.4 se muestra el primer agrietamiento representado en color rojo, es mostrado también (en color verde) el agrietamiento generado en el montaje del modelo.

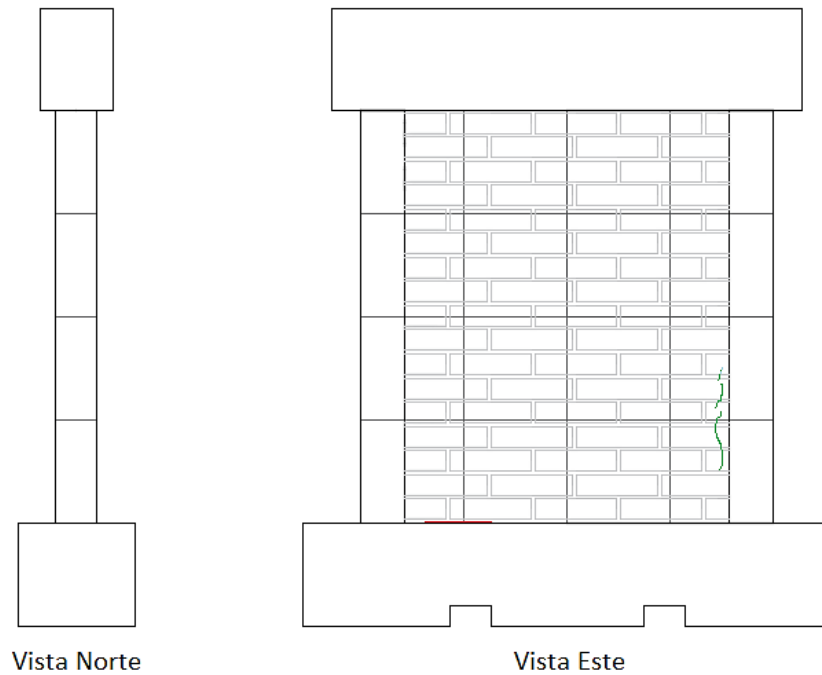


Figura 4.4: Primer agrietamiento vistas Norte y Este, modelo MC-SC1

El primer agrietamiento en la vista Oeste se observó en el ciclo +4 con una carga de 2.01 ton y una distorsión de 0.09%. En la Figura 4.5 se observa el agrietamiento en color rojo; en color verde son mostradas las grietas generadas durante el montaje del modelo.

El agrietamiento se observó a lo largo de la junta de mortero, por lo que se consideró como una falla por deslizamiento (Alcocer, Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: Una revisión, 1997).

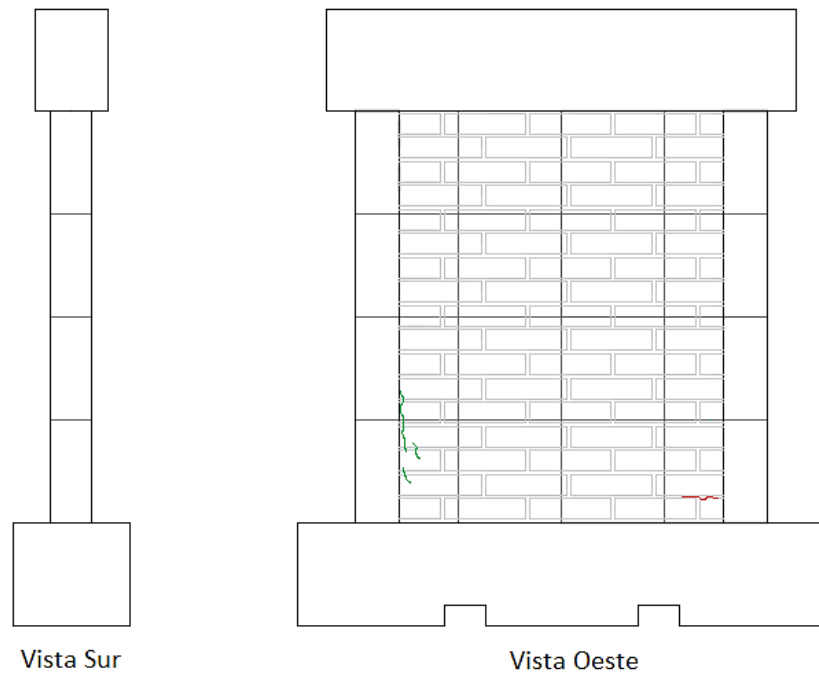


Figura 4.5: Primer agrietamiento vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC1

#### 4.2.3.2. Agrietamiento diagonal

El primer agrietamiento diagonal ha sido constatado experimentalmente como el final del estado límite elástico, y es una característica de la falla por cortante.

En el modelo MC-SC1 se observó la aparición de este agrietamiento en el ciclo +5 (con una carga de 2.54 toneladas y una distorsión de 0.16%) para las vistas Este (Figura 4.6) y Oeste (Figura 4.7), siendo más significativa la grieta en el lado Este. Junto a este agrietamiento se observaron, además, grietas horizontales en las vistas Sur y Norte de los nervios, generadas por la flexión en éstos.

El agrietamiento se observó, para ambas vistas, a través de las unidades, sin seguir las juntas de mortero.

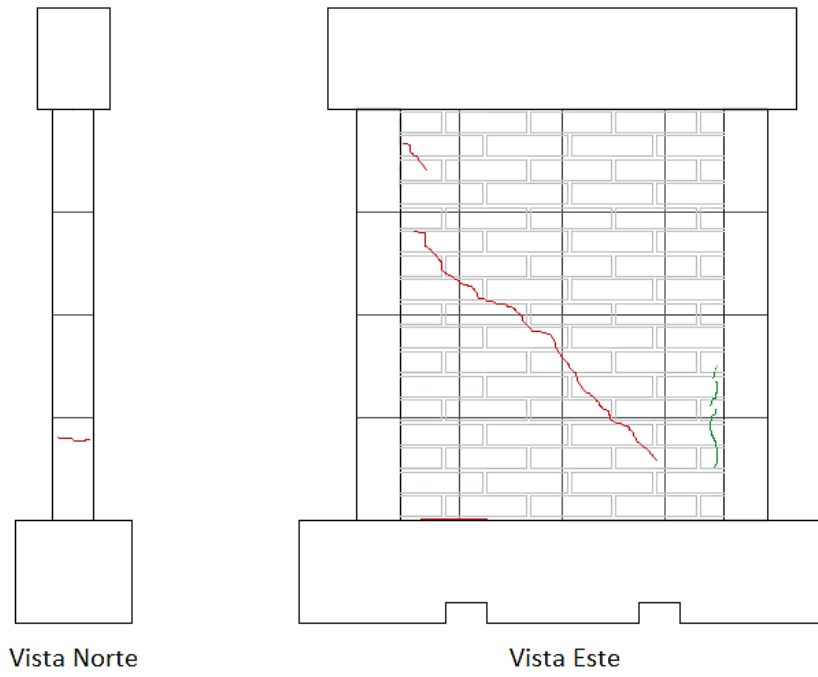


Figura 4.6: Agrietamiento diagonal vistas Norte y Este, modelo MC-SC1

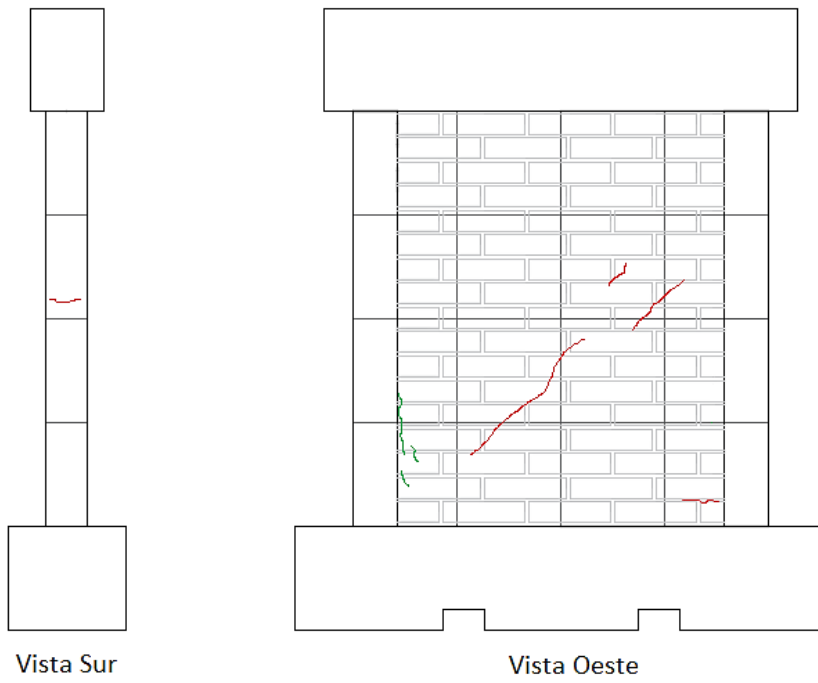


Figura 4.7: Agrietamiento diagonal vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC1

### 4.2.3.3. Estado final del daño

Luego de aplicar 10 ciclos repetitivos de carga lateral, la carga máxima del ensayo fue de 5.50 ton, y se alcanzó una distorsión con un valor de 0.58%.

En el modelo MS-SC1 se observó un daño considerable en la vista Este (Figura 4.8). Se observó la aparición de grietas transversales en el nervio de la vista Norte, siendo más notables en el centro de éste. En la solera de coronamiento se presentó la prolongación de una de las grietas diagonales.

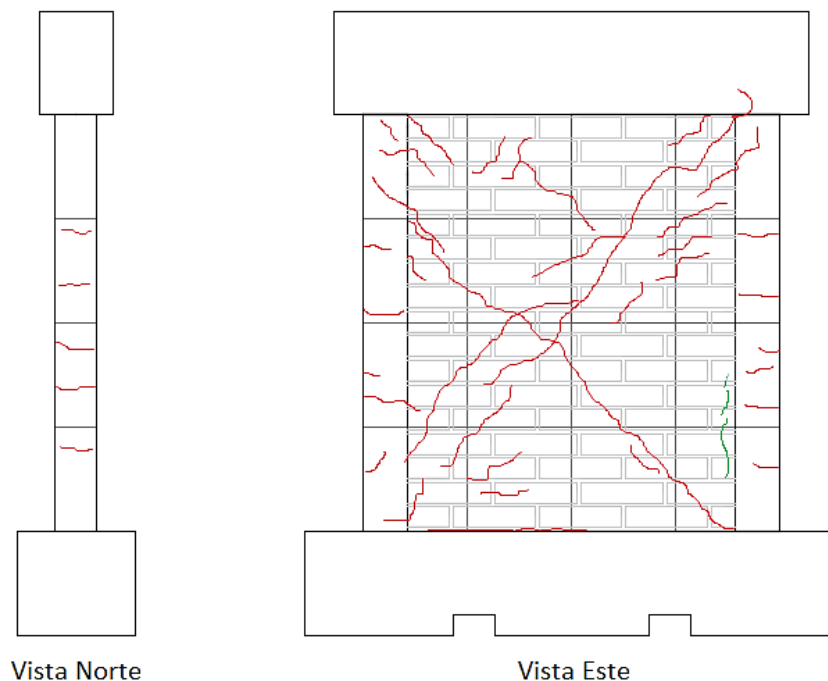


Figura 4.8: Estado final del daño vistas Norte y Este, modelo MC-SC1

En el nervio de la vista Sur del modelo se observó la misma tendencia de agrietamiento que en la vista Norte (grietas generadas por flexión de los nervios).

En la Figura 4.9 se observa que el agrietamiento en la vista Oeste se presentó en menor medida que en la vista Este y que no hubo prolongación de las grietas en la solera de coronamiento.

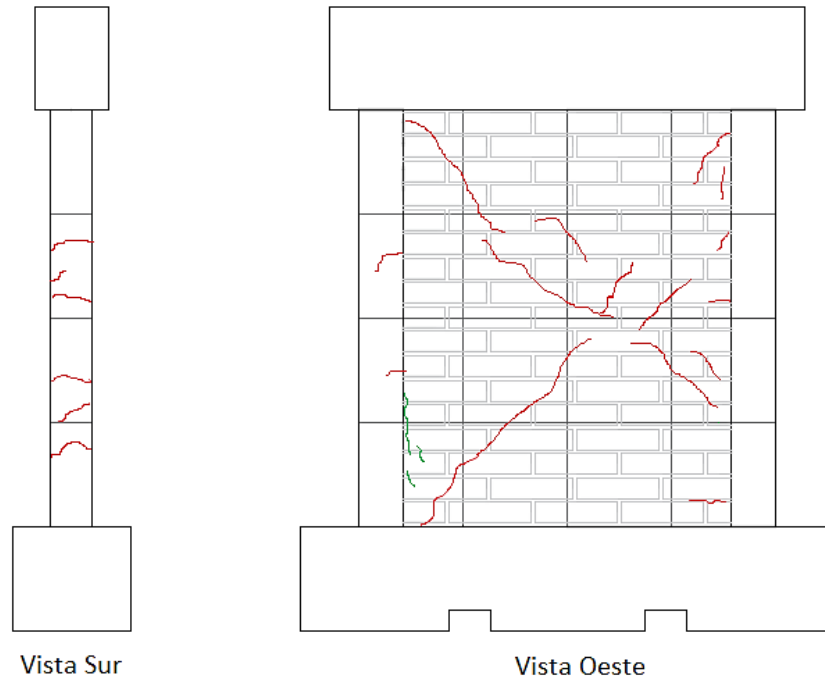


Figura 4.9: Estado final del daño en las vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC1

#### 4.2.4. Comportamiento histerético

En el Gráfico 4.3 se muestra la curva histerética del modelo MC-SC1 y en el Gráfico 4.4 la envolvente de carga. Para la carga de agrietamiento se consideró una distorsión de 0.16%, a partir de este punto se observa el aumento del área que los brazos de la curva de histéresis encierra, siendo esto más notable en la envolvente negativa de la gráfica. En la envolvente de carga, se observa que la distorsión alcanzada en la envolvente positiva para la carga máxima es de 0.58%, mientras que, en la envolvente negativa este valor es de un 0.50%.

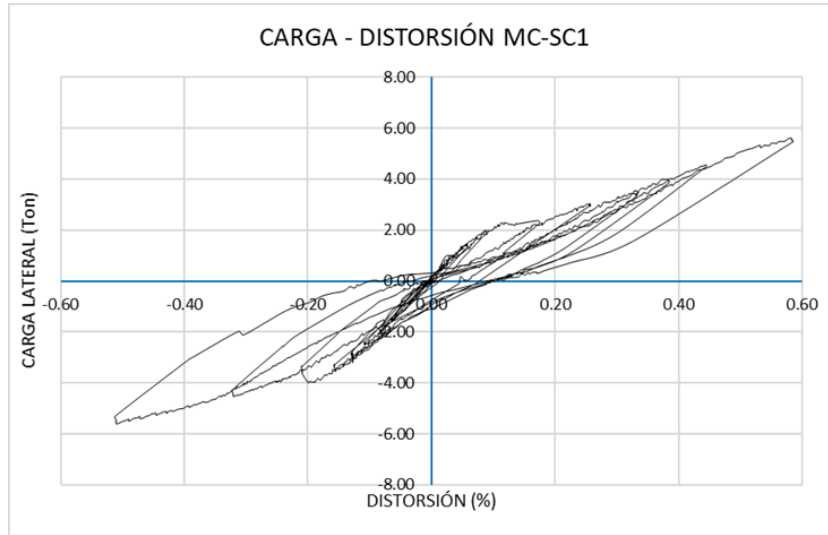


Gráfico 4.3: Carga-distorsión modelo MC-SC1

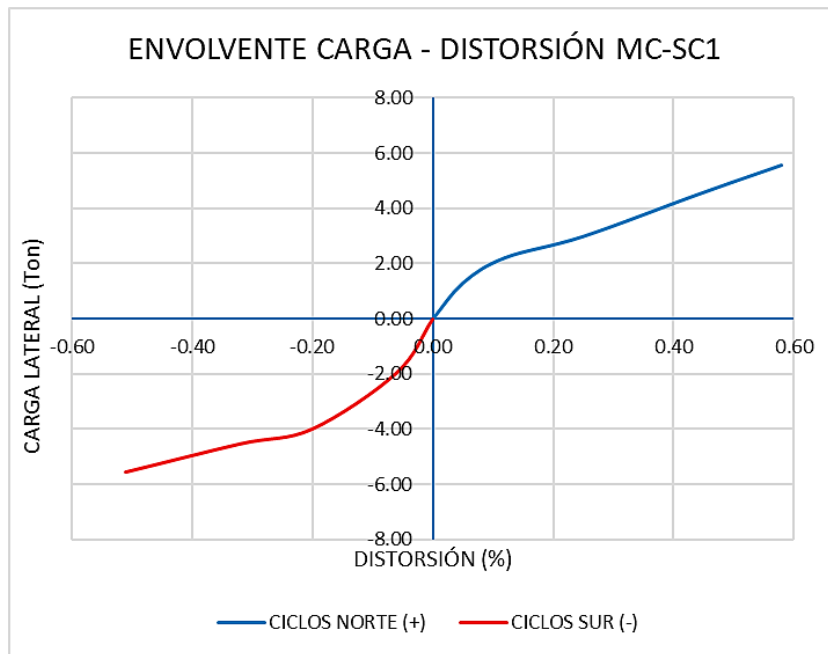


Gráfico 4.4: Envoltente de carga-distorsión modelo MC-SC1

En los gráficos 4.5 y 4.6 son mostradas las curvas de esfuerzo cortante contra distorsión y la envolvente de esfuerzo cortante contra distorsión. Se observa que en ambas envolventes (positiva y negativa) el esfuerzo cortante en la sección

## CAPITULO 4: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS

transversal del modelo (que es paralela a la aplicación de la carga) es de aproximadamente  $2.6 \text{ kg/cm}^2$ .

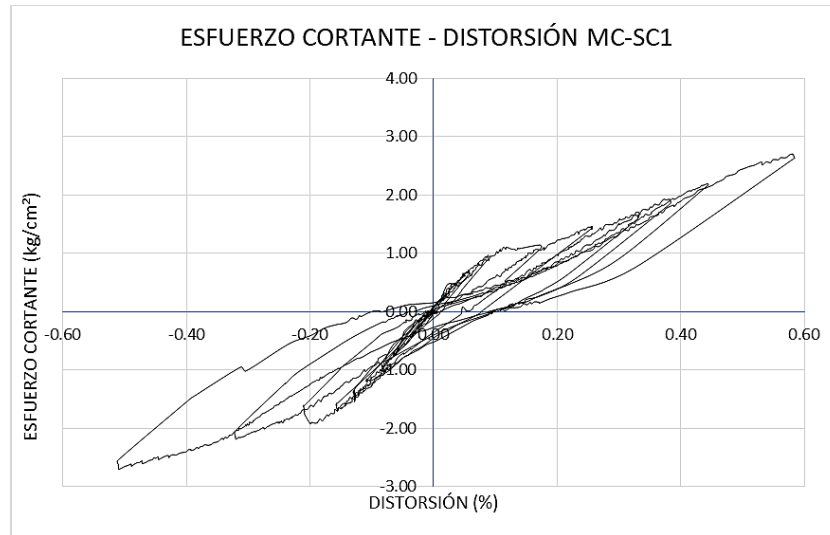


Gráfico 4.5: Esfuerzo cortante-distorsión modelo MC-SC1

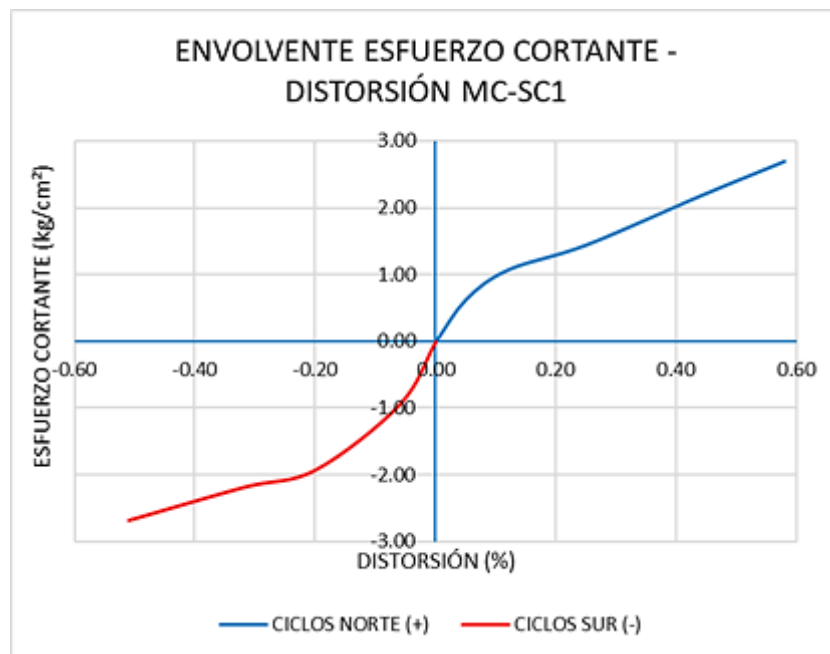


Gráfico 4.6: Envoltente esfuerzo cortante-distorsión, modelo MC-SC1



### 4.2.5. Rotación

Los gráficos 4.7 y 4.8 muestran la rotación del modelo MC-SC1 para las vistas Este y Oeste, se observa que el valor de rotación máxima alcanzado en la vista Este es de un 0.050%, siendo éste menor que el alcanzado en la vista Oeste, el cual fue de 0.065%.

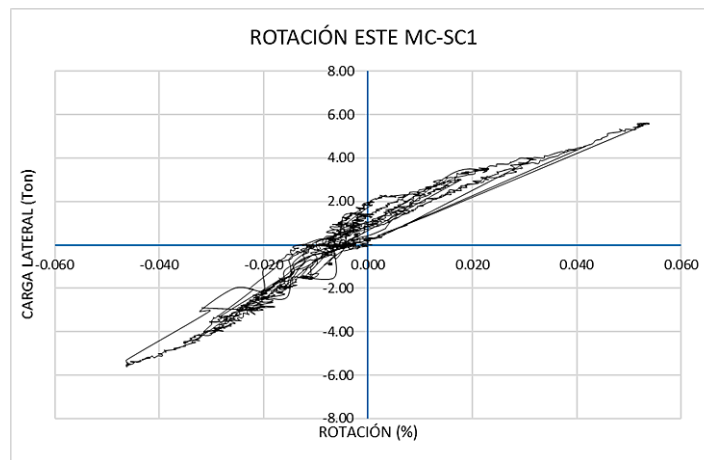


Gráfico 4.7: Rotación de la vista Este, modelo MC-SC1

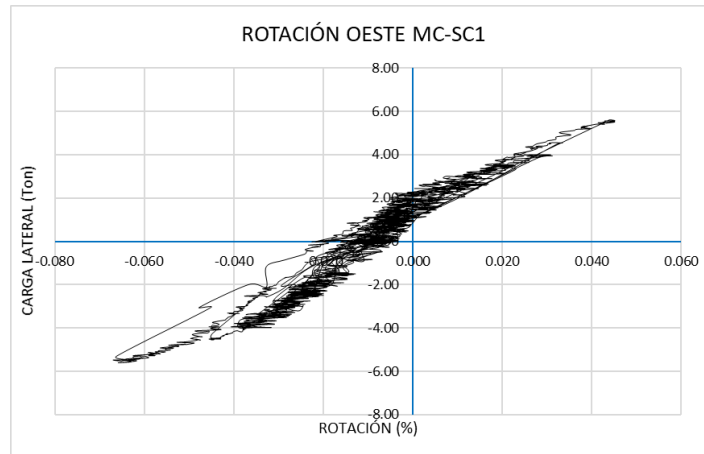


Gráfico 4.8: Rotación vista Oeste, modelo MC-SC1

#### 4.2.6. Deformaciones angulares

Mediante la deformación angular se determina en qué porcentaje la deformación por corte participa en la deformación total del sistema (Méndez & Gutiérrez, 2012). En los gráficos 4.9 y 4.10 se muestra la deformación angular para las vistas Este y Oeste del modelo. Se observa que a partir de la carga de agrietamiento (2.50 ton), las deformaciones angulares se vieron incrementadas, por lo que se considera la deformación por corte como la dominante en la deformación total del modelo.

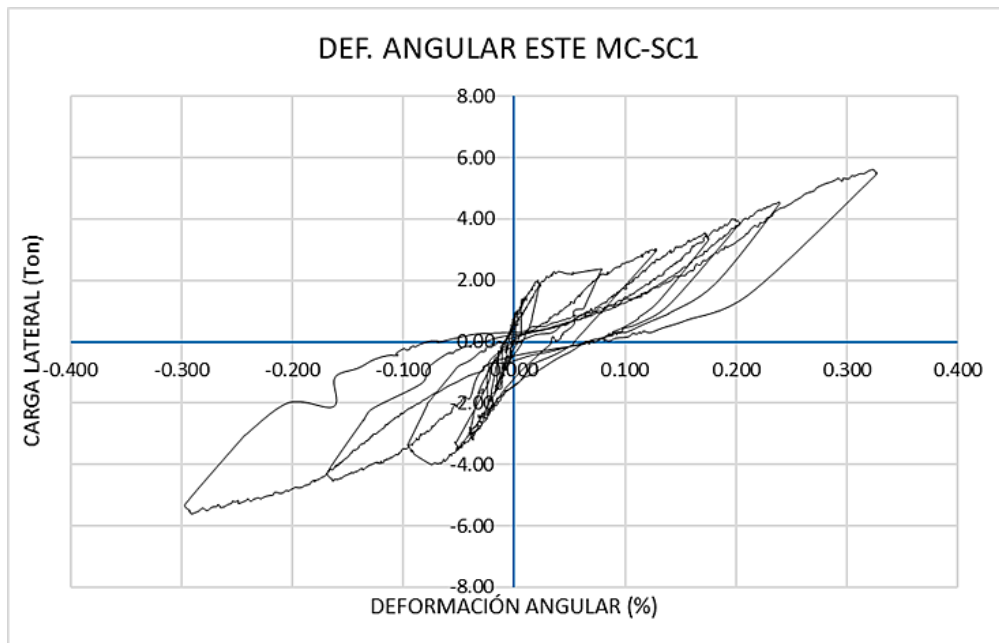


Gráfico 4.9: Deformación angular vista Este, modelo MC-SC1

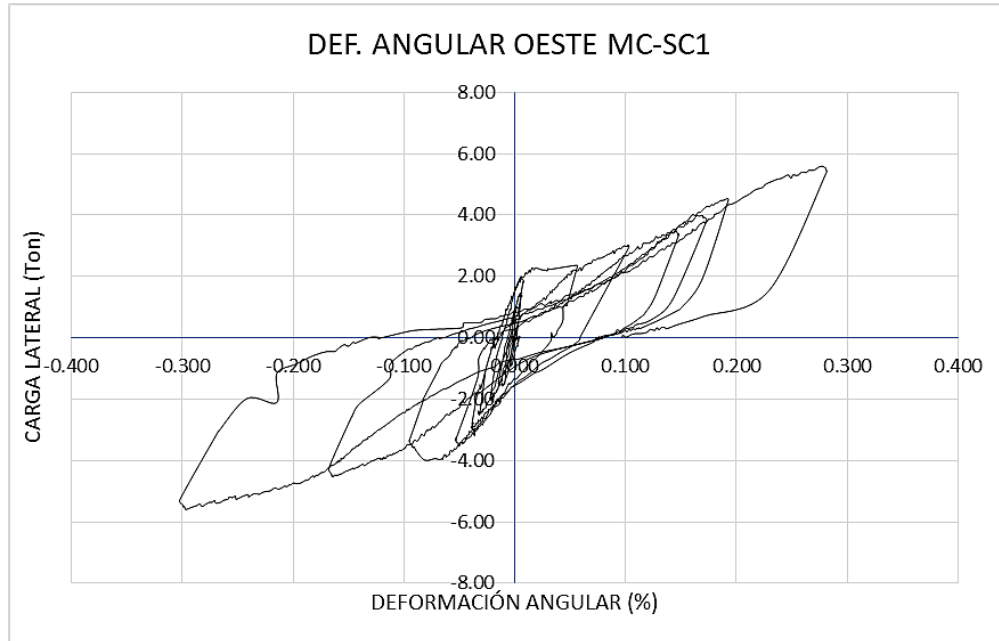


Gráfico 4.10: Deformación angular vista Oeste, modelo MC-SC1

#### 4.2.7. Comportamiento detallado

De acuerdo con los ensayos realizados en las barras de acero corrugado de refuerzo No. 3, el esfuerzo de fluencia promedio es de 3,402 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiéndole una deformación unitaria de fluencia de  $\epsilon=0.001676$ . Con base en lo anterior y en las lecturas obtenidas en los strain gauges, ninguna de las barras llegó al estado de fluencia y la totalidad del ensayo se realizó dentro del rango elástico (para el acero de refuerzo).

En la Figura 4.10 son mostradas las gráficas de carga deformación del refuerzo de los nervios en el modelo MC-SC1, en ésta se observa que las Gráficas de IOIN e IEIN quedan totalmente superpuestas una sobre la otra.

## CAPITULO 4: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS

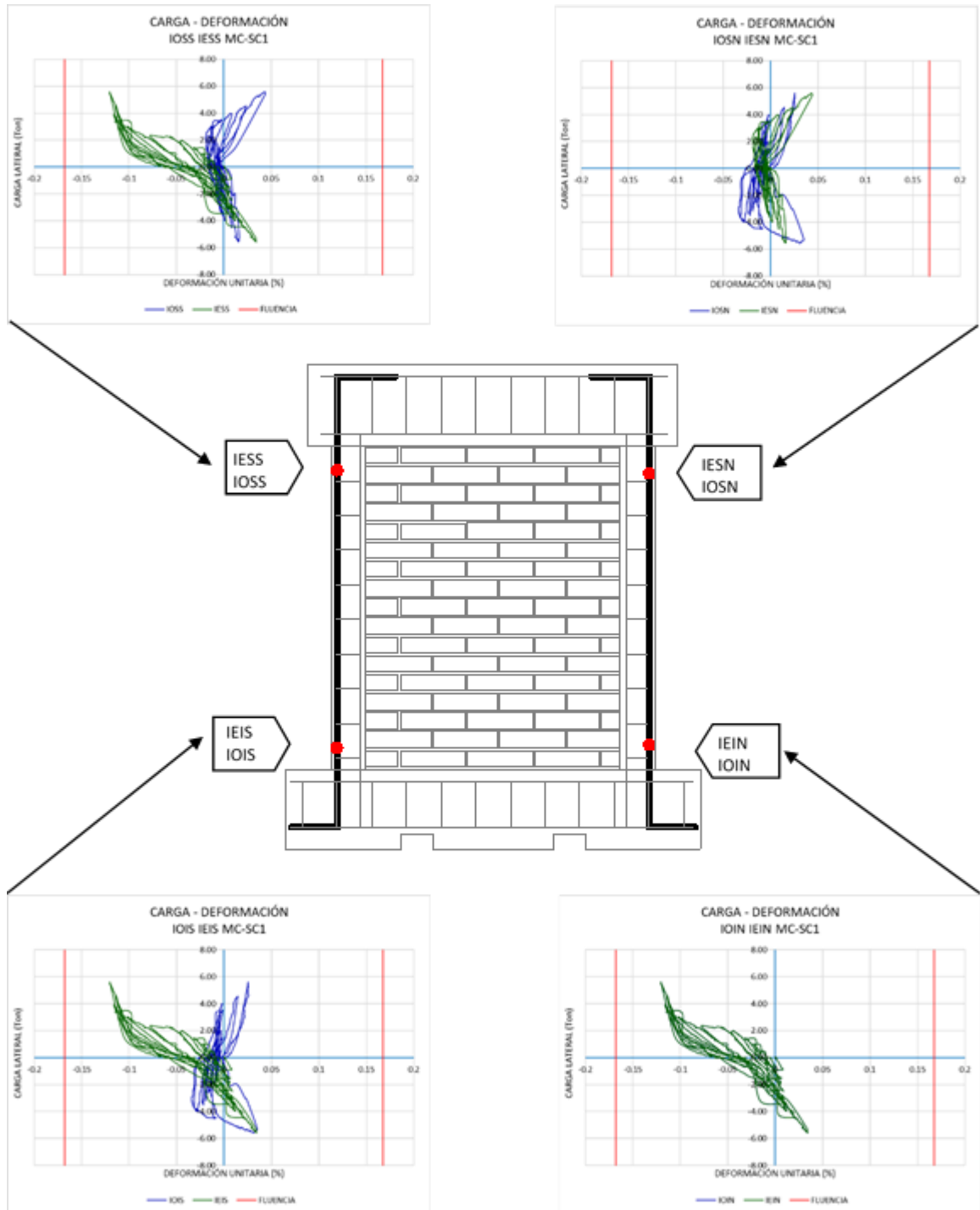


Figura 4.10: Gráficas de carga-deformación del refuerzo en los nervios del modelo MC-SC1

### 4.3. Ensayo de modelo MC-SC2

El modelo MC-SC2 se ensayó aplicando carga lateral cíclica paralela a su plano y carga vertical constante. Se aplicaron un total de 11 ciclos, todos controlados por carga.

#### 4.3.1. Historia real de carga

La envolvente de resistencia teórica que se determinó en el capítulo anterior generó un valor para la carga de agrietamiento de 3.07 ton. Durante el ensayo al modelo MC-SC2 se consideró como carga de agrietamiento la generada en el ciclo +6 con un valor de 3.00 ton y una distorsión de 0.17%; se consideró este valor dado que fue aquí donde se observó la aparición de la primera grieta diagonal considerable. (Taveras Montero, 2008). La historia real de carga se muestra en el Gráfico 4.11.

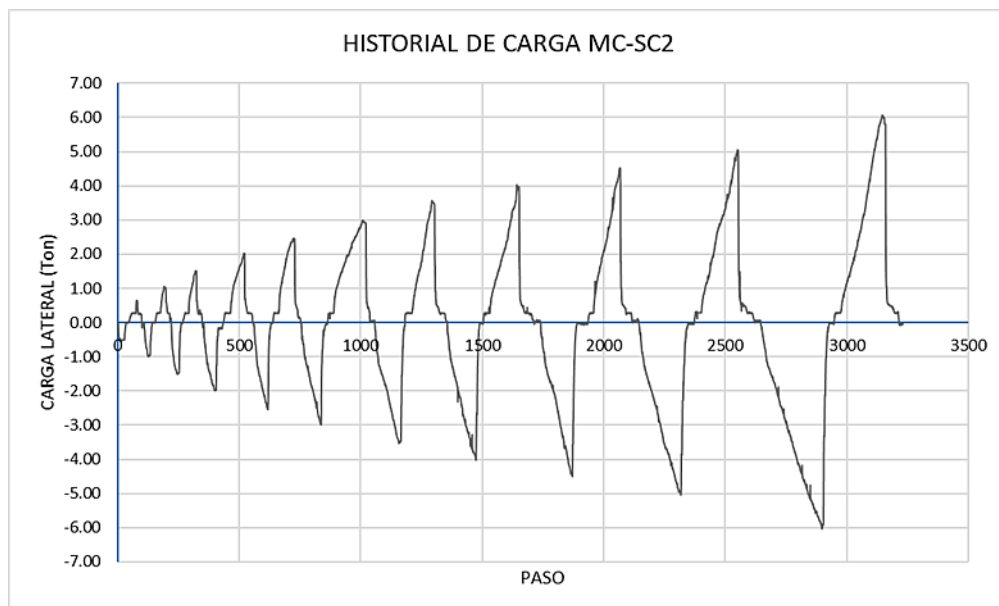


Gráfico 4.11: Historia real de carga del modelo MC-SC2

### 4.3.2. Historia real de distorsión

En el Gráfico 4.12 se muestra la historia real de distorsión del modelo MC-SC2. Se observa que la distorsión alcanzada en la carga de agrietamiento fue de 0.17% (al igual que en el modelo MC-SC1); mientras que, la máxima distorsión se observa con un valor de 0.55% al alcanzar la carga máxima del ensayo.

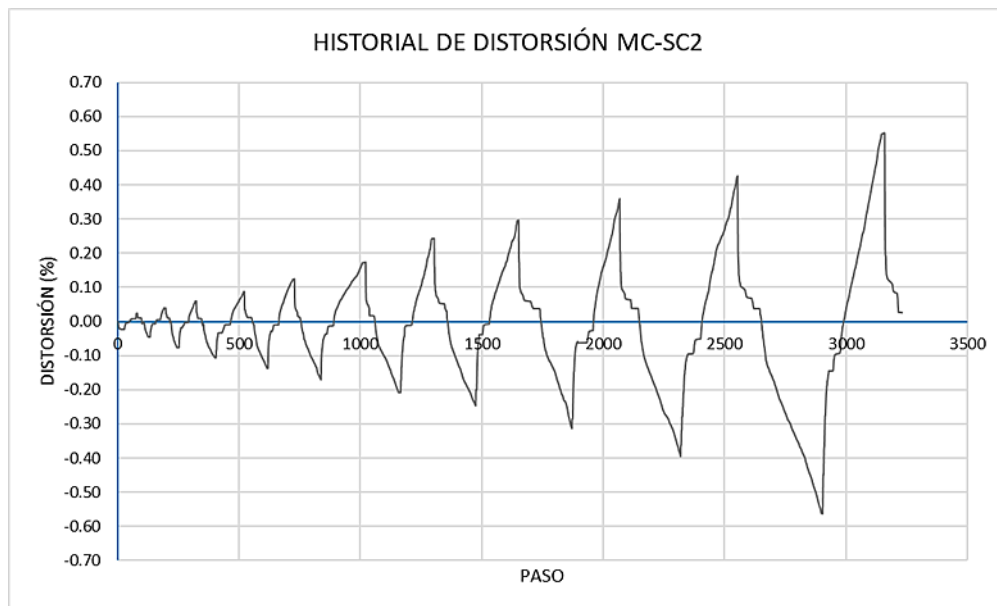


Gráfico 4.12: Historia real de distorsión del modelo MC-SC2

### 4.3.3. Evolución del daño

Se realizaron observaciones y apuntes del daño experimentado por el modelo para cada ciclo de carga por medio de hojas de control de agrietamiento. En esta sección se muestran los daños para etapas que van desde el primer agrietamiento, hasta el agrietamiento diagonal y estado final del daño.

#### 4.3.3.1. Primer agrietamiento

El primer agrietamiento en la vista Este se generó en el ciclo -3, con una carga de 1.50 ton y una distorsión de 0.08%. En la Figura 4.11 se observan las grietas en el lado superior derecho del modelo. En la vista Oeste el agrietamiento se generó en el mismo ciclo que para la vista Este (Figura 4.12).

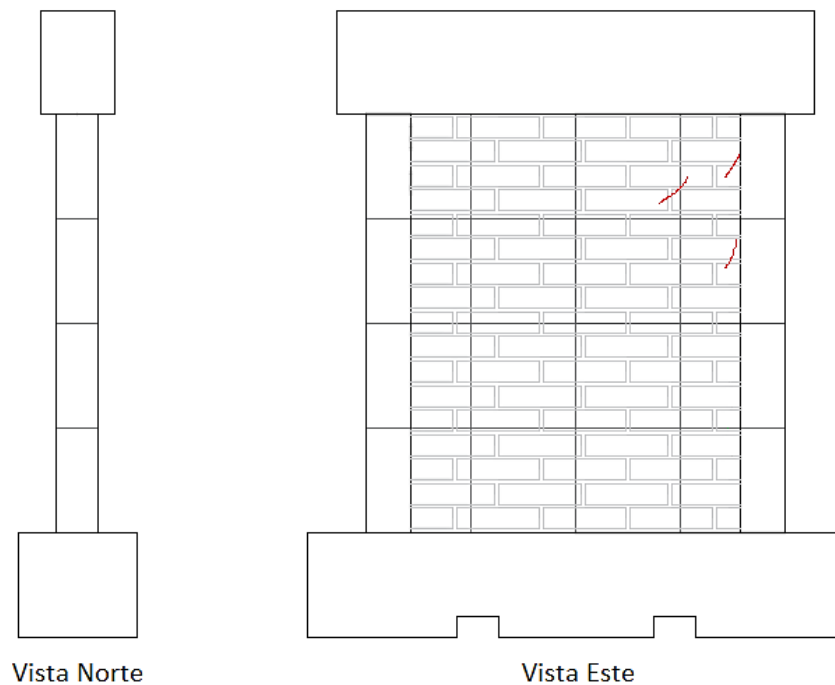


Figura 4.11: Primer agrietamiento vistas Norte y Este, modelo MC-SC2

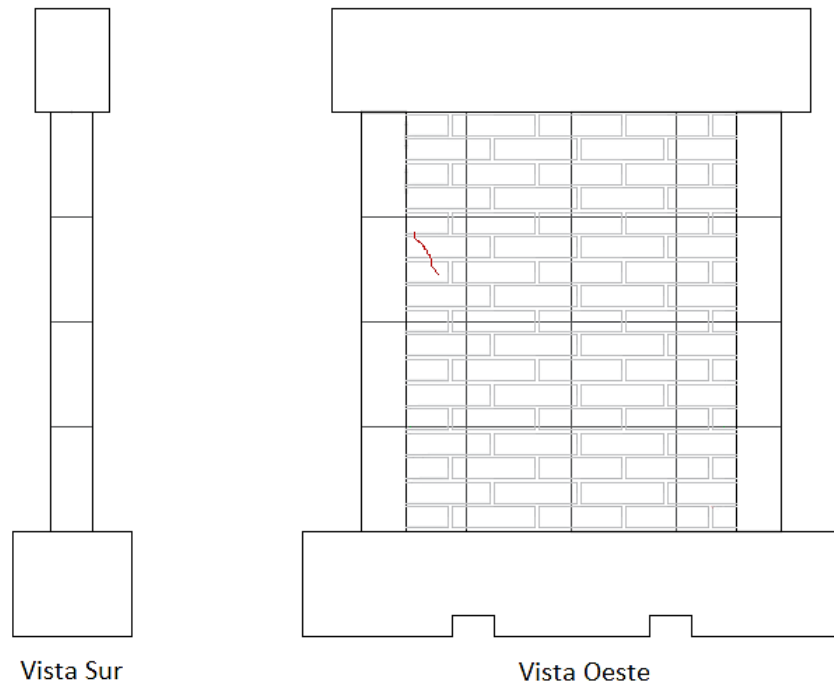


Figura 4.12: Primer agrietamiento vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC2

#### 4.3.3.2. Agrietamiento diagonal

El agrietamiento diagonal en la vista Este se presentó luego de la aparición de grietas de menor tamaño en el modelo (que se observan en el lado superior derecho de la Figura 4.13), contando entre éstas las observadas en la vista Norte en uno de los nervios. El agrietamiento diagonal se observó en el ciclo +6, con una carga de 3.00 ton y una distorsión de 0.17%.

En la vista Oeste, el agrietamiento diagonal se observó también en el ciclo +6, pero en menor medida que en la vista Este (Figura 4.14).



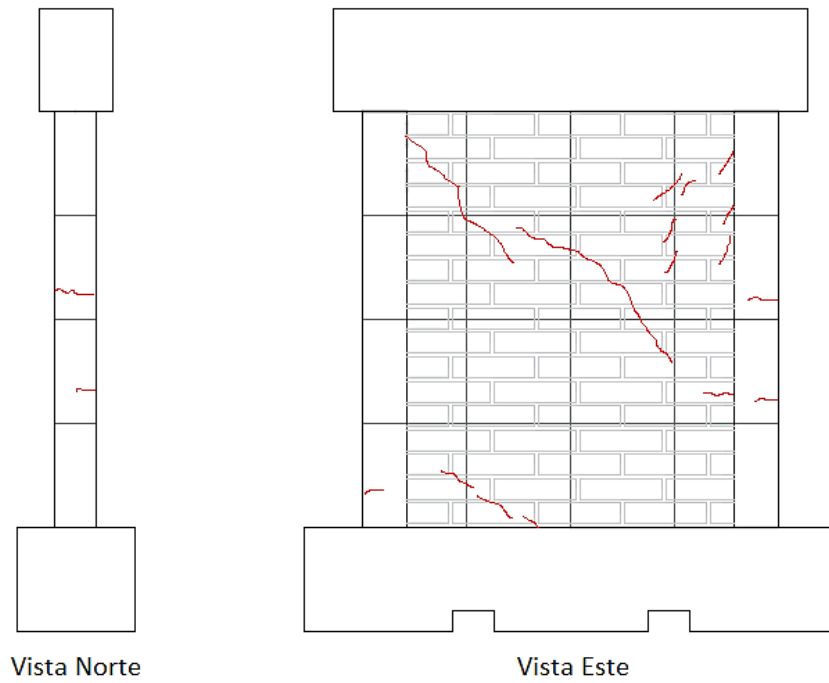


Figura 4.13: Agrietamiento diagonal vistas Norte y Este, modelo MC-SC2

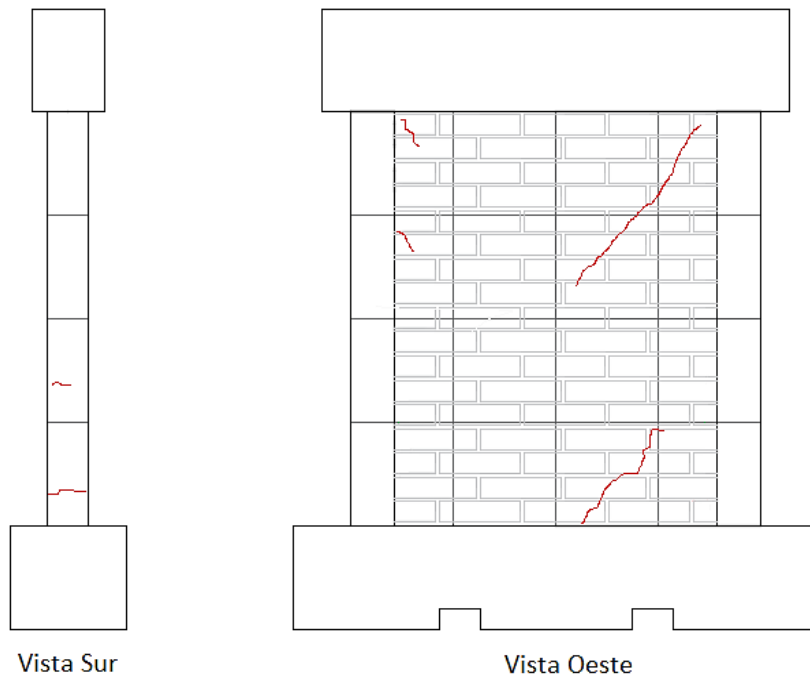


Figura 4.14: Agrietamiento diagonal vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC2

### 4.3.3.3. Estado final del daño

El ensayo finalizó luego de aplicar 11 ciclos repetitivos de carga lateral y carga vertical constante. La carga máxima fue de 6.00 ton y la distorsión que se alcanzó de 0.55%.

El estado final del daño en la vista Este del modelo MC-SC2 se muestra en la Figura 4.15. Se observó el incremento del agrietamiento diagonal, así como la prolongación de algunas de las grietas en los nervios. No se observó la aparición de grietas en las soleras del modelo.

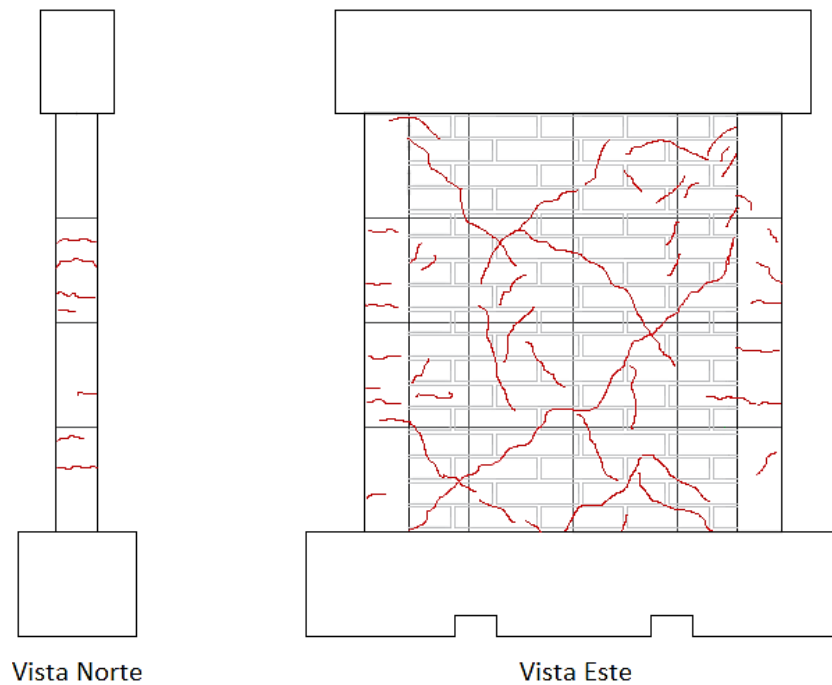


Figura 4.15: Estado final del daño vistas Norte y Este, modelo MC-SC2

La Figura 4.16 muestra el estado final del daño de la vista Oeste del modelo, al igual que en la vista Este, se observa el incremento del agrietamiento diagonal y la aparición de más grietas en la vista Sur del nervio.

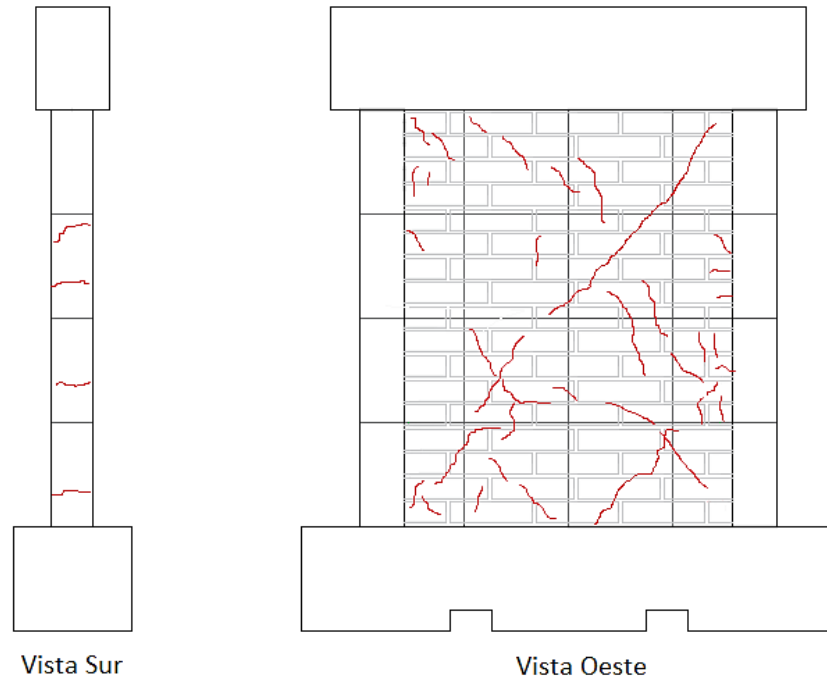


Figura 4.16: Estado final del daño vistas Sur y Oeste, modelo MC-SC2

#### 4.3.4. Comportamiento histerético

En el Gráfico 4.13 se muestra la curva histerética del modelo MC-SC2 y en el Gráfico 4.14 la envolvente de carga. Para la carga de agrietamiento se consideró una distorsión de 0.18%, a partir de este punto se observa el aumento del área que los brazos de la curva de histéresis encierra, siendo esto más notable en la envolvente negativa de la gráfica. En la envolvente de carga se observa que la distorsión alcanzada en la envolvente positiva para la carga máxima es de 0.55%, mismo valor que el alcanzado en la envolvente negativa.

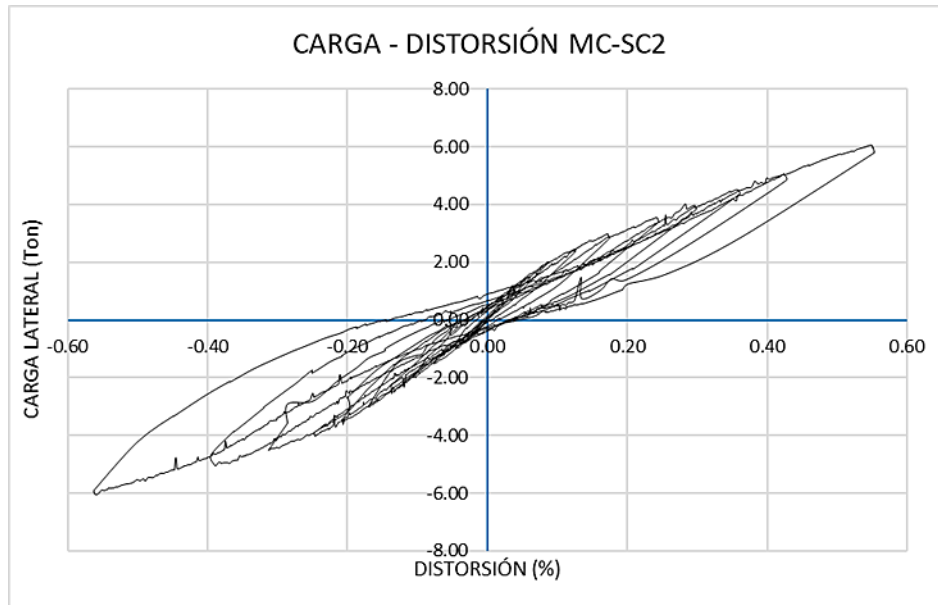


Gráfico 4.13: Carga-distorsión, modelo MC-SC2

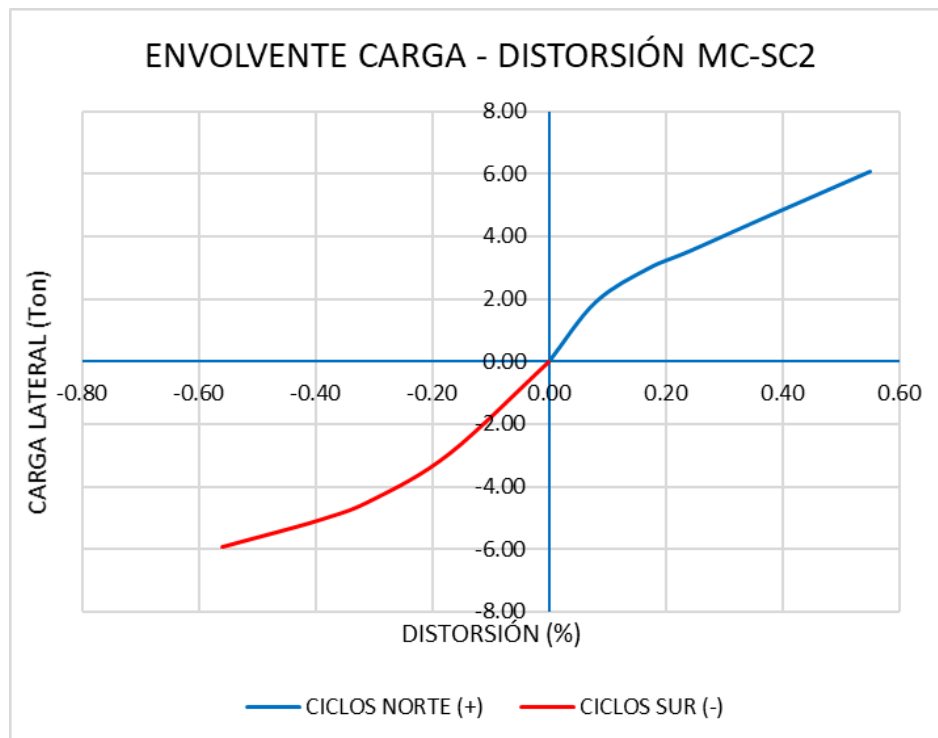


Gráfico 4.14: Envolvente carga-distorsión, modelo MC-SC2

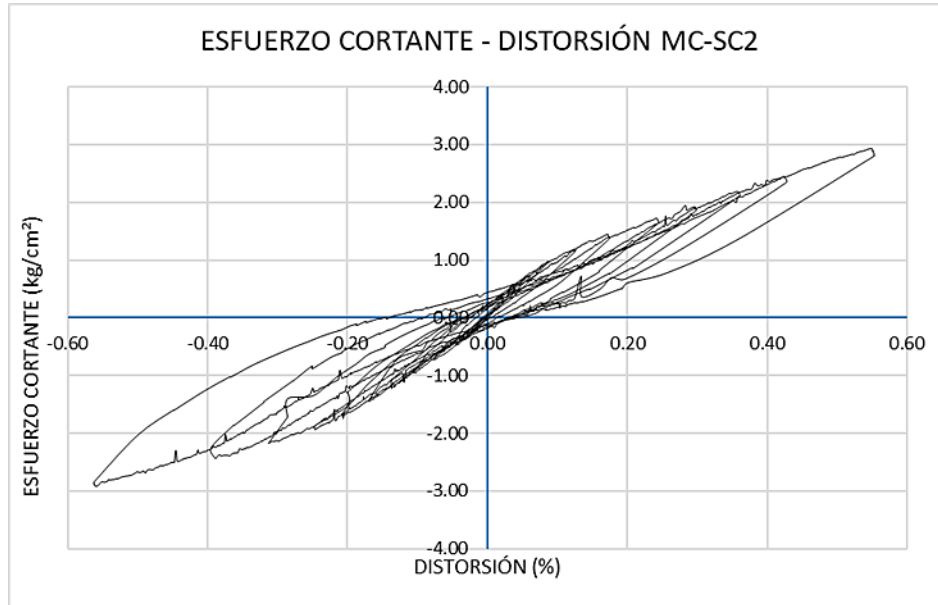


Gráfico 4.15: Esfuerzo cortante-distorsión modelo MC-SC2

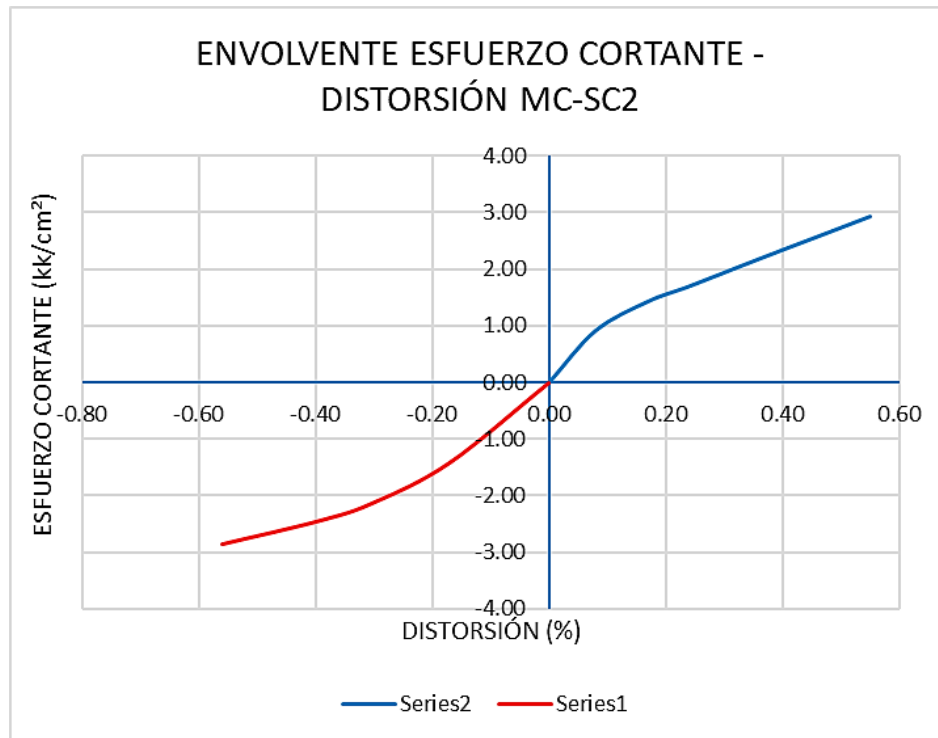


Gráfico 4.16: Envoltente esfuerzo cortante-distorsión, modelo MC-SC2

En los gráficos 4.15 y 4.16 son mostradas las curvas de esfuerzo cortante contra distorsión y la envolvente de esfuerzo cortante contra distorsión. Se observa que en ambas envolventes (positiva y negativa) el esfuerzo cortante en la sección transversal del modelo (que es paralela a la aplicación de la carga) es de aproximadamente  $2.9 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 4.3.5. Rotación

Los gráficos 4.17 y 4.18 muestran la rotación del modelo MC-SC2 para las vistas Este y Oeste, se observa que el valor de rotación máxima alcanzado en la vista Este es de un 0.115%, siendo éste mayor que el alcanzado en la vista Oeste, el cual fue de 0.100%. El valor mucho mayor (casi el doble) al obtenido en el modelo MC-SC1, se observa en el aumento de la cantidad de grietas en ambas vistas para este modelo (ver Figuras 4.12 y 4.13).

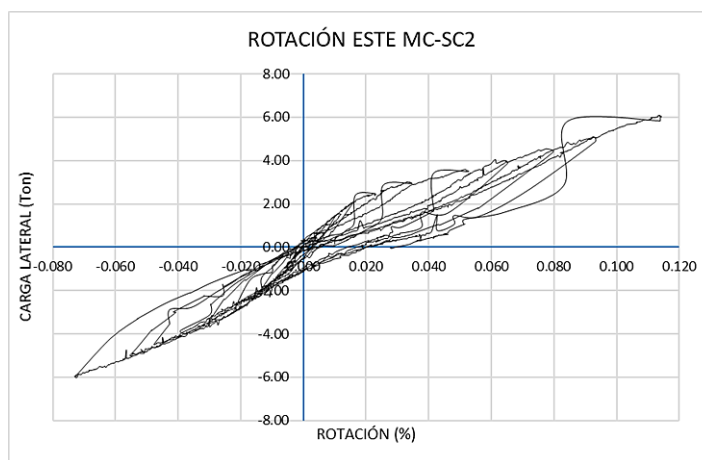


Gráfico 4.17: Rotación vista Este, modelo MC-SC2

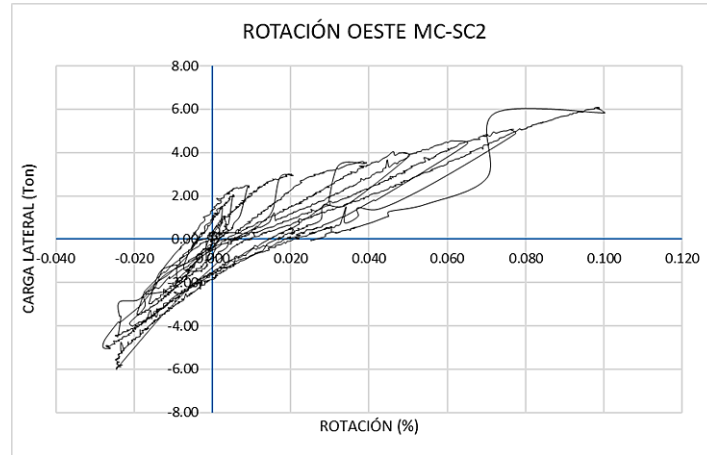


Gráfico 4.18: Rotación vista Oeste, modelo MC-SC2

#### 4.3.6. Deformaciones angulares

En los gráficos 4.19 y 4.20 se muestra la deformación angular para las vistas Este y Oeste del modelo. Se observa que a partir de la carga de agrietamiento (3.00 ton), las deformaciones angulares se vieron incrementadas, por lo que se considera la deformación por corte como la dominante en la deformación total del modelo.

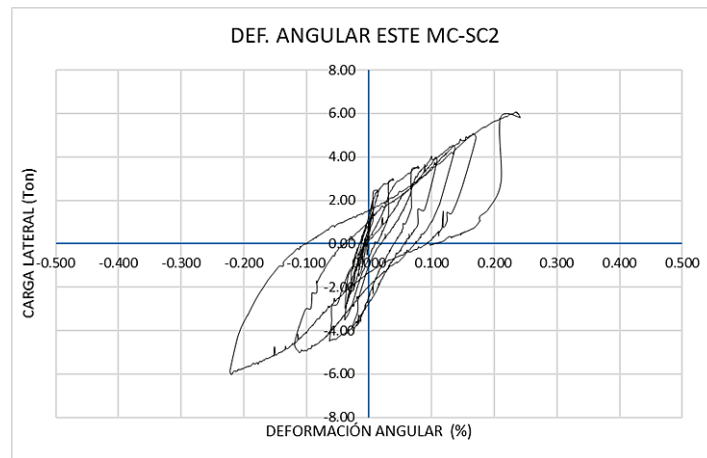


Gráfico 4.19: Deformación angular vista Este, modelo MC-SC2

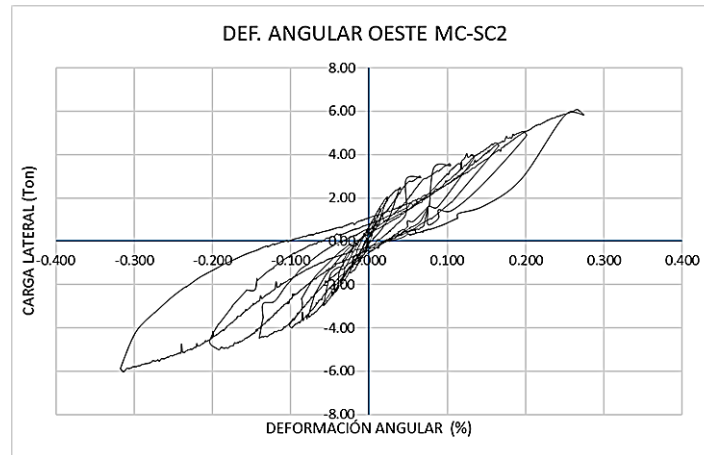


Gráfico 4.20: Deformación angular vista Oeste, modelo MC-SC2

#### 4.3.7. Comportamiento detallado

De acuerdo con los ensayos realizados en las barras de acero corrugado de refuerzo No. 3, el esfuerzo de fluencia promedio es de 3,402 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiéndole una deformación unitaria de fluencia de  $\epsilon=0.001676$ . Con base en lo anterior y en las lecturas obtenidas en los strain gauges, ninguna de las barras llegó al estado de fluencia, por lo que el acero de refuerzo permaneció dentro del rango elástico en su totalidad.

En la Figura 4.17 son mostradas las gráficas de carga deformación del refuerzo de los nervios en el modelo MC-SC2. En este modelo la conexión del strain gauge IESS se perdió durante el proceso constructivo.



## CAPITULO 4: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS

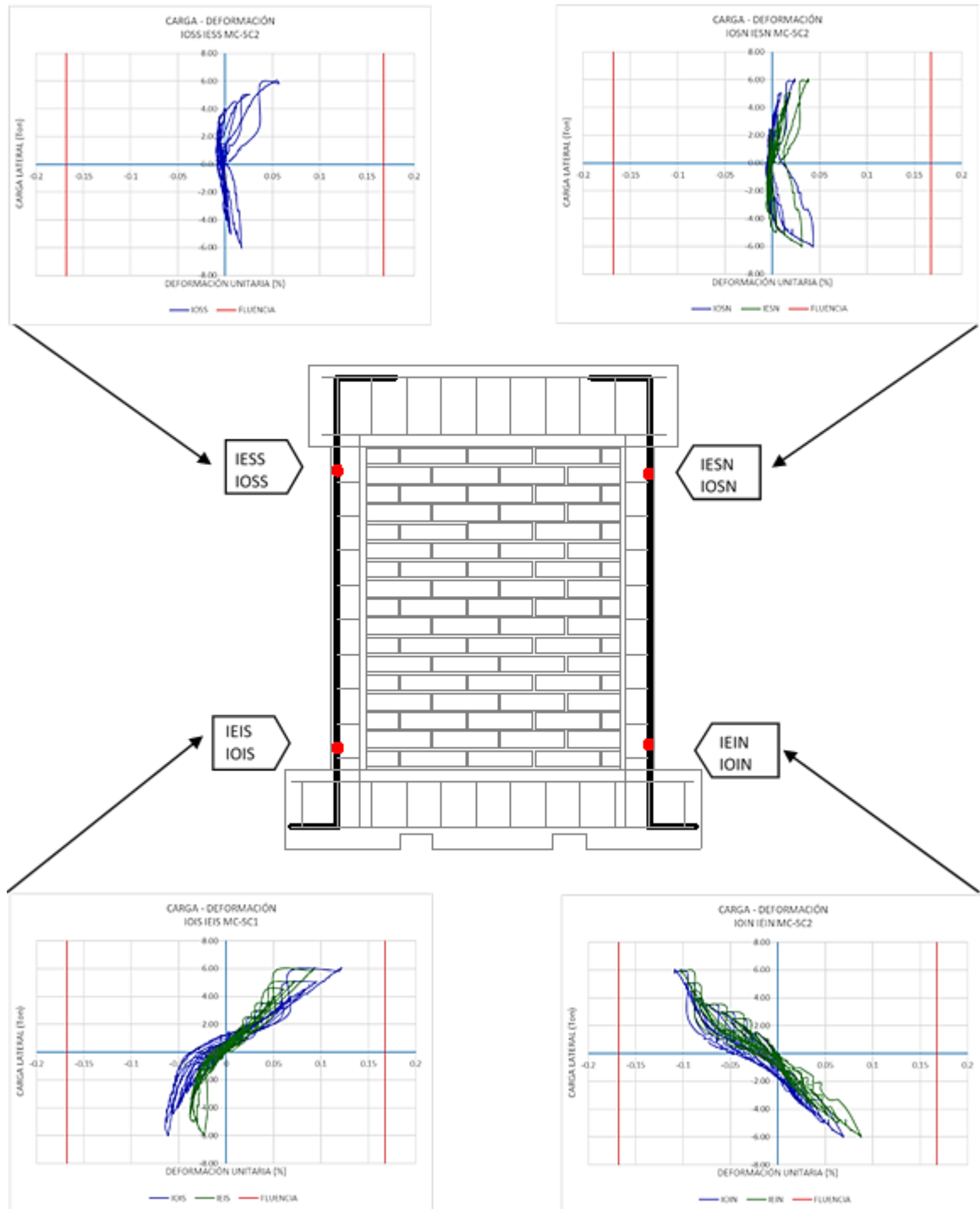


Figura 4.17: Gráficas de carga-deformación del refuerzo de los nervios, modelo MC-SC2

#### **4.4. Determinación de la rigidez**

El estudio de la rigidez lateral de paredes de mampostería confinada es necesario para el análisis sísmico de estructuras, y para la determinación de la rigidez del sistema. (Universidad de Costa Rica, 2005).

La rigidez de los modelos de pared se calcula a partir de datos que se han obtenido durante la realización de este trabajo de graduación ( $E_m$  y  $G_m$ ), otros factores que son utilizados en su cálculo son las dimensiones del modelo, así como la condición de frontera.

Uno de los métodos utilizados en el cálculo de la rigidez teórica de paredes de mampostería confinada es el de la columna ancha. Este método consiste en idealizar a las paredes de mampostería como columnas en las que se concentran las propiedades a cortante y a flexión de éstas (Valenzuela Tapia, 2010). Las propiedades se concentran a lo largo del eje centroidal longitudinal y se considera que las zonas de las vigas que se encuentran dentro del muro poseen rigidez infinita a flexión (Méndez & Gutiérrez, 2012).

Para el cálculo de la rigidez utilizando el método de la columna ancha, se han considerado las formas de cálculo que se muestran a continuación:

- Primera forma: Considerando que la rigidez a flexión la aporta el marco de concreto y la rigidez a cortante la mampostería
- Segunda forma: Considerando la separación del marco y la mampostería

En las secciones siguientes se muestra el cálculo de la rigidez utilizando las primeras dos formas mencionadas. Dado que las dimensiones y propiedades de los materiales son iguales, el cálculo se ha realizado en general para ambos modelos.

#### 4.4.1. Rigidez a flexión aportada por el marco de concreto y rigidez a cortante por la mampostería

En la primera forma para el cálculo, se considera que la rigidez a flexión la aporta el marco de concreto y la rigidez a cortante la mampostería. La rigidez se calcula utilizando la ecuación siguiente:

$$k = \left( \frac{h^3}{3E_c I_c} + \frac{h}{G_m A_m} \right)^{-1} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Donde:

h: Altura del tablero

$E_c$ : Módulo de elasticidad de las columnas

$I_c$ : Momento de inercia centroidal, calculada por medio de la ecuación siguiente:

$$I_c = 2A_c \left( \frac{b}{2} \right)^2 = \frac{1}{2} A_c b^2 \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$G_m$ : Módulo de rigidez al cortante de la mampostería

$A_m$ : Área de la sección transversal de la pared

$$A_m = t_m (b - c_1) \quad (\text{Ec. 4.8})$$

$t_m$ : Ancho o espesor de la pared

$c_1$ : Dimensión de las columnas en el plano del tablero

b: Distancia entre ejes de los nervios

#### 4.4.1.1. Determinación de la rigidez

Sustituyendo los valores para cada término en la Ecuación 4.6 se obtiene el valor de la rigidez teórica con la primera forma.

$$k = \left( \frac{140^3}{3 * 233928 * 2702812.5} + \frac{140}{2400 * 2100} \right)^{-1}$$

$$k = 34.22 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

#### 4.4.2. Considerando la separación del marco y la mampostería

En la segunda forma para el cálculo de la rigidez se considera utilizar un área de cortante reducida o efectiva. La ecuación utilizada es la siguiente:

$$k = \left( \frac{h^3}{3E_c I_c} + \frac{h}{G_m A_0} \right)^{-1} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Donde:

$A_0$ : Área de cortante reducida, calculada con la siguiente ecuación:

$$A_0 = (0.37 - 0.12\zeta + 0.023\lambda)(A_m + 2A_c) \quad (\text{Ec. 4.10})$$

$\zeta$ : Relación de aspecto

$$\zeta = \frac{b}{h} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Para los modelos ensayados valor de  $\zeta$  es igual a 1

$\lambda$ : Parámetro del tablero, se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

#### 4.4.2.1. Determinación de la rigidez

Al sustituir en la Ecuación 4.9 los valores para cada término, se obtiene el valor de la rigidez teórica mediante la segunda forma.

$$k = \left( \frac{140^3}{3 * 233928 * 2702812.5} + \frac{140}{2400 * 1249.98} \right)^{-1}$$

$$k = 20.78 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

#### 4.5. Degradación de la rigidez

La rigidez de ciclo y la rigidez equivalente son dos parámetros utilizados para la determinación de la rigidez lateral en estructuras de mampostería confinada. En esta investigación, se han determinado ambos y se han comparado con los valores de rigidez teórica previamente calculados.

##### 4.5.1.1. Rigidez de ciclo

La rigidez de ciclo se utiliza en el estudio de la degradación de la rigidez. Se calcula como la pendiente de la línea que une los puntos extremos de dos semiciclos durante el mismo ciclo de histéresis (Figura 4.18). Para su cálculo se utiliza la ecuación 4.14.

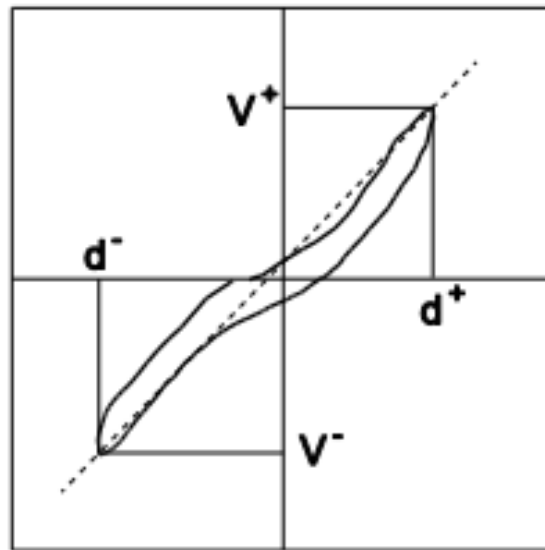


Figura 4.18: Rigidez de ciclo

$$K_c = \frac{V^+ + |V^-|}{d^+ + |d^-|} \quad (\text{Ec. 4.14})$$

Donde:

$V^+$ : Carga lateral máxima del semiciclo positivo

$V^-$ : Carga lateral máxima del semiciclo negativo

$d^+$ : Distorsión correspondiente a la carga lateral máxima del semiciclo positivo

$d^-$ : Distorsión correspondiente a la carga lateral máxima del semiciclo negativo

La distorsión, que será necesaria para graficar la degradación de rigidez, se calcula utilizando la ecuación 4.15, mostrada a continuación:

$$\text{Distorsión} = \frac{d^+ + d^-}{2H} \quad (\text{Ec. 4.15})$$

Donde:

$d^+$ : Desplazamiento correspondiente a la carga lateral máxima del semiciclo positivo

$d^-$ : Desplazamiento correspondiente a la carga lateral máxima del semiciclo negativo

H: Altura de la pared

- **Degradación de la rigidez del modelo MC-SC1**

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo de la rigidez y de la distorsión para un semiciclo del modelo de pared MC-SC1.

$$K_c = \frac{5.46 + |-5.49|}{8.93 + |-7.88|}$$

$$K_c = 65.37 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\text{Distorsión} = \frac{8.93 + |-7.82|}{2 * (140 * 10)}$$

$$\text{Distorsión} = 0.60 \%$$

En las tablas 4.2 y 4.3 se muestran los valores de rigidez (calculados con la Ecuación 4.14) y de distorsión (calculados con la Ecuación 4.15) utilizados para la elaboración del gráfico.

<b>Rigidez de ciclo impar</b>						
<b>Ciclo</b>	<b>V<sup>+</sup></b>	<b>V<sup>-</sup></b>	<b>d<sup>+</sup></b>	<b>d<sup>-</sup></b>	<b>K<sub>e</sub></b>	<b>Distorsión</b>
Ciclo 1	0.53	-0.28	0.22	-0.02	334.71	0.01
Ciclo 3	1.50	-1.55	0.91	-0.99	160.52	0.07
Ciclo 5	2.54	-2.52	2.58	-1.68	118.78	0.15
Ciclo 7	3.53	-3.53	5.20	-2.45	92.29	0.27
Ciclo 9	4.50	-4.50	6.86	-5.01	75.82	0.42

Tabla 4.2: Rigidez de ciclo impar modelo MC-SC1

En la Tabla 4.2 se ha eliminado el valor de la rigidez para el ciclo 1 dado que el valor que presenta es considerablemente mayor al presentado por los valores de los ciclos siguientes en el modelo de pared.

<b>Rigidez ciclo par</b>						
<b>Ciclo</b>	<b>V<sup>+</sup></b>	<b>V<sup>-</sup></b>	<b>d<sup>+</sup></b>	<b>d<sup>-</sup></b>	<b>Ke</b>	<b>Distorsión</b>
Ciclo 2	1.01	-1.11	0.52	-0.65	181.20	0.04
Ciclo 4	2.01	-2.01	1.38	-1.26	152.27	0.09
Ciclo 6	3.00	-3.00	3.92	-1.96	102.04	0.21
Ciclo 8	3.99	-3.99	5.83	-3.26	87.79	0.32
Ciclo 10	5.46	-5.49	8.93	-7.82	65.37	0.60

Tabla 4.3: Rigidez de ciclo par modelo MC-SC1

Los valores de rigidez de ciclo para cada ciclo de carga se muestran en el Gráfico 4.21. Se ha graficado la rigidez de ciclo para ciclo impar y para ciclo par.



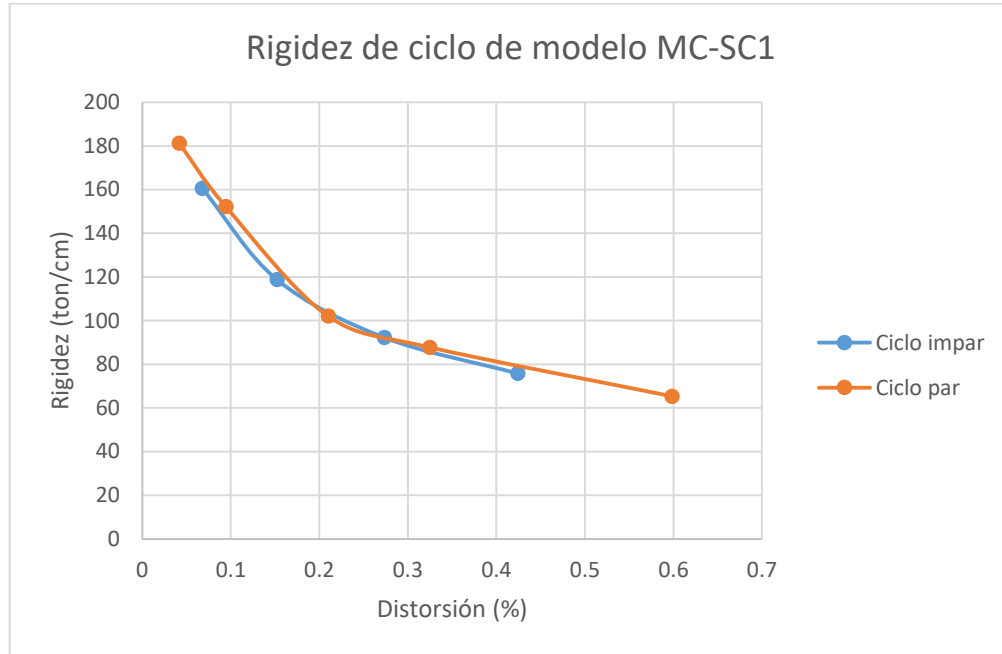


Gráfico 4.21: Degradación de la rigidez de ciclo de modelo MC-SC1

- **Degradación de la rigidez del modelo MC-SC2**

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo de la rigidez y de la distorsión para un semiciclo del modelo de pared MC-SC2.

$$K_c = \frac{6.00 + |-6.02|}{8.31 + |-8.57|} * 100$$

$$K_c = 71.21 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\text{Distorsión} = \frac{8.93 + |-7.82|}{2 * (140 * 10)}$$

$$\text{Distorsión} = 0.60 \%$$

CAPITULO 4: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS

---

En las tablas 4.4 y 4.5 se muestran los valores de rigidez (calculado con la Ecuación 4.14) y de distorsión (calculado con la Ecuación 4.15) utilizados para la elaboración del gráfico.

<b>Rigidez de ciclo impar</b>						
<b>Ciclo</b>	<b>V+</b>	<b>V-</b>	<b>d+</b>	<b>d-</b>	<b>Ke</b>	<b>Distorsión</b>
Ciclo 1	0.53	-0.53	0.28	-0.34	170.97	0.022
Ciclo 3	1.50	-1.50	0.90	-1.16	145.63	0.074
Ciclo 5	2.47	-2.49	1.92	-2.10	123.38	0.144
Ciclo 7	3.53	-3.51	3.67	-3.18	102.77	0.245
Ciclo 9	4.50	-4.50	5.52	-4.81	87.12	0.369
Ciclo 11	6.00	-6.02	8.31	-8.57	71.21	0.603

Tabla 4.4: Rigidez de ciclo impar del modelo MC-SC2

<b>Rigidez ciclo par</b>						
<b>Ciclo</b>	<b>V+</b>	<b>V-</b>	<b>d+</b>	<b>d-</b>	<b>Ke</b>	<b>Distorsión</b>
Ciclo 2	1.04	-0.99	0.62	-0.68	156.15	0.046
Ciclo 4	2.01	-1.98	1.31	-1.56	139.02	0.103
Ciclo 6	3.00	-2.98	2.65	-2.57	114.56	0.186
Ciclo 8	3.99	-4.02	4.56	-3.78	96.04	0.298
Ciclo 10	5.04	-5.01	6.48	-6.00	80.53	0.446

Tabla 4.5: Rigidez de ciclo par para el modelo MC-SC2

Los valores de rigidez de ciclo para cada ciclo de carga se muestran en el Gráfico 4.22. Se ha graficado la rigidez de ciclo para ciclo impar y para ciclo par.

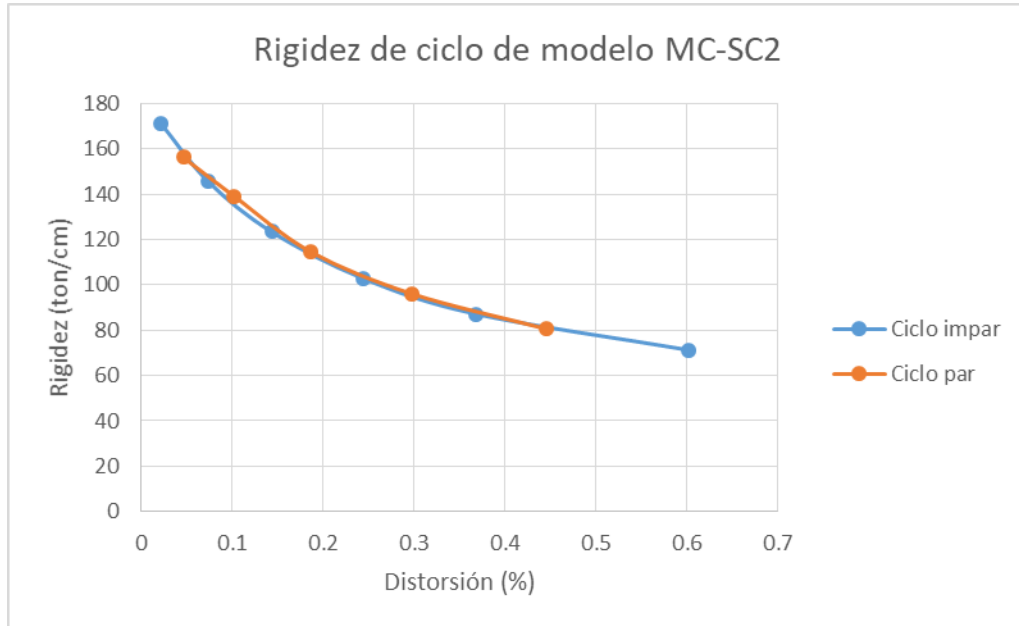


Gráfico 4.22: Degradación de la rigidez de modelo MC-SC2

#### 4.5.1.2. Rigidez equivalente

La rigidez equivalente es aquella que se define como la pendiente de la recta que une el punto de máxima carga lateral y de máxima distorsión con el punto de carga lateral nula, para cada semiciclo (Méndez & Gutiérrez, 2012).

Para el trazo del gráfico de degradación de la rigidez por medio de la rigidez equivalente es necesario obtener los valores de rigidez y de distorsión para cada semiciclo; estos valores se obtienen por medio de las ecuaciones 4.16 y 4.15.

$$K_{eq} = \frac{V^+}{d^+ + |d_{\bar{v}=0}|} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

Donde:

$V^+$ : Carga lateral máxima del semiciclo positivo

$d^+$ : Desplazamiento correspondiente a la carga lateral máxima del semiciclo positivo

$d_{V=0}^-$ : Desplazamiento correspondiente a la carga lateral nula del semiciclo negativo

- **Degradación de la rigidez del modelo MC-SC1**

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo de la rigidez y de la distorsión para los ciclos impares del modelo de pared MC-SC1.

$$K_c = \frac{3.53}{5.20 + |1.57|} * 100$$

$$K_c = 52.14 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

La distorsión se ha calculado del mismo modo en que fue calculada en el método de rigidez de ciclo.

$$\text{Distorsión} = \frac{5.20 + |-2.45|}{2 * (140 * 10)}$$

$$\text{Distorsión} = 0.27 \%$$

En la Tabla 4.6 se muestran los valores de rigidez (calculado con la Ecuación 4.16) y de distorsión (calculado con la Ecuación 4.15) utilizados para la elaboración del gráfico.

Rigidez de ciclo impar						
Ciclo	V+	d <sub>v=0</sub>	d+	d-	Ke	Distorsión
Ciclo 1	0.53	-0.02	0.22	-0.02	220.83	0.01
Ciclo 3	1.50	0.07	0.91	-0.99	153.06	0.07
Ciclo 5	2.54	0.91	2.58	-1.68	72.78	0.15
Ciclo 7	3.53	1.57	5.20	-2.45	52.14	0.27
Ciclo 9	4.50	1.50	6.86	-5.01	53.83	0.42

Tabla 4.6: Rigidez de ciclo impar para el modelo MC-SC1

En el Gráfico 4.23 son graficados los valores obtenidos en la tabla anterior. Se han graficado únicamente los valores de los ciclos impares. Se decidió excluir del gráfico el valor del ciclo 1, dado que es considerablemente mayor a los valores presentados por los ciclos siguientes del modelo.

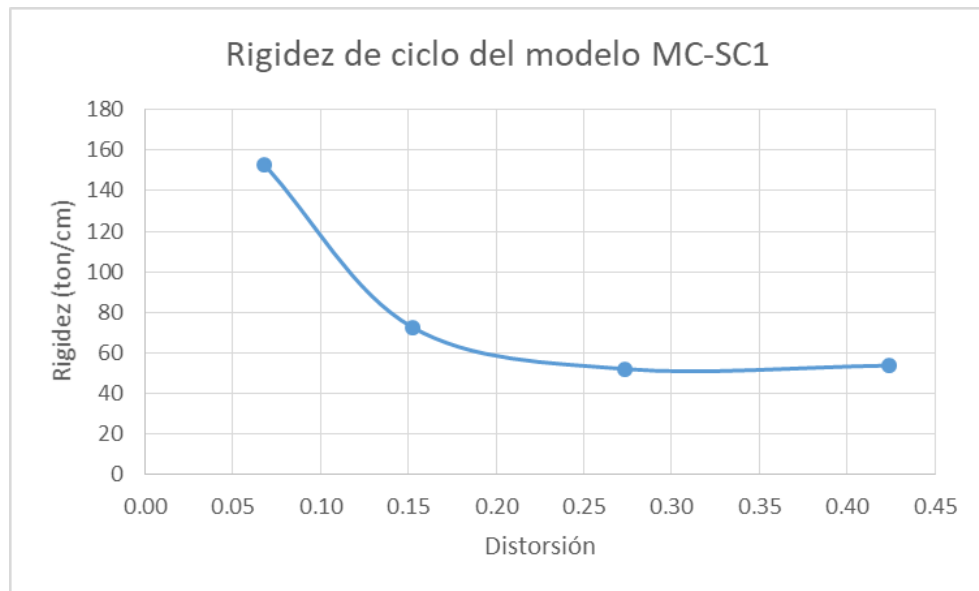


Gráfico 4.23: Degradación de la rigidez del modelo MC-SC1

- **Degradación de la rigidez del modelo MC-SC2**

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo de la rigidez y de la distorsión para los ciclos impares del modelo de pared MC-SC2.

$$K_c = \frac{2.47}{1.92 + |0.06|} * 100$$

$$K_c = 124.75 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

La distorsión se ha calculado del mismo modo en que fue calculada en el método de rigidez de ciclo.

$$\text{Distorsión} = \frac{1.92 + |-2.10|}{2 * (140 * 10)}$$

$$\text{Distorsión} = 0.14 \%$$

En la Tabla 4.7 se muestran los valores de rigidez (calculado con la Ecuación 4.16) y de distorsión (calculado con la Ecuación 4.15) utilizados para la elaboración del gráfico.

Rigidez de ciclo impar						
Ciclo	V+	d-v=0	d+	d-	Ke	Distorsión
Ciclo 1	0.53	-0.02	0.28	-0.34	176.67	0.022
Ciclo 3	1.50	-0.09	0.90	-1.16	151.52	0.074
Ciclo 5	2.47	0.06	1.92	-2.10	124.75	0.144
Ciclo 7	3.53	0.49	3.67	-3.18	84.86	0.245
Ciclo 9	4.50	0.62	5.52	-4.81	73.29	0.369
Ciclo 11	6.00	0.75	8.31	-8.57	66.23	0.603

Tabla 4.7: Rigidez de ciclo impar del modelo MC-SC2

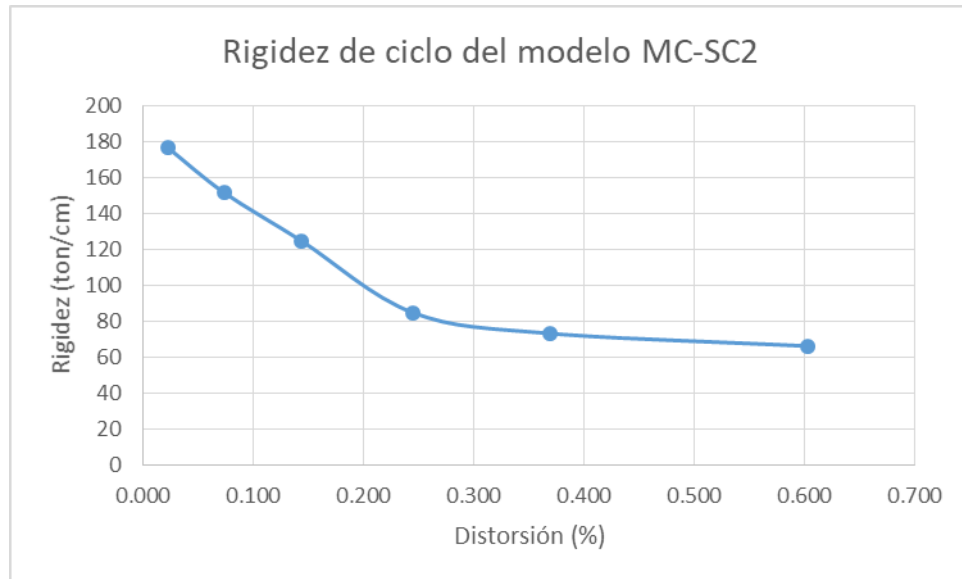


Gráfico 4.24: Degradación de la rigidez del modelo MC-SC2

En el Gráfico 4.24 se muestran los valores obtenidos en la tabla 4.7. Se han graficado únicamente los valores de los ciclos impares.

# CAPÍTULO 5

## ANÁLISIS DE RESULTADOS



## **CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS**

### **5.1. Recapitulación**

El proyecto de cooperación técnica: Mejoramiento de la Tecnología para la Construcción y Difusión de la Vivienda Popular Sismo-resistente, conocido como Proyecto TAISHIN, realizó investigaciones sobre el sistema de mampostería confinada de suelo cemento; estas investigaciones se dividieron en dos etapas: la primera, donde se estudió la unidad considerando los componentes del suelo y la relación cemento-suelo óptima para obtener ladrillos fabricados manualmente, con adecuadas propiedades físicas y mecánicas; y la segunda etapa, en la que se investigó experimentalmente la mampostería de ladrillo de suelo cemento confinado a través del ensayo de paredes a escala natural con el fin de conocer su resistencia y desempeño ante cargas paralelas y perpendiculares a su plano, y calibrar cuando fue posible, modelos analíticos para determinar su resistencia y rigidez.

Este trabajo de graduación da continuidad a las investigaciones del proyecto TAISHIN mediante el estudio del comportamiento estructural de dos modelos de pared de mampostería confinada de suelo cemento, sometidas a carga vertical constante, simulando un segundo piso, y cargas horizontales, coplanares y cíclicas, que simulan el efecto del sismo.

En este capítulo se comparan los resultados que se obtuvieron para los modelos MC-SC1 y MC-SC2 de la presente investigación, contra los resultados obtenidos

en el proyecto TAISHIN para su modelo SPC, y a la vez, se realiza una comparación de los valores obtenidos contra los establecidos como aceptables en algunas normativas.

## 5.2. Comportamiento real vs comportamiento teorizado

Para la predicción de las cargas y desplazamientos en las condiciones de agrietamiento, máxima y ultima se emplearon las expresiones del modelo trilineal de Tomazevic como se desarrolla en el Capítulo 3.

Punto	Carga (ton)	Desplazamiento (mm)
Agrietamiento	3.07	2.8
Máximo	3.84	5.6
Último	3.07	11.2

Tabla 5.1 Cargas y desplazamientos teóricos del modelo trilineal de Tomazevic

Los valores experimentales obtenidos durante la ejecución del ensayo son mostrados en la Tabla 5.2.

Punto	Carga (ton)		Desplazamiento (mm)	
	MC-SC1	MC-SC2	MC-SC1	MC-SC2
Agrietamiento	2.54	3.00	2.69	2.65
Máximo	5.50	6.00	9.10	8.30
Último	–	–	–	–

Tabla 5.2: Cargas y desplazamientos experimentales

Se consideró como carga máxima a la máxima aplicada para cada ensayo, debido a la complejidad de éstos y al tiempo disponible para su realización no se hicieron llegar a carga última, la cual equivale a la carga previa al colapso de los modelos.

A continuación, se grafican en un mismo sistema de coordenadas el modelo trilineal teorizado y los resultados experimentales de los modelos ensayados.

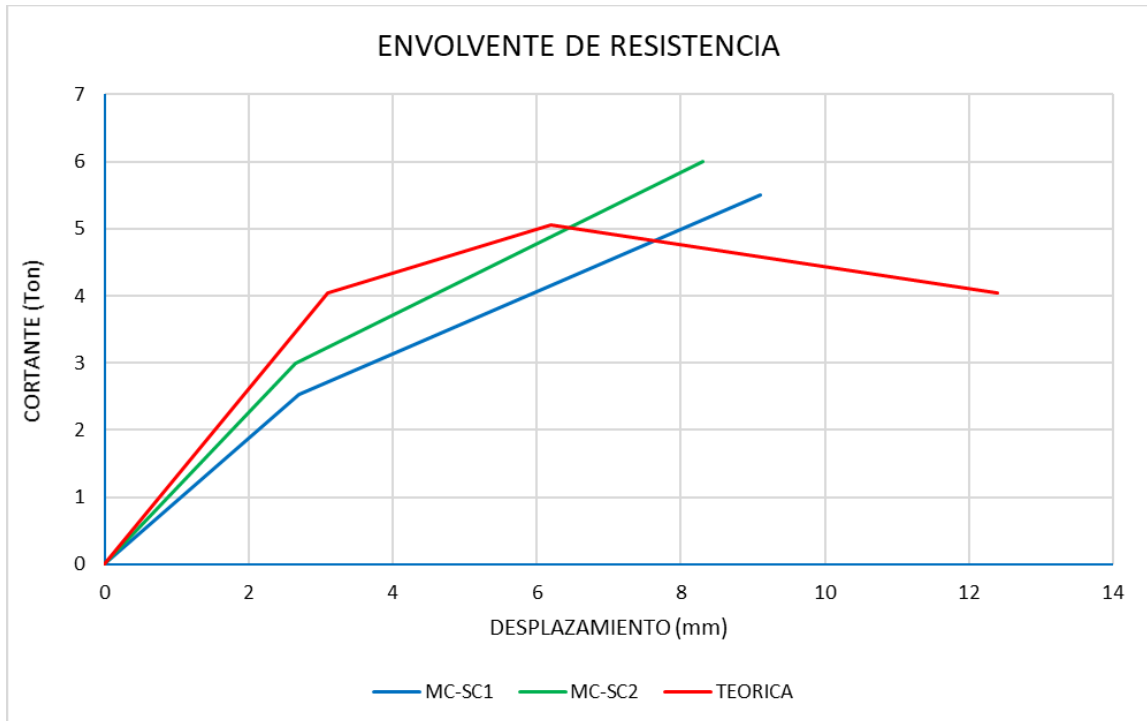


Gráfico 5.1: Comparación de modelo trilineal contra resultados experimentales

### 5.3. Historias reales de carga y distorsión

El modelo SPC fue ensayado aplicándole 21 ciclos de carga lateral, de los cuales 8 fueron controlados por carga y los 13 restantes fueron controlados por desplazamiento.

Al modelo MC-SC1 se le aplicaron 10 ciclos de carga, mientras que al modelo MC-SC2 se le aplicaron 11 ciclos, ambos ensayos fueron controlados por carga.

En la Tabla 5.3 se compara la carga y distorsión de agrietamiento para los dos modelos ensayados en la presente investigación y para el modelo SPC de la investigación realizada en el proyecto TAISHIN.

<b>Modelo</b>	<b>Carga (ton)</b>	<b>Distorsión (%)</b>
SPC	2.31	0.01
MC-SC1	2.54	0.16
MC-SC2	3.00	0.17

Tabla 5.3: Cargas y distorsiones de agrietamiento

#### **5.4. Comportamiento histerético**

En el Gráfico 5.2 se superponen en un mismo sistema de coordenadas las curvas de carga-distorsión tanto para el modelo SPC ensayado en el proyecto TAISHIN como los modelos MC-SC1 y MC-SC2 ensayados en esta investigación.

La distorsión de agrietamiento fue considerada de 0.012% para el modelo SPC, de 0.16% para el modelo MC-SC1 y de 0.17% para el modelo MC-SC2, en promedio la distorsión de agrietamiento para los modelos MC-SC1 y MC-SC2 fue 14 veces mayor que la presentada por el modelo SPC.

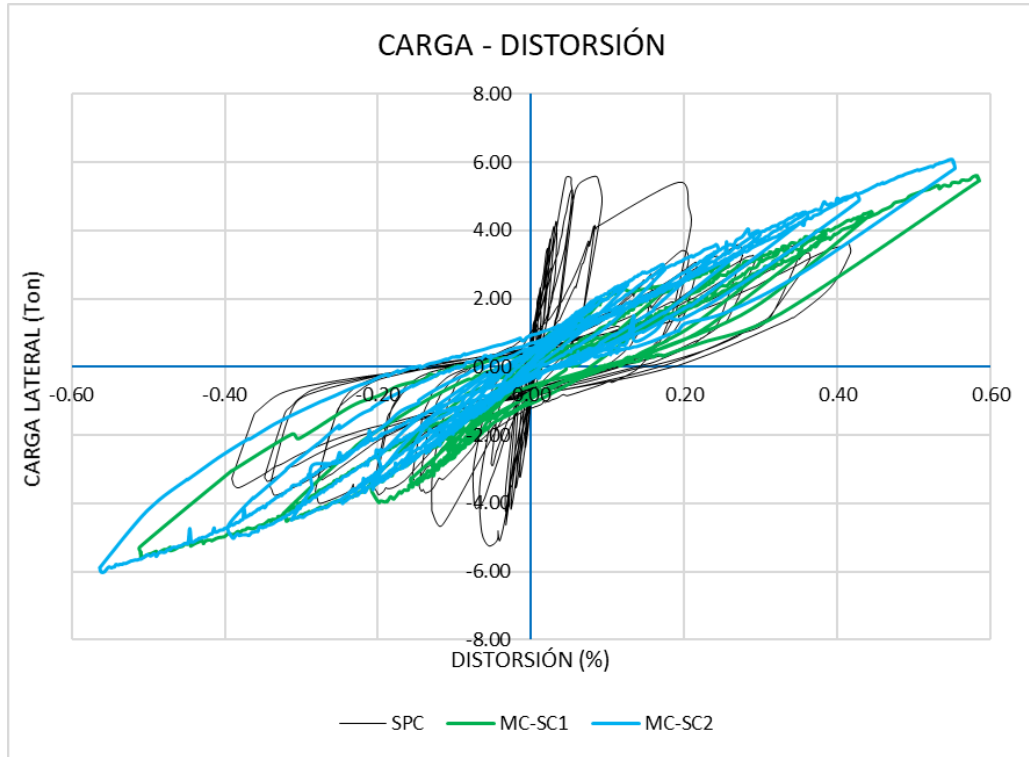


Gráfico 5.2: Carga-Distorsión de modelos SPC, MC-SC1 y MC-SC2

La distorsión máxima del modelo MC-SC1 supera en un 40% a la distorsión máxima del modelo SPC, mientras que el modelo MC-SC2 la supera en un 44%.

A continuación, se presentan las envolventes de carga distorsión para los tres modelos donde, además, se evidencia que los modelos MC-SC1 y MC-SC2 tuvieron un comportamiento bastante similar entre sí.

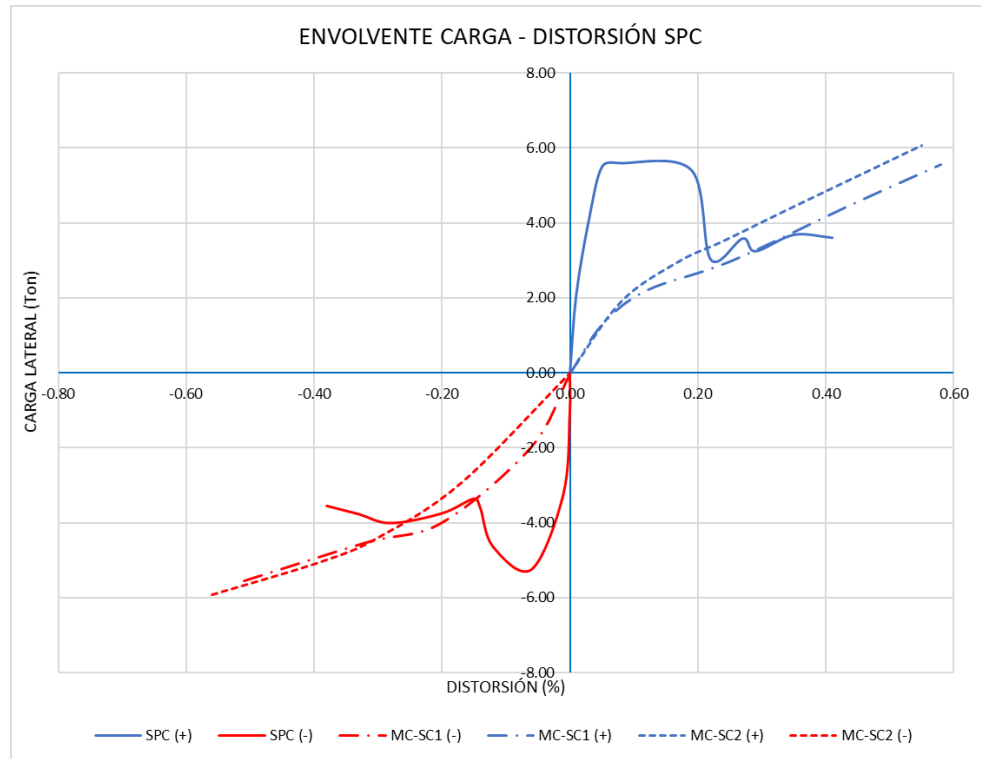


Gráfico 5.3: Envolventes de carga – distorsión SPC / MC-SC1 / MC-SC2

Los esfuerzos cortantes máximos a los que fueron sometidos los modelos MC-SC1 y MC-SC2 fueron aproximadamente el doble de los esfuerzos cortantes máximos a los que fue sometido el modelo SPC.

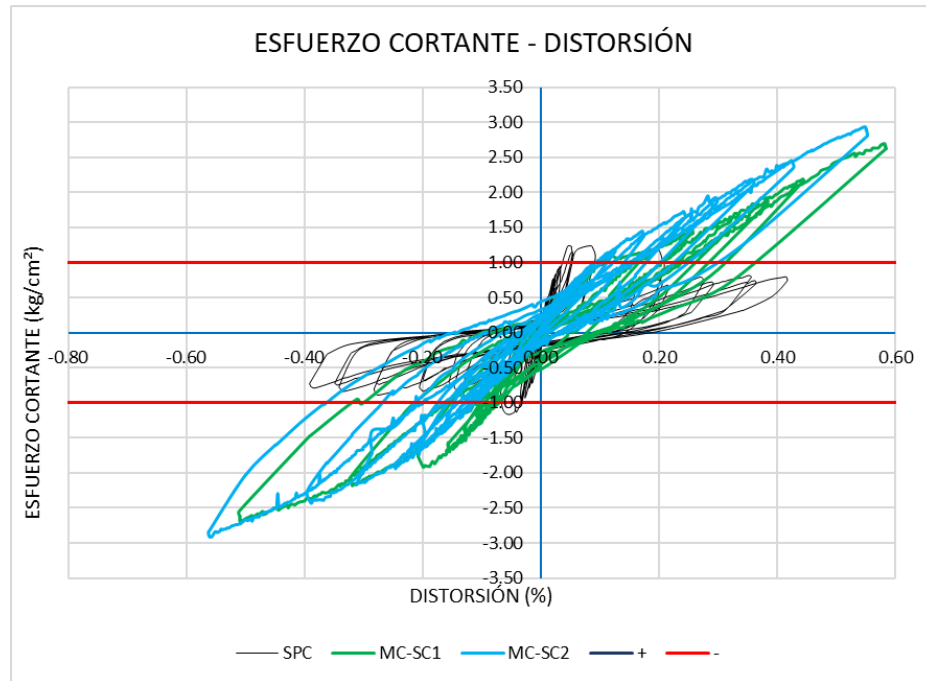


Gráfico 5.4: Esfuerzo cortante-Distorsión

En el Gráfico 5.4 se aprecia que el esfuerzo cortante promedio máximo para el modelo SPC es de 1.25 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para para los modelos MC-SC es de 2.80 kg/cm<sup>2</sup> en promedio.

La NEDCV (1997) establece que los esfuerzos cortantes máximos de diseño para estructuras de mampostería confinada no superarán 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, la versión actualizada propuesta en 2004 sugiere usar como valor máximo 1.5 kg/cm<sup>2</sup> o  $0.3\sqrt{f_m}$ , para los modelos ensayados en la presente investigación, esta operación da como resultado 1.02 kg/cm<sup>2</sup>.

En el Gráfico 5.5 se comparan las envolventes de esfuerzo cortante – distorsión para el modelo SPC ensayado en el proyecto TAISHIN y los dos modelos ensayados en la presente investigación.

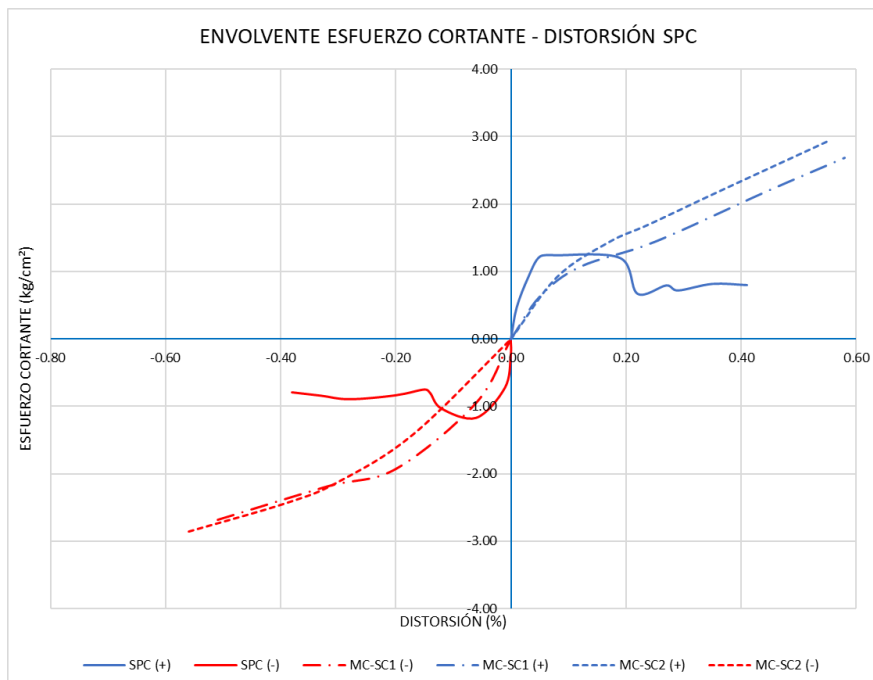


Gráfico 5.5: Envolventes de Esfuerzo cortante - Distorsión

El Gráfico 5.6 muestra las curvas de carga – desplazamiento para cada uno de los tres modelos, se puede observar que los desplazamientos máximos para el modelo SPC fueron en promedio 30% mayores que los desplazamientos máximos de los modelos MC-SC1 y MC-SC2; esto debido a que, como se menciona anteriormente, la dimensión de los modelos ensayados en la presente investigación fue aproximadamente la mitad de la dimensión con la que contó el modelo SPC ensayado en el proyecto TAISHIN.



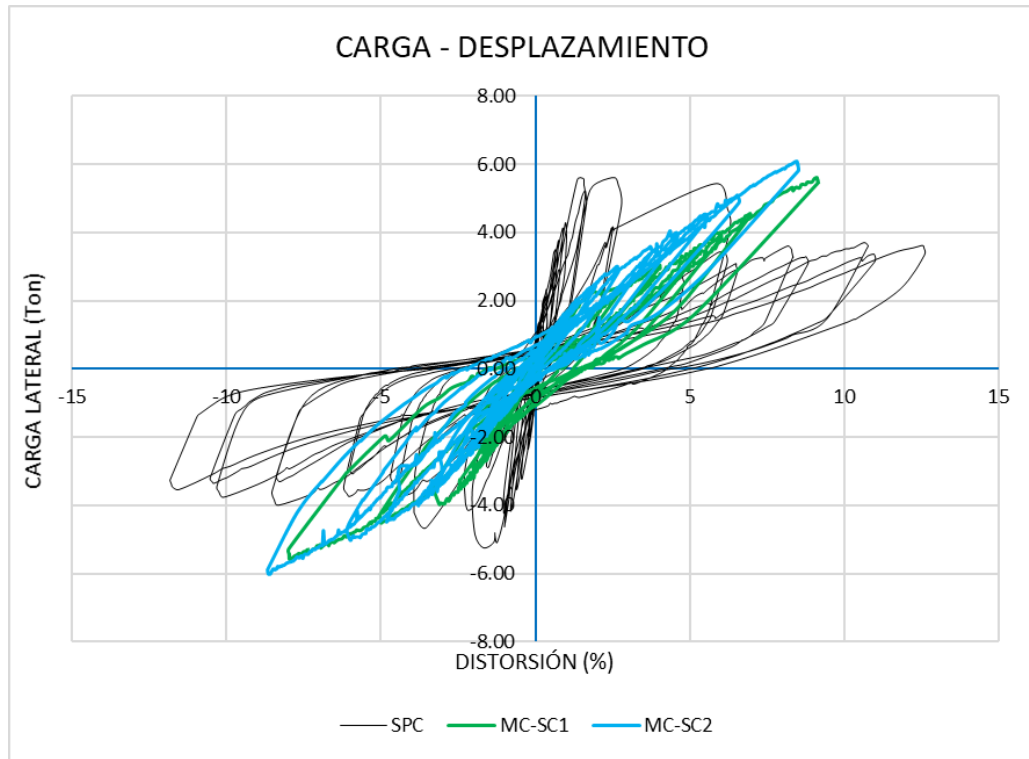


Gráfico 5.6: Carga-Desplazamiento

### 5.5. Rotación

Los dos modelos ensayados en esta investigación fueron instrumentados en ambas caras, por lo cual se tiene registro de las rotaciones de cada pared tanto en su cara este como en la oeste. Para el caso del modelo SPC se cuenta con registro de la rotación del panel de mampostería y rotaciones del modelo como cuerpo rígido.

En el Gráfico 5.7 se compara la rotación de cada cara del modelo MC-SC1 contra la rotación del panel de mampostería del modelo SPC.

Se observa que las diferencias más grandes se registran en el sentido de las rotaciones negativas, donde el modelo MC-SC1 presenta rotaciones máximas de -0.046% en su cara este y -0.067% en su cara oeste, mientras el modelo SPC presenta rotaciones máximas de -0.014%.

En el sentido de las rotaciones positivas la diferencia entre los valores máximos es menor, el modelo SPC presenta un valor máximo de +0.041%, mientras que el modelo MC-SC1 presenta valores máximos de +0.054% y +0.045% para sus caras este y oeste respectivamente.

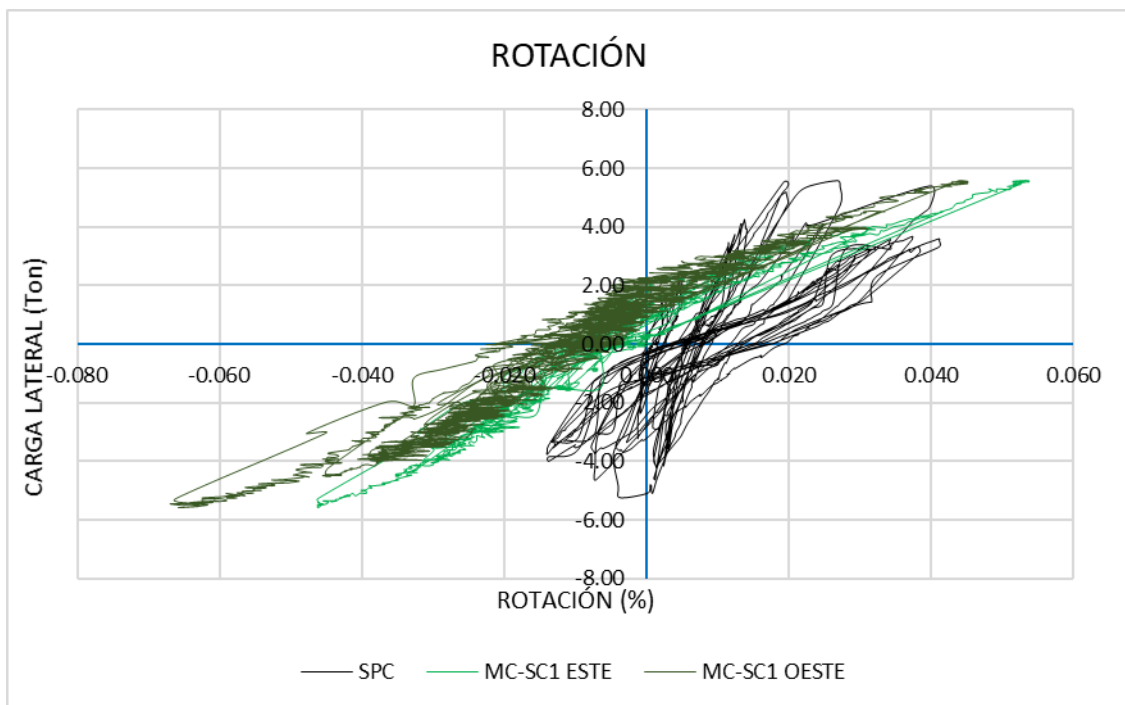


Gráfico 5.7: Rotación SPC y MC-SC1

En el Gráfico 5.8 se superponen las curvas de carga lateral – rotación del modelo SPC y de las caras este y oeste de modelo MC-SC2.

En el sentido de las rotaciones negativas los valores máximos para el modelo MC-SC2 son de -0.073% y -0.028% para las caras este y oeste respectivamente, en el sentido de las rotaciones positivas los valores máximos son de +0.114% y de +0.100% para las caras este y oeste respectivamente. Como se mencionó anteriormente, las rotaciones máximas para el modelo SPC fueron de -0.014% y +0.041%.

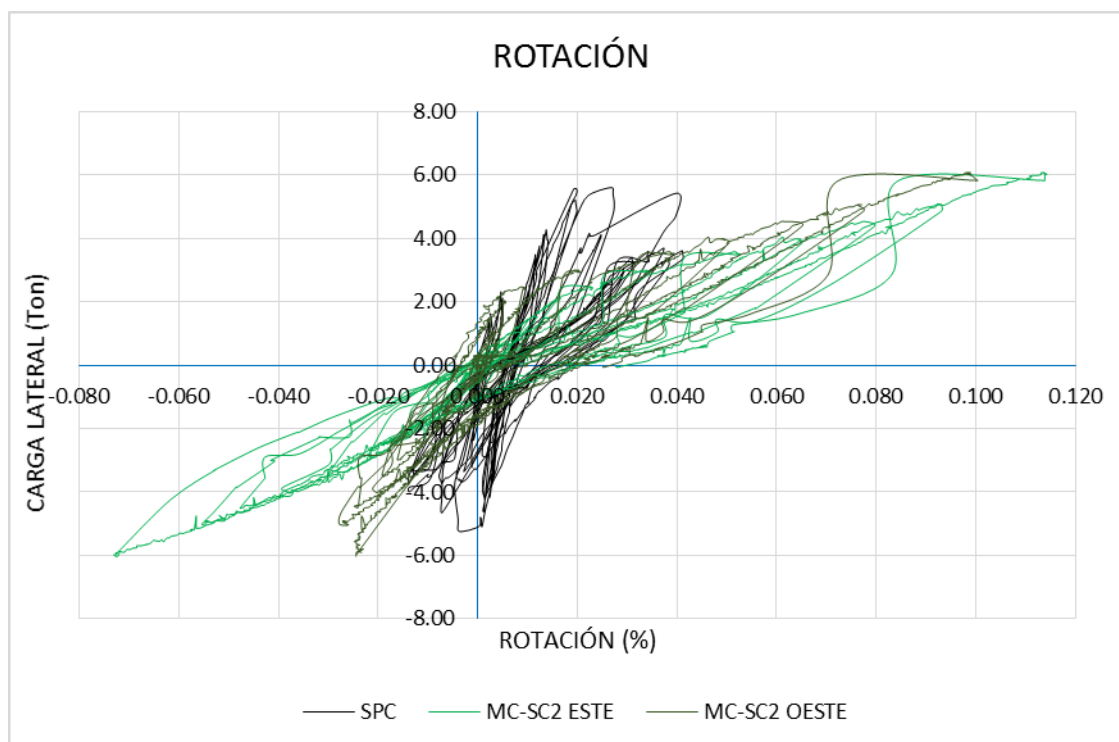


Gráfico 5.8: Rotación SPC-MC-SC2

**5.6. Curvatura**

El Gráfico 5.9 presenta los valores de curvatura en función de la carga lateral aplicada para el modelo SPC y las caras este y oeste del modelo MC-SC1. Los valores extremos obtenidos son los siguientes:  $-0.0048 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  y  $+0.0143 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  para el modelo SPC,  $-0.0033 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  y  $+0.0038 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  para la cara este y  $-0.0047 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  y  $+0.0032 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  para la cara oeste del modelo MC-SC1.

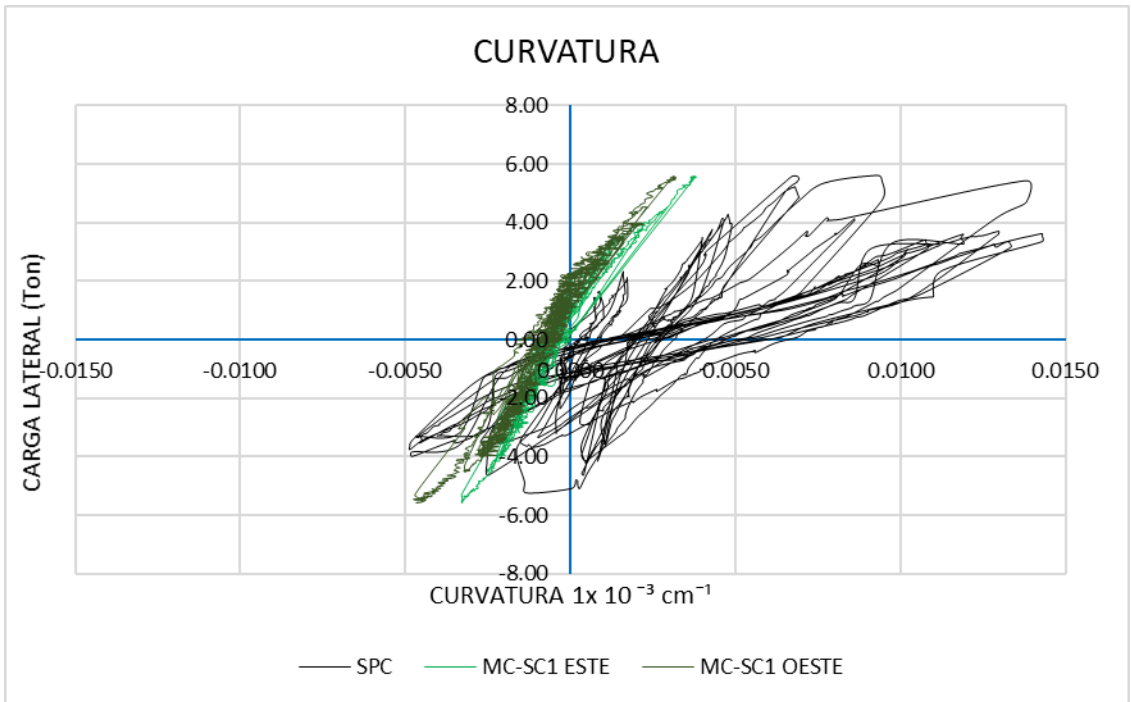


Gráfico 5.9: Curvatura SPC y MC-SC2

El Gráfico 5.10 presenta las curvas de carga lateral – curvatura para los modelos SPC y las caras este y oeste del modelo MC-SC2. Los valores extremos obtenidos son los siguientes:  $-0.0051 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  y  $+0.0080 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  para la cara este y  $-0.0020 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  y  $+0.0071 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  para la cara oeste del modelo

MC-SC2, para el modelo SPC los valores extremos fueron de  $-0.0048 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  y  $+0.0143 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$  como se mencionó anteriormente.

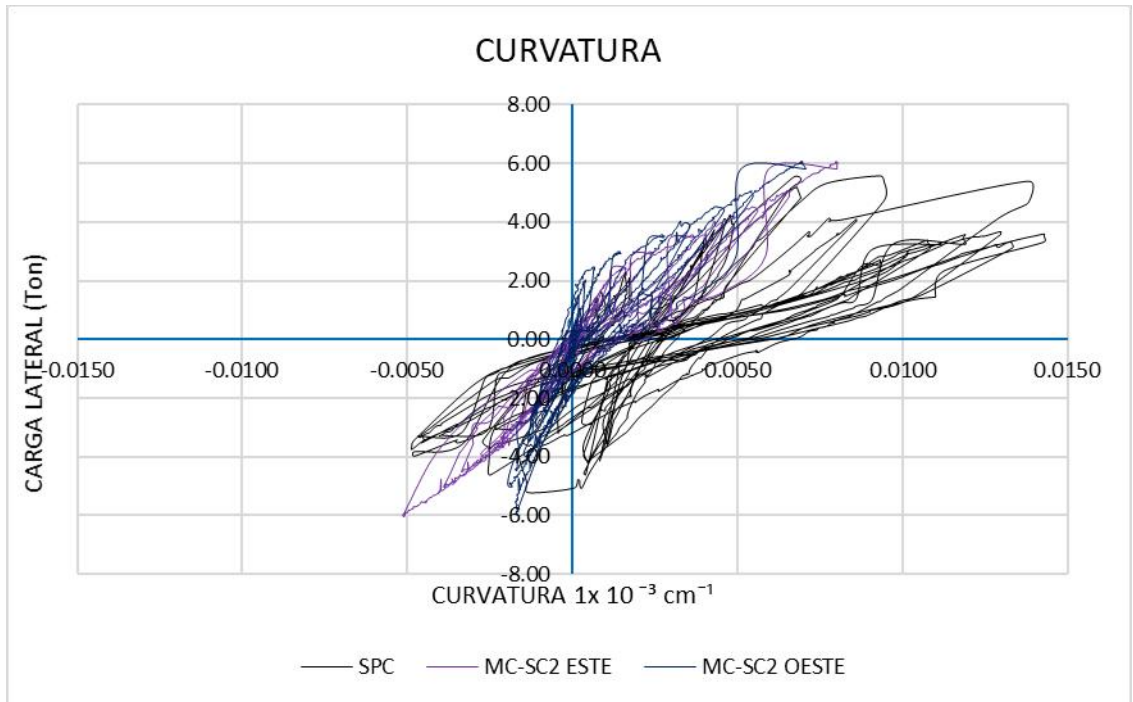


Gráfico 5.10: Curvatura SPC y MC-SC2

### 5.7. Deformación angular

Las deformaciones angulares experimentadas por los dos modelos ensayados en la presente investigación son inferiores en sus valores extremos a las deformaciones angulares experimentadas por el modelo SPC ensayado por TAISHIN, sin embargo, en ambos casos se evidencia que el ensayo estuvo controlado por cortante.

El Gráfico 5.11 presenta las curvas de carga lateral contra deformación angular para el modelo SPC y las caras este y oeste del modelo MC-SC1, los valores

extremos obtenidos son: -0.401% y +0.419% para el modelo SPC, -0.297 y +0.328% para la cara este y -0.302% y +0.282% para la cara oeste del modelo MC-SC1.

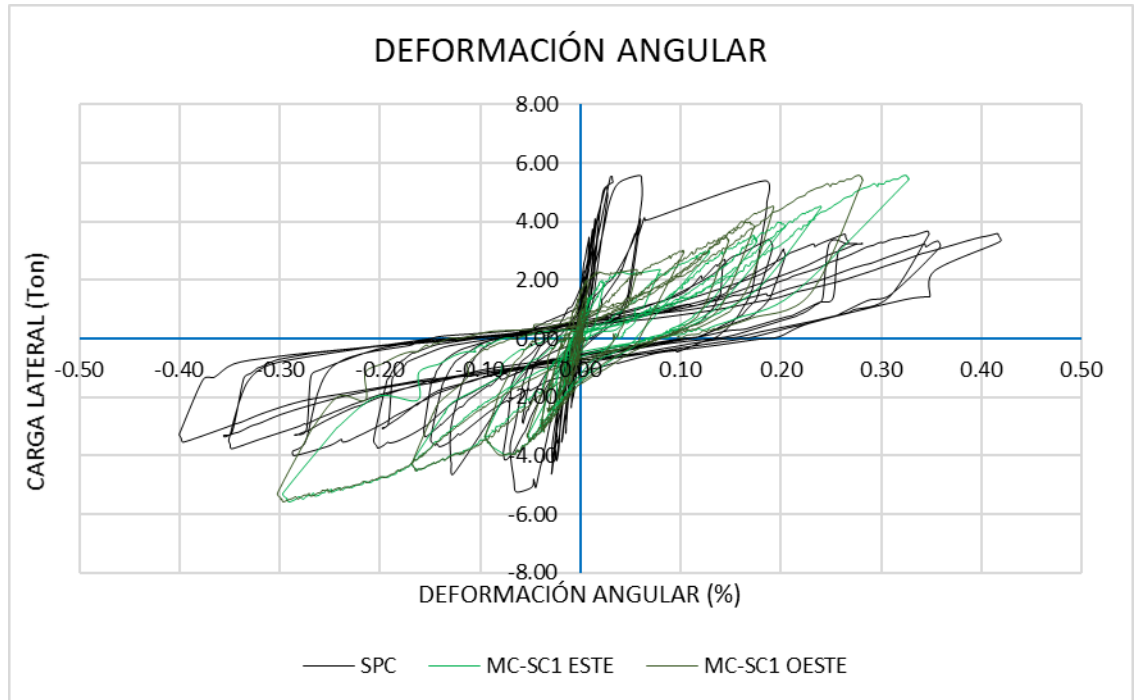


Gráfico 5.11: Deformación angular SPC y MC-SC1

El Gráfico 5.12 muestra las curvas de deformación angular para el modelo SPC y las caras este y oeste del modelo MC-SC2, los valores extremos obtenidos son: -0.222% y +0.242% para la cara este y -0.318% y +0.274% para la cara oeste del modelo MC-SC2.

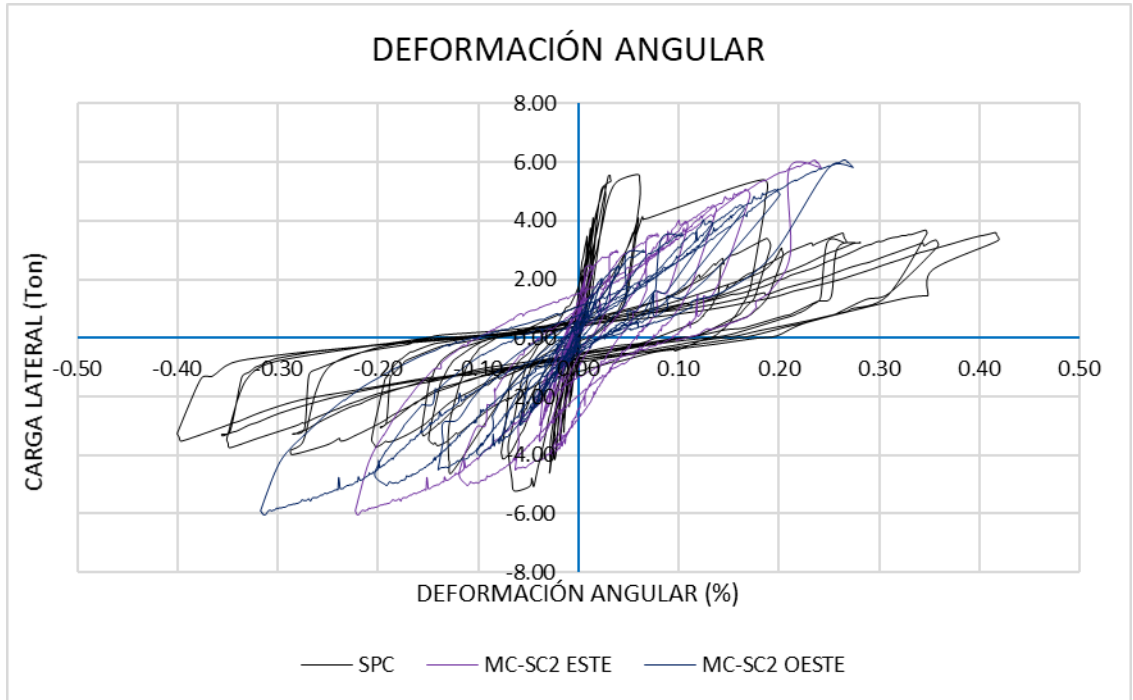


Gráfico 5.12: Deformación angular SPC y MC-SC2GRA

## 5.8. Degradación de la rigidez

Dentro de este apartado se realizará una comparación de la degradación de la rigidez (por medio de rigidez de ciclo y rigidez equivalente) de los modelos ensayados y del modelo SPC del proyecto TAISHIN, y estos se compararán, a su vez, con los valores permitidos por la normativa.

### 5.8.1. Rigidez equivalente

En el Gráfico 5.13 se presenta la degradación de rigidez por rigidez equivalente de los modelos ensayados en el proyecto TAISHIN. Se observa para el modelo SPC un valor de rigidez equivalente inicial de aproximadamente 70 ton/cm.

## CAPITULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

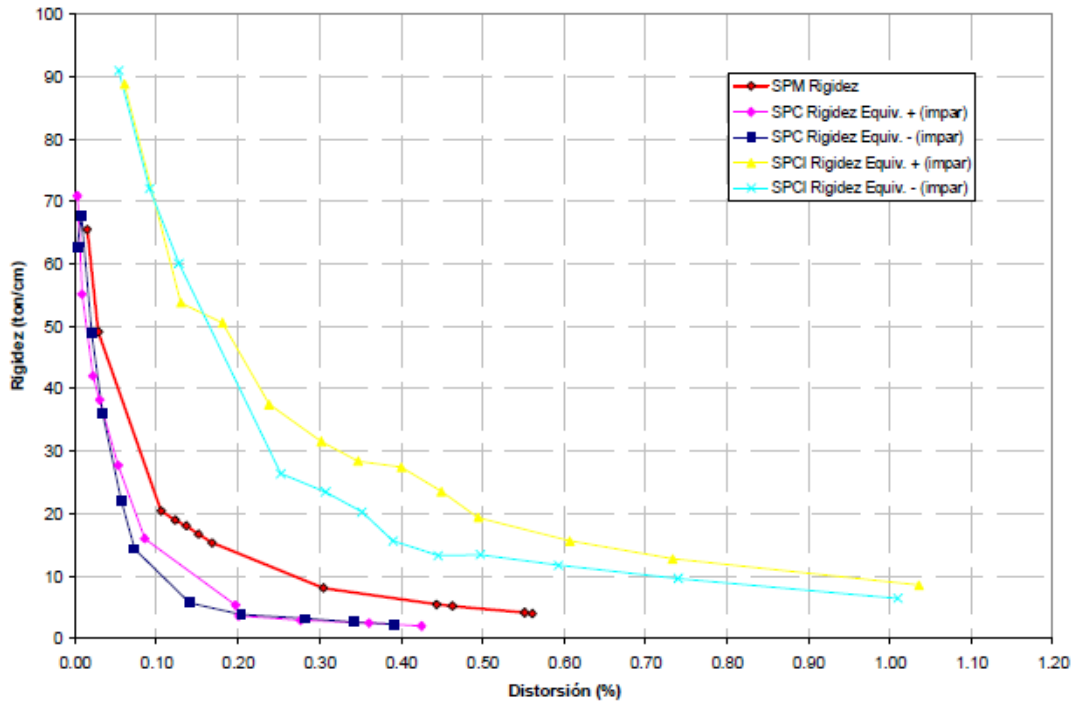


Gráfico 5.13: Degradación de la rigidez por rigidez equivalente de los modelos del proyecto TAISHIN

En los gráficos 5.14 y 5.15 se observan los valores de degradación de rigidez para los modelos MC-SC1 y MC-SC2. Para estos se tienen valores de rigidez inicial de cerca de 153.06 ton/cm para el primero y de 176.57 ton/cm para el segundo, siendo estos valores más del doble de los que se obtuvieron en el proyecto TAISHIN, generándose esto por el confinamiento que el segundo nivel proporciona en los modelos MC-SC.



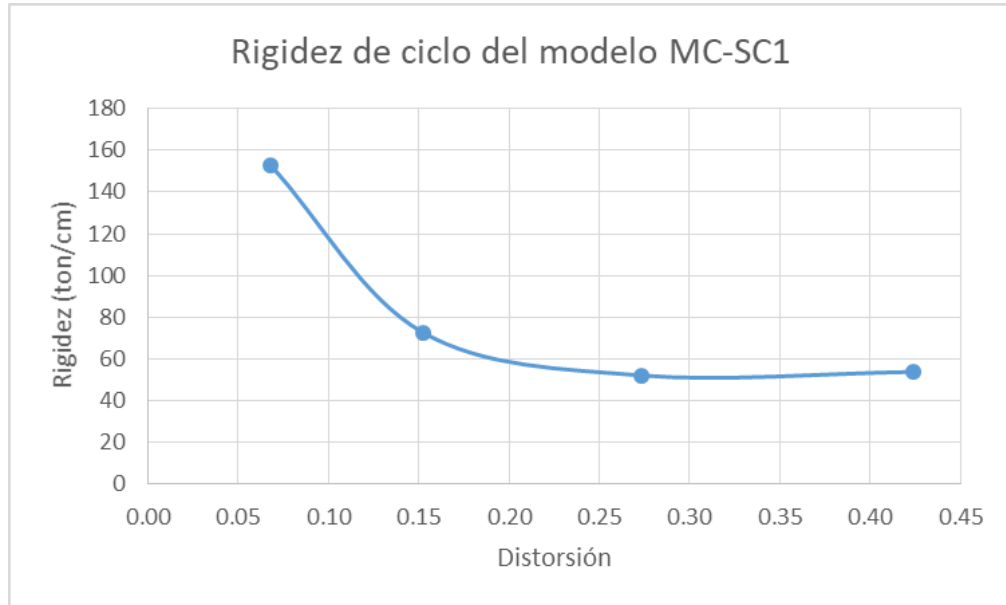


Gráfico 5.14: Degradación de rigidez por rigidez equivalente del modelo MC-SC1

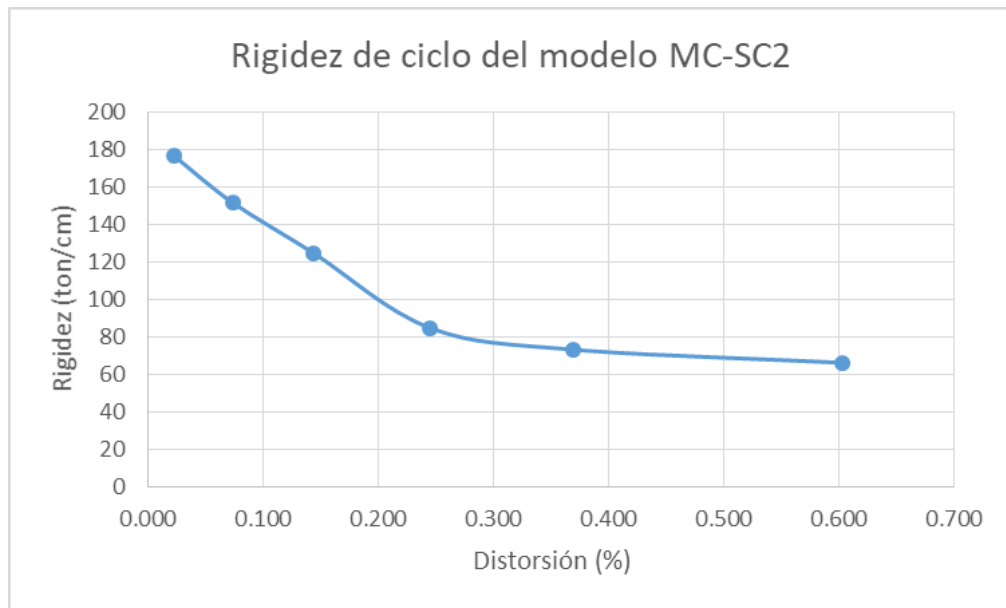


Gráfico 5.15: Degradación de rigidez por rigidez equivalente del modelo MC-SC2

### 5.8.2. Rigidez de ciclo

En el Gráfico 5.16 se muestra la degradación de la rigidez de todos los modelos con carga paralela al plano, ensayados en el proyecto TAISHIN. Para el modelo de interés (el SPC) se observa un comportamiento para la rigidez de ciclo par y de ciclo impar muy parecido; además se observa que para ciclo impar este posee una rigidez inicial de aproximadamente 80 ton/cm y de 72 ton/cm para ciclo par.

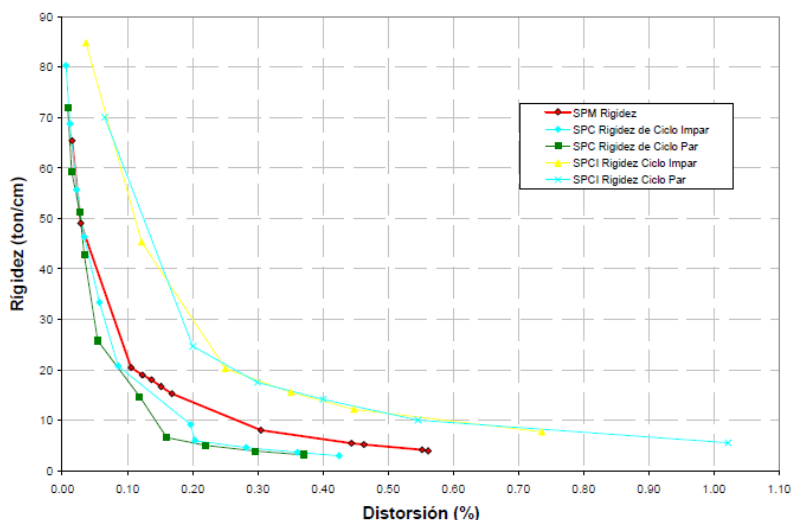


Gráfico 5.16: Degradación de la rigidez por medio de la rigidez de ciclo de modelos del proyecto TAISHIN

En los modelos presentados en los gráficos 5.17 y 5.18 se observa la degradación de rigidez por rigidez de ciclo para los modelos MC-SC1 y MC-SC2, ensayados en esta investigación. Se observa que para el modelo MC-SC1 la rigidez inicial de ciclo par es de 160.52 ton/cm y para el modelo MC-SC2 de 170.97. Esto indica que el modelo posee una rigidez que es el doble de la rigidez presenta por el modelo SPC, debiéndose esto a que la presencia de un segundo nivel para los modelos MC-SC genera un aumento en la rigidez de éstos.

CAPITULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

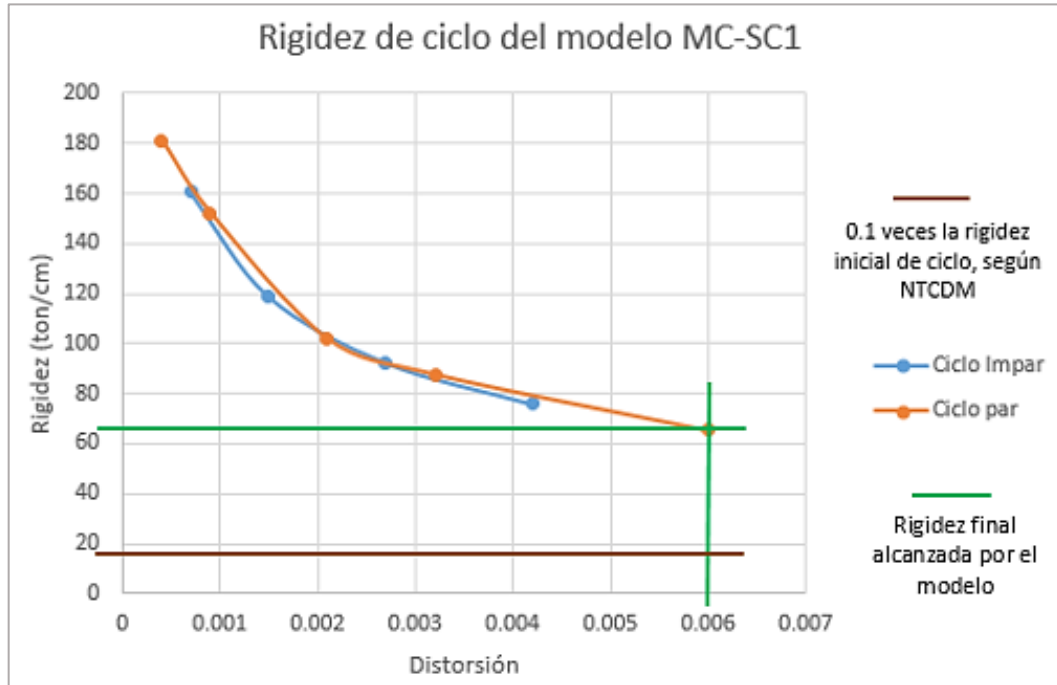


Gráfico 5.17: Degradación de rigidez por rigidez de ciclo modelo MC-SC1

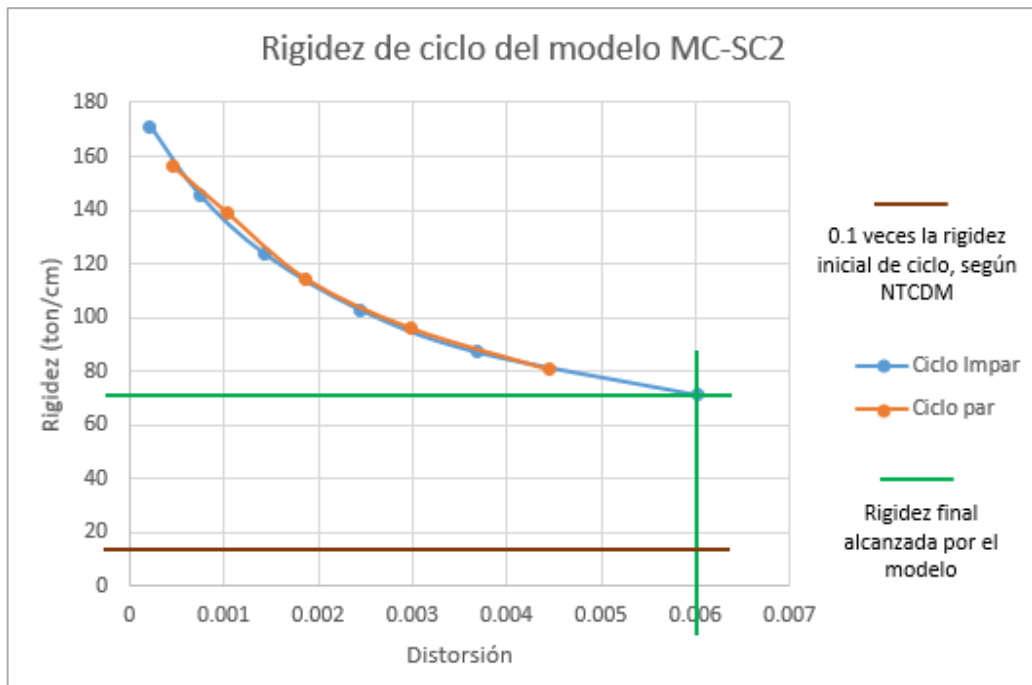


Gráfico 5.18: Degradación de rigidez por rigidez de ciclo modelo MC-SC2

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (México) se establece como criterio de aceptación para la rigidez de ciclo lo siguiente:

“La rigidez de ciclo para la distorsión de 0.006 para piezas macizas y 0.004 para piezas huecas no sea menor de 0.1 y 0.05 veces la rigidez de ciclo, respectivamente, calculada a partir del primer ciclo aplicado en el experimento”.

Para el modelo MC-SC1 se observa que para la distorsión de 0.006 se obtiene un valor de rigidez de 65.37 ton/cm, siendo este valor, superior a 0.1 veces la rigidez de ciclo del primer ciclo de carga considerado (0.18 ton/cm).

Para el modelo MC-SC2 para una distorsión de 0.006 el valor de rigidez obtenido fue de 71.21 ton/cm, este valor supera a 0.1 veces la rigidez de ciclo del primer ciclo de carga considerado (0.17 ton/cm).

Con los resultados anteriores se observa que, para una pared de mampostería confinada para una vivienda de dos niveles con las características y propiedades de los materiales utilizados en los ensayos, se cumple el criterio de aprobación establecido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

**CAPÍTULO 6**  
**CONCLUSIONES Y**  
**RECOMENDACIONES**

## CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. Conclusiones

#### 6.1.1. Materiales

- Se obtuvo una resistencia promedio a la compresión para las unidades de mampostería de 32.9 kg/cm<sup>2</sup>; ésta se determinó mediante la prueba estándar ASTM C67: “Método de prueba estándar para el muestreo y ensayo de ladrillos y baldosas de arcilla estructural”, se decidió realizar el ensayo bajo esta normativa, dado que no existe un ensayo exclusivo para ladrillo de suelo-cemento.

Debido a que la Norma Técnica para el Control de Materiales Estructurales del país no presenta un valor mínimo para la resistencia a la compresión promedio de los ladrillos de suelo-cemento, se comparó el valor obtenido en esta investigación con el promedio presentado por las unidades utilizadas durante la Etapa II del proyecto TAISHIN, el cual fue de 32 kg/cm<sup>2</sup>; para esta investigación el valor obtenido presentó un aumento del 2.8% en la resistencia promedio; el cual es un valor esperado dado que las unidades utilizadas en la investigación poseen la misma proporción que las utilizadas en el proyecto TAISHIN.

- Al realizar el ensayo de resistencia a compresión simple de mampostería se obtuvieron los valores de la resistencia a compresión de la mampostería  $f'(m)$  y del módulo de elasticidad  $E_m$ . Estos valores se compararon con los que se

obtuvieron en los ensayos a prismas de compresión simple realizados en la etapa II del proyecto TAISHIN; obteniéndose lo siguiente: para la resistencia a compresión de la mampostería se encontraron valores experimentales de 10.83 y de 12.43, siendo el promedio de estos de 11.63 kg/cm<sup>2</sup>, este valor es un 39% menor al presentado por los prismas del proyecto TAISHIN. Para el módulo de elasticidad el valor obtenido fue de 6001.36 kgf/cm<sup>2</sup>, valor similar al obtenido en el proyecto TAISHIN (6000 kgf/cm<sup>2</sup>).

- El ensayo de compresión diagonal permitió determinar la resistencia a compresión diagonal  $v'_m$  y el módulo de rigidez de la mampostería  $G_m$ . Para esta investigación se utilizaron los valores que se obtuvieron en la etapa II del proyecto TAISHIN (sólo para la resistencia a la compresión diagonal), esto debido a que no fue posible ensayar los tres modelos que se construyeron para este trabajo de investigación; sin embargo el único prisma que pudo ser ensayado presentó un valor de resistencia a la compresión diagonal de 2.68 kg/cm<sup>2</sup>, apenas mayor al ensayado en el proyecto TAISHIN (2.5 kg/cm<sup>2</sup>). El valor del módulo de rigidez se determinó mediante lo establecido por la NTDCM, en la que éste se calcula a través del módulo de elasticidad; se obtuvo un valor de 2400 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **6.1.2. Ensayos a paredes**

- Los ensayos realizados para ambos modelos de pared presentaron diferencias en la aplicación de carga, para el modelo MC-SC1 se aplicaron 10 ciclos, mientras que para el modelo MC-SC2 se aplicaron 11 ciclos (en ambos

modelos la carga fue repetitiva). Los resultados obtenidos se han comparado con los que se obtuvieron para el modelo SPC (con carga paralela al plano) del proyecto TAISHIN, dado que las características de este modelo son similares a las presentadas por los modelos MC-SC, a excepción de que, el modelo SPC fue ensayado como pared de una vivienda de un nivel, y los modelos MC-SC como paredes de vivienda de dos niveles, simulando el segundo nivel con la aplicación de carga vertical.

- **Carga-Distorsión**

En el gráfico 6.1 se observa la comparación de resultados de carga deformación de los modelos ensayados en este trabajo de investigación contra los obtenidos para el modelo SPC del proyecto TAISHIN. Se determinó que La distorsión máxima del modelo MC-SC1 presenta un valor de 0.603% (0.00603), mientras que el modelo MC-SC2 presenta un valor de 0.6% (0.0600) ambos valores son parecidos, siendo el valor del segundo modelo ligeramente mayor al del primero, debido a que al modelo MC-SC2 se le aplicó un ciclo más de carga. Al comparar estos resultados con los del modelo SPC (presentó una distorsión máxima de aproximadamente 0.43%) se observa un aumento de aproximadamente un 40%. Las diferencias en el comportamiento de los modelos se generan dado que, los modelos MC-SC simulan las paredes del primer nivel en una vivienda de dos niveles, mientras que, el modelo SPC, simula una pared de un nivel en una vivienda sin la presencia de segundo nivel.



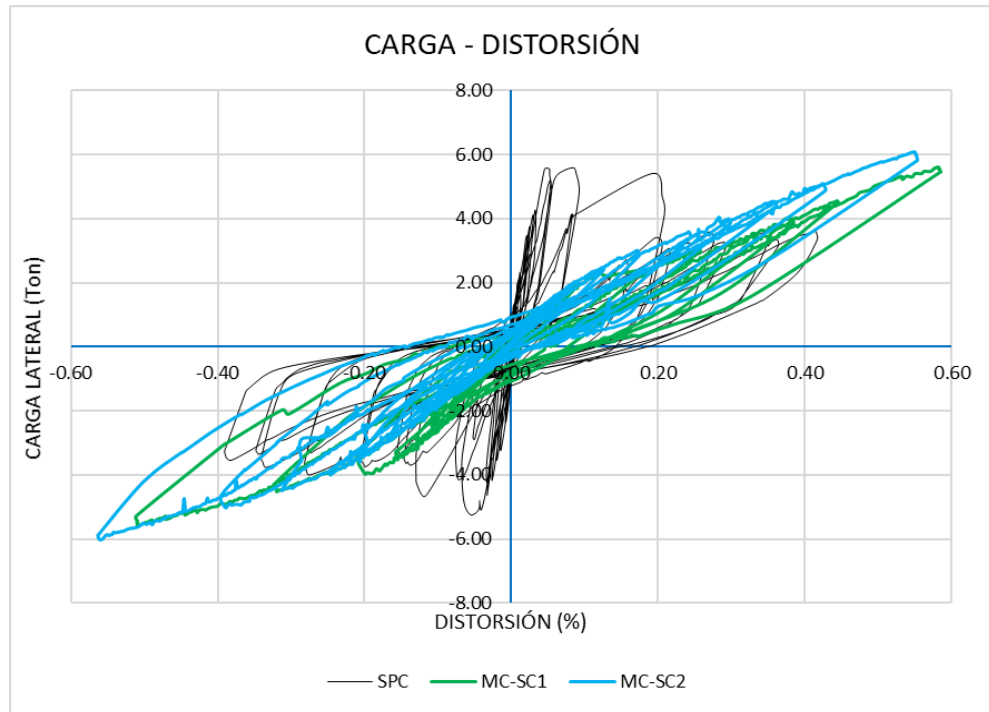


Gráfico 6.1: Gráfico de Carga-Distorsión

○ **Esfuerzo cortante-Distorsión**

En el Gráfico 6.2 se muestra el esfuerzo cortante vs la distorsión de los modelos MC-SC1 y MC-SC2 comparados con los obtenidos por el modelo SPC del proyecto TAISHIN. Se observa cómo, para ambos modelos, los valores de esfuerzo cortante alcanzan un valor que duplica al obtenido por el modelo SPC, siendo 1.25 kg/cm<sup>2</sup> para este último y de 2.70 kg/cm<sup>2</sup> y 2.90 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente para los primeros dos.

De acuerdo con la NEDCV (1997) el esfuerzo cortante máximo de diseño para paredes de mampostería será de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>. Para ambos modelos ensayados en la presente investigación se alcanzó este valor en el ciclo de carga -5, con una

distorsión de 0.08% para el modelo MC-SC1 y de 0.11% para el modelo MC-SC2, para ambos casos aún no se había alcanzado la carga de agrietamiento.

El estado de carga final al que fueron llevados los modelos proporciona un margen de más o menos 1.8 kg/cm<sup>2</sup> por encima del esfuerzo máximo de diseño propuesto por la NEDCV (1997), mientras se mantiene la integridad estructural.

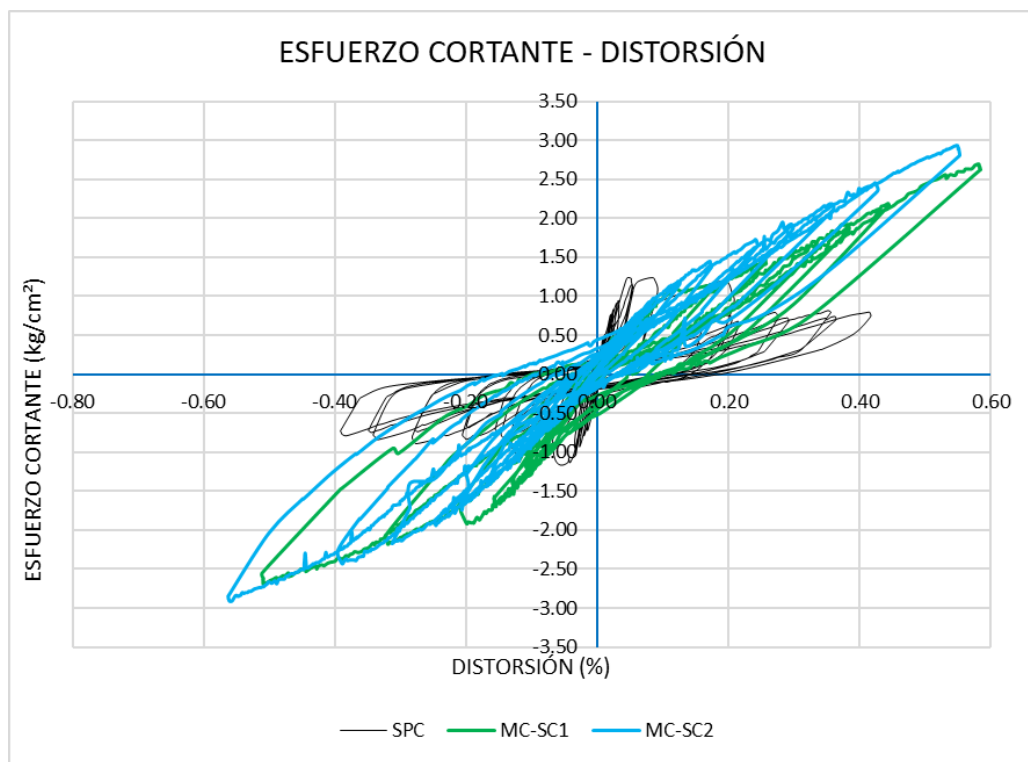


Gráfico 6.2: Esfuerzo cortante-Distorsión

○ **Rigidez**

Al comparar la rigidez de los modelos MC-SC (para el modelo MC-SC1 la rigidez inicial de ciclo par es de 160.52 ton/cm y para el modelo MC-SC2 de 170.97 ton/cm) con la rigidez presentada por el modelo SPC, la cual fue de aproximadamente 80 ton/cm, se observa que los resultados de los modelos MC-

SC poseen una rigidez que es aproximadamente el doble de la rigidez presentada por el modelo SPC. El aumento en la rigidez de los modelos MC-SC viene dado por el hecho de que, al simular estos una pared para del primer nivel en una vivienda de dos niveles, la carga generada por el nivel de arriba aumenta el confinamiento en ésta, aumentando así la rigidez.

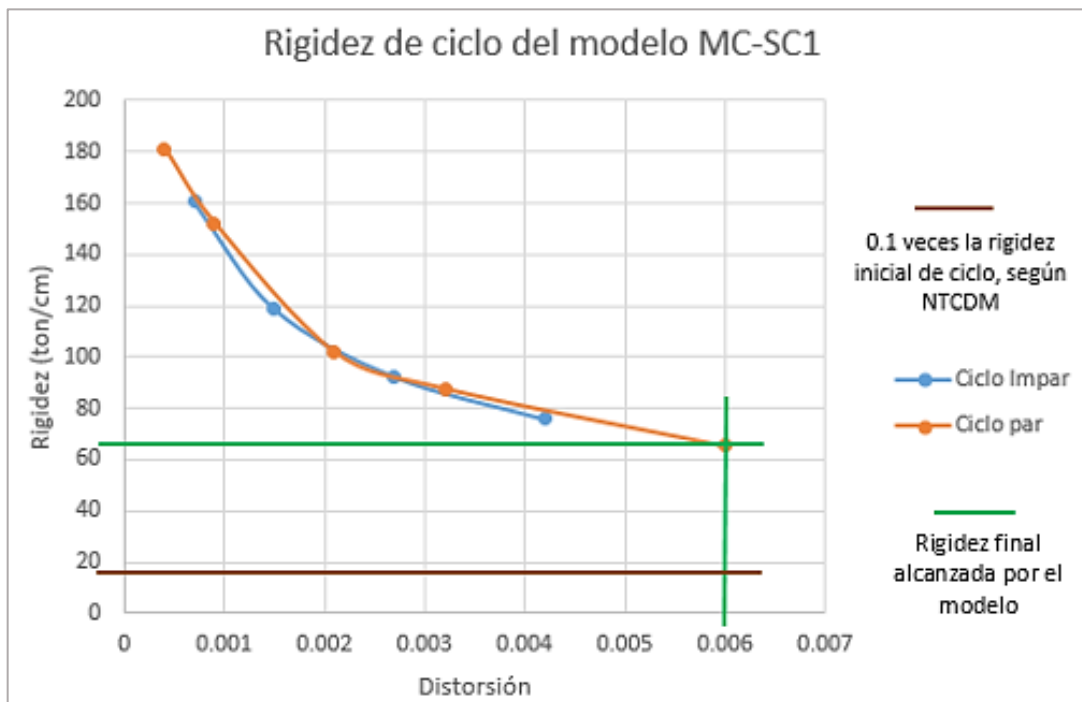


Gráfico 6.3: Comparación de la rigidez con los valores de la normativa

En ambos gráficos se compara el valor de la rigidez, aproximadamente 0.006, alcanzado al final del ensayo (línea de color verde), con el valor del criterio de aceptación que establece la NTCDM (línea de color café), la cual establece que la rigidez de ciclo para la distorsión de 0.006 no debe ser menor a 0.1 veces la rigidez de ciclo calculada a partir del primer ciclo.

Al comparar los valores de rigidez de los modelos MC-SC (Gráficos 6.3 y 6.4) con lo que establecen los criterios de aceptación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (México), se observa cómo estos sí cumplen con los valores esperados; por lo que se concluye, que su desempeño es satisfactorio y estructuralmente viable bajo las condiciones de ensayo a que fue sometida y con las características que presentaban ambos modelos, por lo que, para determinar si es un sistema adecuado para la construcción de viviendas de dos niveles, se vuelve necesario realizar una mayor cantidad de ensayos.

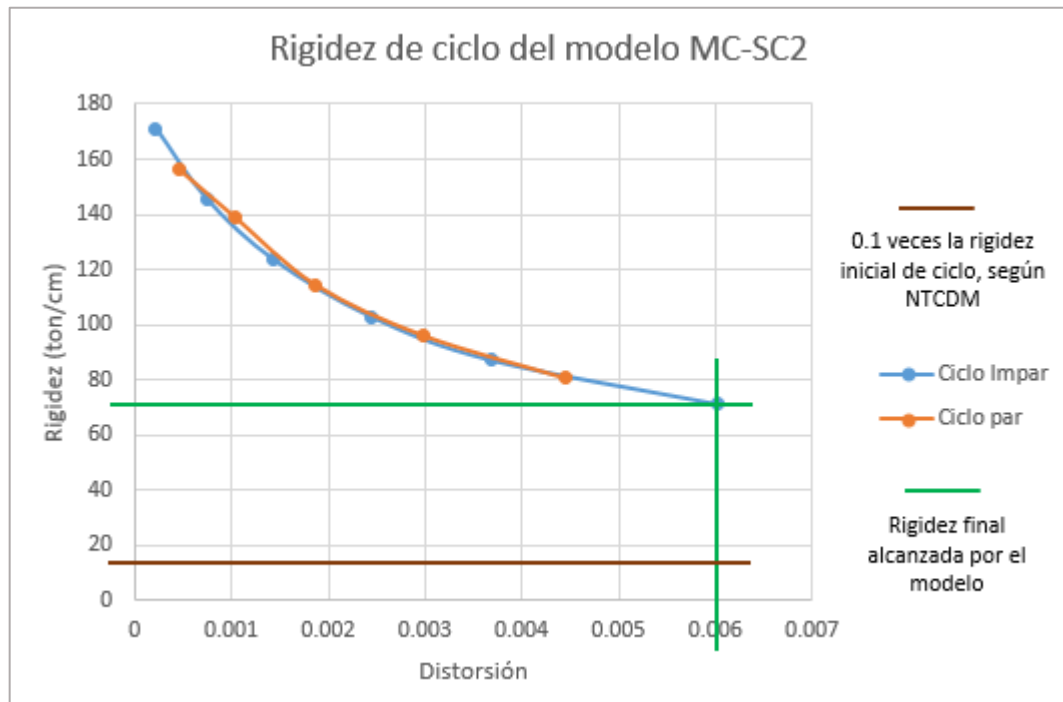


Gráfico 6.4: Comparación de la rigidez del modelo MC-SC2 con el valor de la normativa

### **Agrietamiento**

El agrietamiento para ambos modelos se presentó de forma similar, observando la aparición de tipos de falla similares en ciclos similares. Se esperaba un tipo de falla por cortante, observándose la aparición de grietas diagonales a lo largo de la mampostería, y en menor grado fallas por flexión en forma de grietas horizontales, tanto en la mampostería como en los nervios.

En el modelo MC-SC1 se observó la aparición del primer agrietamiento diagonal en el ciclo +5 con una carga de 2.54 toneladas y una distorsión de 0.16%, (según el modelo matemático este valor era de 3.07 ton). En la Figura 6.1 se observa el agrietamiento diagonal para una de las vistas del modelo. Se observa la grieta a lo largo de la diagonal del modelo, este tipo de falla fue generado por cortante, en este ciclo se observaron, también, grietas horizontales, pero en menor medida (generadas por flexión) en los nervios del modelo.

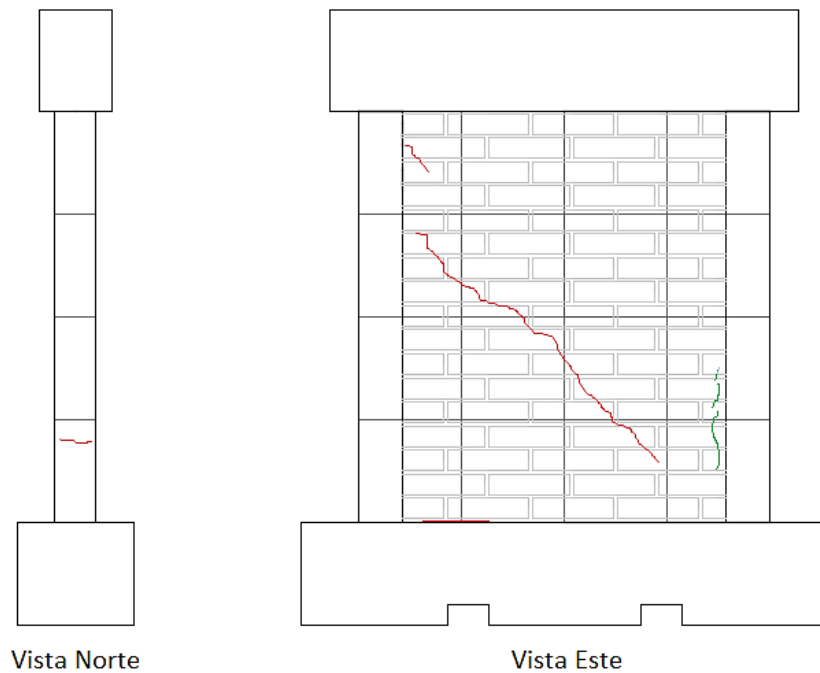


Figura 6.1: Agrietamiento diagonal del modelo MC-SC1

Para el modelo MC-SC2 el agrietamiento diagonal se observó en el ciclo +6, con una carga de 3.0 toneladas y una distorsión 0.17%, que es una carga más cercana al valor establecido como carga de agrietamiento. El patrón de agrietamiento fue similar al del modelo MC-SC1, con la falla en diagonal, generada por cortante, a lo largo del modelo, sin embargo, se observó una mayor aparición de grietas horizontales, asociadas con la flexión, en los nervios y en la sección de mampostería del modelo. Esta aparición de grietas en mayor medida respecto al primer modelo, se han generado debido a que la carga en la que se observó la grieta diagonal para el segundo modelo es mayor a la del primero.

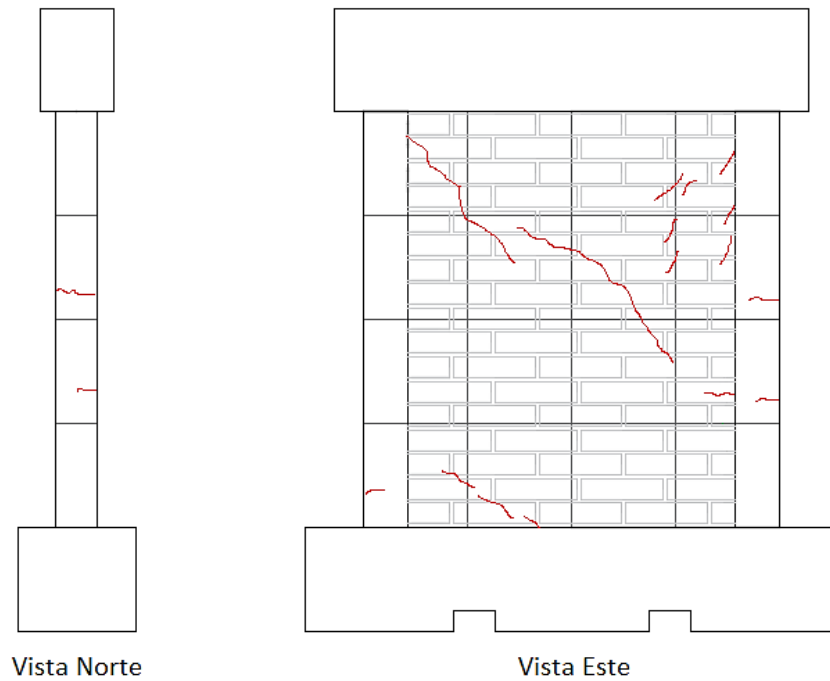


Figura 6.2: Agrietamiento diagonal en el modelo MC-SC2

Dado que una pared de mampostería puede abandonar el rango elástico cuando ha aparecido el agrietamiento diagonal o cuando se presente la fluencia del acero, se determina que para ambos modelos este estado se ha abandonado con la aparición del agrietamiento diagonal, para al primer modelo con una carga de 2.54 ton y para el segundo con una carga de 3.00 ton.

En las Figuras 6.3 y 6.4 se observa el estado final del daño para ambos modelos de pared, se observan en su mayoría grietas generada por cortante en la mampostería, mientras que en los nervios se observan fallas por flexión vistas como grietas horizontales. En el primer modelo este estado se observó para una carga máxima de 5.50 ton y una distorsión de 0.58%, para el segundo modelo una carga de 6.00 ton y una distorsión de 0.55%.

Para ambos modelos no se observaron grietas del tipo escalonada, lo cual hubiera indicado una inadecuada adherencia entre el mortero y las unidades de mampostería, tampoco se observó el desprendimiento o aplastamiento de las unidades.

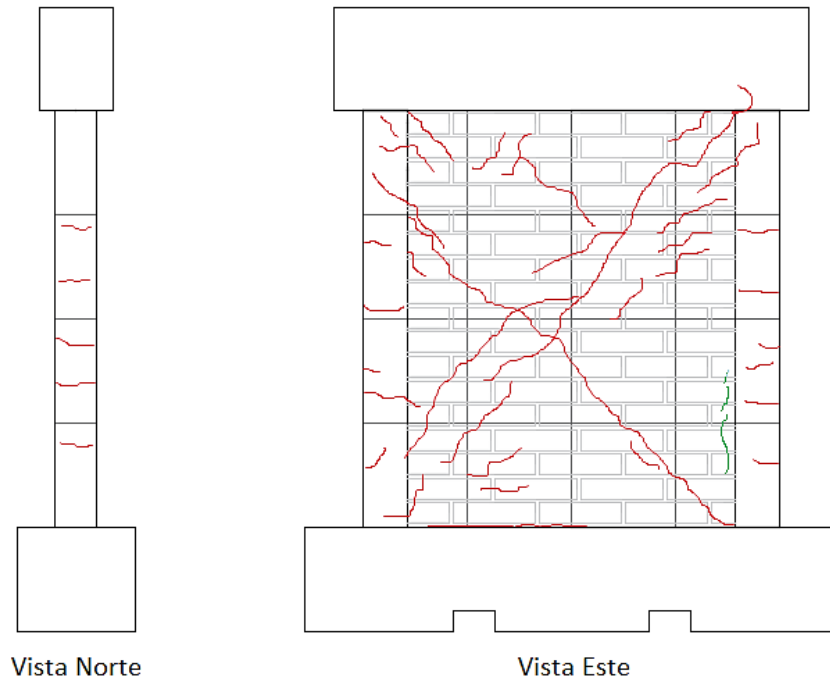


Figura 6.3: Estado final del daño del modelo MC-SC1



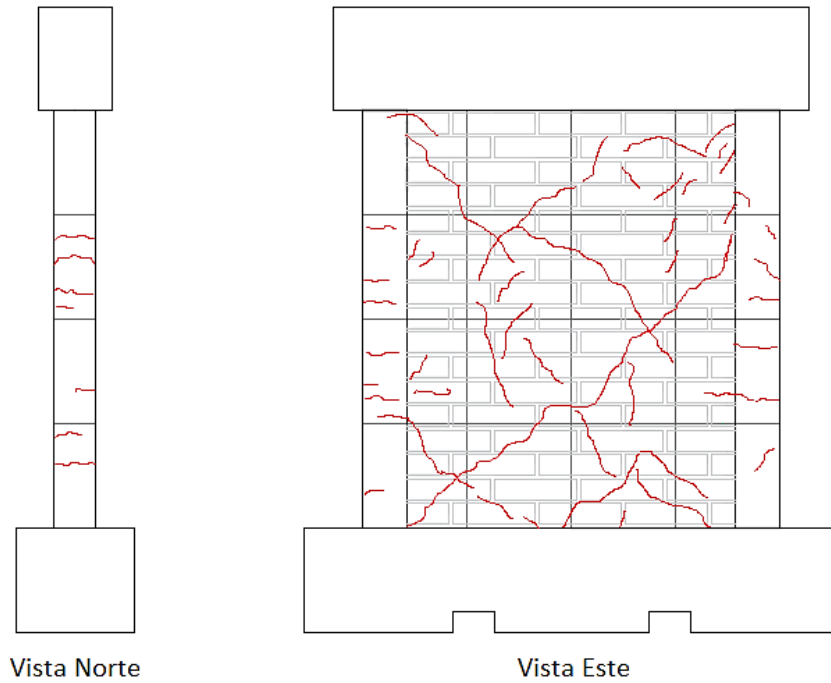


Figura 6.4: Estado final del daño del modelo MC-SC2

Para ambos modelos se observó que pese al nivel de daño presentado, ambos aún presentaban estabilidad estructural, ya que no había desprendimiento de unidades, y la mayor abertura presentó una dimensión de aproximadamente 3.5 milímetros.

## 6.2. Recomendaciones

- Ya que se vuelve necesario ampliar los conocimientos sobre el comportamiento estructural del sistema empleado (mampostería confinada de suelo-cemento) para viviendas de dos niveles, se recomienda lo siguiente:
  - Validar la presente investigación mediante el ensayo de un mayor número de modelos, que cuenten con geometría y condición de carga similares a las de los modelos MC-SC.
  - Ensayar modelos a escala natural que posean huecos para puerta y ventana y sean sometidos a condiciones de carga equivalentes a las empleadas en la presente investigación.
  - Estudiar el comportamiento estructural de modelos con las diferentes condiciones propuestas con carga fuera del plano.
- En futuras investigaciones, llevar los modelos hasta el colapso, obteniendo la carga última y así poder calibrar de mejor manera un modelo matemático.
- Por medio de investigaciones experimentales al sistema de mampostería confinada de suelo-cemento y a sus resultados, actualizar la NORMA TECNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION ESTRUCTURAL DE MAMPOSTERIA así como la NORMA ESPECIAL DE DISEÑO Y

CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS para incluir en ambas el sistema como una alternativa ecológica para la vivienda de interés social.

- Incluir en las normativas mencionadas criterios de aceptación para los resultados de ensayos (rigidez, rotación, curvatura, etc.) de modelos con el sistema de mampostería confinada, para determinar su cumplimiento o no de tales normativas.
- Promover, por medio del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano, el sistema de mampostería confinada de suelo cemento como una alternativa ecológica y segura para la vivienda de interés social.

# ANEXOS

# ANEXOS

## Anexo A: Propiedades de los materiales

### A-1: Granulometría de agregado fino



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

**GRANULOMETRÍA DE AGREGADOS FINOS Y GRUESOS - ASTM C136** H1  
Version 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

FECHA DE MUESTREO : 10/10/2017 LABORATORISTA : VICTORIA GUERRA HOJA : 1 DE 2  
 FECHA DE ENSAYO : 12/10/2017 TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO MUESTRA : AR 1  
 PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : RÍO LAS CAÑAS  
 MATRIZ DE LA MUESTRA : ARENA DE RÍO

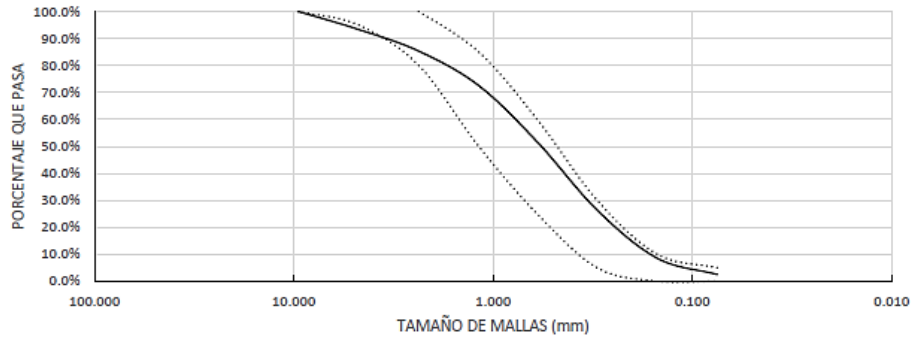
ENSAYO	REFERENCIA
<b>GRA-01</b>	<b>ES-012-17</b>

TARA No. : 27 TARA + MUESTRA SECA (g) : 1151.1  
 MASA DE TARA (g) : 242.2 MUESTRA SECA (g) : 908.9

Módulo de finura	<b>2.62</b>	Tamaño Máximo	<b>N/A</b>
------------------	-------------	---------------	------------

MALLAS		MASA RETENIDA (g)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
MALLA No.	ABERTURA (mm)				
3/8	9.50	0	0.0%	0.0%	100.0%
No. 4	4.75	60.3	6.6%	6.6%	93.4%
No. 8	2.36	73.3	8.1%	14.7%	85.3%
No. 16	1.18	116.1	12.8%	27.5%	72.5%
No. 30	0.60	189.7	20.9%	48.3%	51.7%
No. 50	0.30	230	25.3%	73.6%	26.4%
No. 100	0.15	161.9	17.8%	91.5%	8.5%
No. 200	0.075	54.9	6.0%	97.5%	2.5%
FONDO	-	22.7	2.5%	100.0%	-
SUMAS	-	908.9	100.0%	-	-

CURVA GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES : La arena cumple con los criterios de aceptación de ASTM C33 para concreto no sujeto a abrasión.



Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste, Ilopango, San Salvador.

## A-2: Gravedad específica y absorción de agregado fino



CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC  
Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

## GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DE AGREGADO FINO - ASTM C128

FT  
Versión 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA  
EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FECHA DE MUESTREO : 10/10/2017 LABORATORISTA : VICTORIA GUERRA HOJA : 1 DE 1  
FECHA DE ENSAYO : 13/10/2017 TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO MUESTRA : AR 1  
PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : RÍO LAS CAÑAS

ENSAYO  
**GEF-01**

REFERENCIA  
**ES-012-17**

ENSAYO No. 1		
MASA PICNÓMETRO + AGUA (g)		1444.6
No. TARA PARA SSS		6
MASA TARA PARA SSS (g)		90.3
MASA TARA + MUESTRA SSS (g)		590.3
MASA MUESTRA SSS (g)		500.0
PICNÓMETRO + AGUA+ MUESTRA (g)		1717.7
No. TARA PARA SECADO		40
MASA TARA PARA SECADO (g)		210.6
MASA TARA + MUESTRA SECA (g)		683.3
MASA MUESTRA SECA (g)		472.7
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA SSS</b>		<b>2.20</b>
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA SECA</b>		<b>2.08</b>
<b>% ABSORCIÓN</b>		<b>5.8%</b>

ensayo No. 2		
MASA PICNÓMETRO + AGUA (g)		1445.0
No. TARA PARA SSS		6
MASA TARA PARA SSS (g)		90.3
MASA TARA + MUESTRA SSS (g)		590.3
MASA MUESTRA SSS (g)		500.0
PICNÓMETRO + AGUA+ MUESTRA (g)		1715.9
No. TARA PARA SECADO		23
MASA TARA PARA SECADO (g)		212.7
MASA TARA + MUESTRA SECA (g)		686.5
MASA MUESTRA SECA (g)		473.8
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA SSS</b>		<b>2.18</b>
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA SECA</b>		<b>2.07</b>
<b>% ABSORCIÓN</b>		<b>5.5%</b>

<b>GRAVEDA ESPECÍFICA SSS PROMEDIO</b>	<b>2.19</b>
<b>GRAVEDA ESPECÍFICA SECA PROMEDIO</b>	<b>2.08</b>
<b>% DE ABSORCIÓN PROMEDIO</b>	<b>5.7%</b>

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



## A-3: Peso volumétrico e índice de vacíos en agregado fino



CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC  
Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

**PESO VOLUMÉTRICO E ÍNDICE DE VACIOS EN AGREGADOS - ASTM C29**

 FT  
Version 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA  
EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FECHA DE MUESTREO : 10/10/2017 LABORATORISTA : VICTORIA GUERRA HOJA : 1 DE 2  
FECHA DE ENSAYO : 12/10/2017 TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO MUESTRA : AR 1  
PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : RÍO LAS CAÑAS  
MATRIZ DE LA MUESTRA : ARENA DE RÍO

ENSAYO <b>PVB-01</b>	REFERENCIA <b>ES-012-17</b>
-------------------------	--------------------------------

TAMAÑO MÁXIMO <b>N/A</b>	TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL <b>N/A</b>	CAPACIDAD DEL RECIPIENTE (L) <b>2.8</b>	GRAVEDAD ESPECÍFICA <b>2.08</b>
-----------------------------	--	---	---------------------------------------

PESO VOLUMÉTRICO SUELTO		
MASA DEL RECIPIENTE	(kg)	5.181
VOLUMEN DEL RECIPIENTE	(m <sup>3</sup> )	0.0028
MASA RECIPIENTE + MUESTRA A	(kg)	8.69
MASA RECIPIENTE + MUESTRA B	(kg)	8.681
PESO UNITARIO A	(kg/m <sup>3</sup> )	1250
PESO UNITARIO B	(kg/m <sup>3</sup> )	1250
<b>PESO UNITARIO PROMEDIO</b>	<b>(kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>1250</b>
<b>% DE VACIOS</b>		<b>40%</b>

PESO VOLUMÉTRICO VARILLADO		
MASA DEL RECIPIENTE	(kg)	-
VOLUMEN DEL RECIPIENTE	(m <sup>3</sup> )	-
MASA RECIPIENTE + MUESTRA A	(kg)	-
MASA RECIPIENTE + MUESTRA B	(kg)	-
PESO UNITARIO A	(kg/m <sup>3</sup> )	-
PESO UNITARIO B	(kg/m <sup>3</sup> )	-
<b>PESO UNITARIO PROMEDIO</b>	<b>(kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>-</b>
<b>% DE VACIOS</b>		<b>-</b>

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste,  
Ilopango, San Salvador.

**A-4: Detección de impurezas orgánicas en agregado fino**



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
 Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
 Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

<b>DETECCIÓN DE IMPUREZAS ORGÁNICAS EN AGREGADO FINO - ASTM C29</b>	FT Versión 1
---	-----------------

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

FECHA DE MUESTREO : 10/10/2017 LABORATORISTA : VICTORIA GUERRA HOJA : 1 DE 1  
 FECHA DE ENSAYO : 12/10/2017 TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO MUESTRA : AR 1  
 PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : RÍO LAS CAÑAS

<b>ENSAYO</b> <b>DIO-01</b>	<b>REFERENCIA</b> <b>ES-012-17</b>
--------------------------------	---------------------------------------



**CONCLUSION** : AL COMPARAR EL COLOR DE LA SOLUCIÓN DE ARENA + AGUA + HIDRÓXIDO DE SODIO CONTRA LOS VIDRIOS DE COLOR ESTÁNDAR, SE CONCLUYE QUE LA ARENA NO CONTIENE CONTAMINANTES ORGÁNICOS QUE PUDIERAN SER NOCIVOS AL CONCRETO.

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_





ANEXOS

**A-5: Granulometría de agregados gruesos**



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
 Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
 Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

**GRANULOMETRÍA DE AGREGADOS FINOS Y GRUESOS - ASTM C136** FT  
Versión 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FECHA DE MUESTREO : 10/10/2017 LABORATORISTA : DIMAS SERRANO HOJA : 2 DE 2  
 FECHA DE ENSAYO : 12/10/2017 TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO MUESTRA : GR 1  
 PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : PANCHIMALCO  
 MATRIZ DE LA MUESTRA : GRAVA TRITURADA

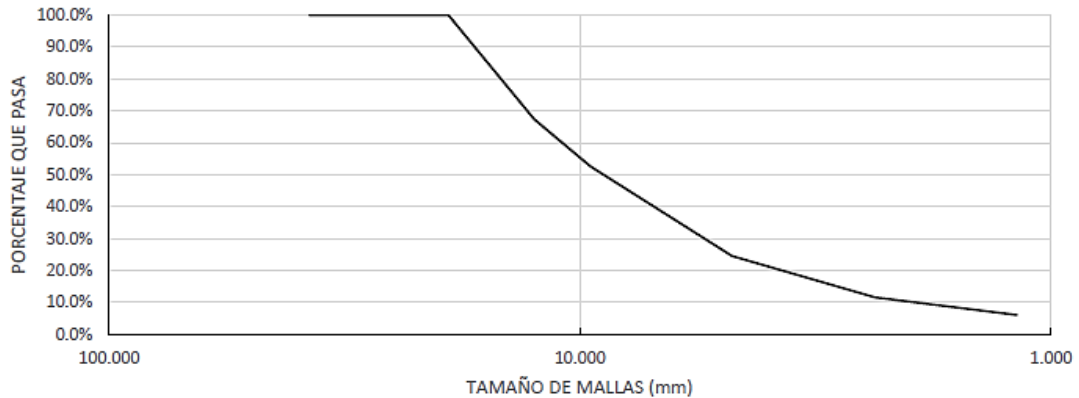
ENSAYO	REFERENCIA
<b>GRA-02</b>	<b>ES-012-17</b>

TARA No. : 21 TARA + MUESTRA SECA (g) : 2440  
 MASA DE TARA (g) : 239.7 MUESTRA SECA (g) : 2200.3

Módulo de finura	<b>N/A</b>	Tamaño Máximo	<b>3/4"</b>
------------------	------------	---------------	-------------

MALLAS		MASA RETENIDA (g)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
MALLA No.	ABERTURA (mm)				
1 1/2"	37.50	0	0.0%	0.0%	100.0%
1"	25.00	0	0.0%	0.0%	100.0%
3/4"	19.00	0	0.0%	0.0%	100.0%
1/2"	12.50	718	32.6%	32.6%	67.4%
3/8"	9.50	324	14.7%	47.4%	52.6%
No. 4	4.75	619	28.1%	75.5%	24.5%
No. 8	2.36	285	13.0%	88.5%	11.5%
No. 16	1.180	122	5.5%	94.0%	6.0%
FONDO	-	132	6.0%	100.0%	-
SUMAS	-	2200	100.0%	-	-

CURVA GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_



Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste,  
 Ilopango, San Salvador.

ANEXOS

**A-6: Gravedad específica y absorción de agregado grueso**



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

**GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DE AGREGADO GRUESO - ASTM C127**

FT  
Versión 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

FECHA DE MUESTREO : 10/10/2017 LABORATORISTA : DIMAS SERRANO HOJA : 1 DE 1  
FECHA DE ENSAYO : 13/10/2017 TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO MUESTRA : GR 1  
PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : PANCHIMALCO

<b>ENSAYO</b> <b>GEG-01</b>	<b>REFERENCIA</b> <b>ES-012-17</b>
--------------------------------	---------------------------------------

ENSAYO No. 1	
No. TARA PARA SSS	A
MASA TARA PARA SSS (g)	10
MASA TARA + MUESTRA SSS (g)	2893
MASA MUESTRA SSS (g)	2883
MASA CANASTILLA (g)	1142
CANASTILLA + MUESTRA SUMERG. (g)	2793
MASA DE MUESTRA SUMERGIDA (g)	1651
No. TARA PARA SECADO	27
MASA TARA PARA SECADO (g)	398
MASA TARA + MUESTRA SECA (g)	3167
MASA MUESTRA SECA (g)	2770
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA SSS</b>	<b>2.34</b>
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA SECA</b>	<b>2.25</b>
<b>% ABSORCIÓN</b>	<b>4.1%</b>

ensayo No. 2	
No. TARA PARA SSS	A
MASA TARA PARA SSS (g)	10
MASA TARA + MUESTRA SSS (g)	2770
MASA MUESTRA SSS (g)	2760
MASA CANASTILLA (g)	1142
CANASTILLA + MUESTRA SUMERG. (g)	2730
MASA DE MUESTRA SUMERGIDA (g)	1588
No. TARA PARA SECADO	26
MASA TARA PARA SECADO (g)	393
MASA TARA + MUESTRA SECA (g)	3038
MASA MUESTRA SECA (g)	2645
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA SSS</b>	<b>2.35</b>
<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA SECA</b>	<b>2.26</b>
<b>% ABSORCIÓN</b>	<b>4.3%</b>

<b>GRAVEDA ESPECÍFICA SSS PROMEDIO</b>	<b>2.35</b>
<b>GRAVEDA ESPECÍFICA SECA PROMEDIO</b>	<b>2.25</b>
<b>% DE ABSORCIÓN PROMEDIO</b>	<b>4.2%</b>

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste,  
Ilopango, San Salvador.

## A-7: Peso volumétrico e índice de vacíos en agregado grueso



CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC

Laboratorio, Consultoría y Supervisión

Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

## PESO VOLUMÉTRICO E ÍNDICE DE VACIOS EN AGREGADOS - ASTM C29

FT  
Versión 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

FECHA DE MUESTREO : 10/10/2017 LABORATORISTA : DIMAS SERRANO HOJA : 2 DE 2  
 FECHA DE ENSAYO : 12/10/2017 TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO MUESTRA : GR 1  
 PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : PANCHIMALCO  
 MATRIZ DE LA MUESTRA : GRAVA TRITURADA

ENSAYO	REFERENCIA
<b>PVB-02</b>	<b>ES-012-17</b>

TAMAÑO MÁXIMO	<b>3/4</b>	TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL	<b>1/2</b>	CAPACIDAD DEL RECIPIENTE (L)	<b>2.8</b>	GRAVEDAD ESPECÍFICA	<b>2.25</b>
---------------	------------	-----------------------	------------	------------------------------	------------	---------------------	-------------

PESO VOLUMÉTRICO SUELTO		
MASA DEL RECIPIENTE	(kg)	5.181
VOLUMEN DEL RECIPIENTE	(m <sup>3</sup> )	0.0028
MASA RECIPIENTE + MUESTRA A	(kg)	9.105
MASA RECIPIENTE + MUESTRA B	(kg)	9.108
PESO UNITARIO A	(kg/m <sup>3</sup> )	1400
PESO UNITARIO B	(kg/m <sup>3</sup> )	1400
<b>PESO UNITARIO PROMEDIO</b>	<b>(kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>1400</b>
<b>% DE VACIOS</b>		<b>38%</b>

PESO VOLUMÉTRICO VARILLADO		
MASA DEL RECIPIENTE	(kg)	5.181
VOLUMEN DEL RECIPIENTE	(m <sup>3</sup> )	0.0028
MASA RECIPIENTE + MUESTRA A	(kg)	9.44
MASA RECIPIENTE + MUESTRA B	(kg)	9.327
PESO UNITARIO A	(kg/m <sup>3</sup> )	1520
PESO UNITARIO B	(kg/m <sup>3</sup> )	1480
<b>PESO UNITARIO PROMEDIO</b>	<b>(kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>1500</b>
<b>% DE VACIOS</b>		<b>33%</b>

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_



Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste,  
Ilopango, San Salvador.

ANEXOS

**A-8: Compresión de ladrillos de suelo-cemento**



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

<b>COMPRESIÓN DE LADRILLOS DE SUELO-CEMENTO - ASTM C67</b>	FT Versión 1
--	-----------------

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

FECHA DE MUESTREO : 10/10/2017    LABORATORISTA : OSCAR LUNA    HOJA : 1 DE 1  
FECHA DE ENSAYO : 14/10/2017    TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO    MUESTRA : LAD 1  
PROCEDENCIA DE LA MUESTRA : CPM-ILOPANGO FUNDASAL  
MATERIAL DE REFRENTADO : MORTERO DE AZÚFRE

ENSAYO <b>CLB-01</b>	REFERENCIA <b>ES-012-17</b>
-------------------------	--------------------------------

ESPECIMEN No.	1	2	3	4	5
ANCHO DEL ESPECIMEN (mm)	145.72	147.75	141.12	151.24	151.17
	149.72	147.19	141.14	145.20	149.91
	147.44	146.30	140.17	147.24	145.65
ANCHO PROMEDIO (cm)	146.52	144.45	138.21	146.76	145.86
LARGO DEL ESPECIMEN (mm)	14.735	14.642	14.016	14.761	14.815
	142.86	140.62	138.30	139.26	135.60
	143.21	139.23	137.81	139.75	135.39
LARGO PROMEDIO (cm)	143.25	138.42	138.09	141.20	138.87
	141.62	135.36	137.67	138.68	133.98
	14.274	13.841	13.797	13.972	13.596
ÁREA BRUTA (cm <sup>2</sup> )	<b>210.320</b>	<b>202.660</b>	<b>193.375</b>	<b>206.244</b>	<b>201.421</b>
CARGA MÁXIMA (kg)	<b>6490</b>	<b>6610</b>	<b>7220</b>	<b>6920</b>	<b>6070</b>
RESIST. A LA COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	30.9	32.6	37.3	33.6	30.1
<b>RESIST. PROMEDIO (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>32.9</b>				
RESIST. A LA COMPRESIÓN (MPa)	3.03	3.20	3.66	3.29	2.96
<b>RESIST. PROMEDIO (MPa)</b>	<b>3.2</b>				



OBSERVACIONES : LA MUESTRA ENSAYADA SON LADRILLOS DE SUELO CEMENTO CON PROPORCIÓN DE 1:10.





Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste,  
Ilopango, San Salvador.

ANEXOS

**A-9: Resistencia a tensión de barras de acero de refuerzo**

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA"																																																																						
Sección	INFORME DE LA REALIZACIÓN DEL MÉTODO DE ENSAYO ESTÁNDAR PARA RESISTENCIA A TENSIÓN DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO (Basado en ASTM A370-03a)	Código:	FOR-005-001																																																																				
		Versión	0																																																																				
		Página	1/1																																																																				
		Fecha de Aprobación:																																																																					
Cliente: _____ N° de informe: _____ Dirección: _____ Correlativo Ítem: _____ Proyecto: _____ Fecha de Solicitud: _____ Fecha de Recepción: _____ Fecha de Ensayo: <u>6 de noviembre de 2017</u>																																																																							
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width:60%;">Número de Espécimen</th> <th style="width:10%;">1</th> <th style="width:10%;">2</th> <th style="width:10%;">3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Diámetro Nominal (pul g)</td><td>3/8</td><td>3/8</td><td>3/8</td></tr> <tr><td>Longitud de muestra (mm)</td><td>600</td><td>600</td><td>600</td></tr> <tr><td>Peso de muestra (kg)</td><td>0.335</td><td>0.336</td><td>0.337</td></tr> <tr><td>Peso/metro lineal efectivo (kg/m)</td><td>0.54</td><td>0.56</td><td>0.56</td></tr> <tr><td>Diámetro inicial (cm)</td><td>0.985</td><td>0.950</td><td>0.995</td></tr> <tr><td>Área nominal (mm<sup>2</sup>)</td><td>0.71</td><td>0.71</td><td>0.71</td></tr> <tr><td>Longitud inicial entre marcas de calibración (cm)</td><td>20</td><td>20</td><td>20</td></tr> <tr><td>Longitud final entre marcas de calibración (cm)</td><td>25</td><td>24</td><td>25</td></tr> <tr><td>Porcentaje de elongación (%)</td><td>25</td><td>20</td><td>25</td></tr> <tr><td>Carga de fluencia (Kg)</td><td>2333</td><td>2480</td><td>2434</td></tr> <tr><td>Esfuerzo de fluencia (Kg/cm<sup>2</sup>)</td><td>3285.92</td><td>3492.96</td><td>3428.17</td></tr> <tr><td>Esfuerzo de fluencia (psi)</td><td>46735.64</td><td>49680.37</td><td>48758.86</td></tr> <tr><td>Carga máxima (Kg)</td><td>3730</td><td>3734</td><td>3738</td></tr> <tr><td>Esfuerzo máximo (Kg/cm<sup>2</sup>)</td><td>5253.52</td><td>5259.15</td><td>5264.79</td></tr> <tr><td>Esfuerzo máximo (psi)</td><td>74720.82</td><td>74800.89</td><td>74881.11</td></tr> <tr><td>Esfuerzo máximo (Mpa)</td><td>515.18</td><td>515.73</td><td>516.29</td></tr> </tbody> </table>				Número de Espécimen	1	2	3	Diámetro Nominal (pul g)	3/8	3/8	3/8	Longitud de muestra (mm)	600	600	600	Peso de muestra (kg)	0.335	0.336	0.337	Peso/metro lineal efectivo (kg/m)	0.54	0.56	0.56	Diámetro inicial (cm)	0.985	0.950	0.995	Área nominal (mm <sup>2</sup> )	0.71	0.71	0.71	Longitud inicial entre marcas de calibración (cm)	20	20	20	Longitud final entre marcas de calibración (cm)	25	24	25	Porcentaje de elongación (%)	25	20	25	Carga de fluencia (Kg)	2333	2480	2434	Esfuerzo de fluencia (Kg/cm <sup>2</sup> )	3285.92	3492.96	3428.17	Esfuerzo de fluencia (psi)	46735.64	49680.37	48758.86	Carga máxima (Kg)	3730	3734	3738	Esfuerzo máximo (Kg/cm <sup>2</sup> )	5253.52	5259.15	5264.79	Esfuerzo máximo (psi)	74720.82	74800.89	74881.11	Esfuerzo máximo (Mpa)	515.18	515.73	516.29
Número de Espécimen	1	2	3																																																																				
Diámetro Nominal (pul g)	3/8	3/8	3/8																																																																				
Longitud de muestra (mm)	600	600	600																																																																				
Peso de muestra (kg)	0.335	0.336	0.337																																																																				
Peso/metro lineal efectivo (kg/m)	0.54	0.56	0.56																																																																				
Diámetro inicial (cm)	0.985	0.950	0.995																																																																				
Área nominal (mm <sup>2</sup> )	0.71	0.71	0.71																																																																				
Longitud inicial entre marcas de calibración (cm)	20	20	20																																																																				
Longitud final entre marcas de calibración (cm)	25	24	25																																																																				
Porcentaje de elongación (%)	25	20	25																																																																				
Carga de fluencia (Kg)	2333	2480	2434																																																																				
Esfuerzo de fluencia (Kg/cm <sup>2</sup> )	3285.92	3492.96	3428.17																																																																				
Esfuerzo de fluencia (psi)	46735.64	49680.37	48758.86																																																																				
Carga máxima (Kg)	3730	3734	3738																																																																				
Esfuerzo máximo (Kg/cm <sup>2</sup> )	5253.52	5259.15	5264.79																																																																				
Esfuerzo máximo (psi)	74720.82	74800.89	74881.11																																																																				
Esfuerzo máximo (Mpa)	515.18	515.73	516.29																																																																				
Observaciones : <u>Rango de carga: 40000</u> <u>Tipo de fractura: Muestra 1: Diagonal, Muestra 2: Diagonal, Muestra 3: Diagonal</u>																																																																							
" LAS COPIAS DE ESTE INFORME DE ENSAYO NO SON VÁLIDAS SIN LA AUTORIZACIÓN DEL LABORATORIO" " EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LAS INTERPRETACIONES DE LOS DATOS DEL INFORME DEL ENSAYO" " MUESTREO REALIZADO POR EL INTERESADO" " EL INFORME CORRESPONDE ÚNICAMENTE Y EXCLUSIVAMENTE A LA MUESTRA RECIBIDA"																																																																							
_____ Je fe de Laboratorio																																																																							
Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:																																																																					

ANEXOS

	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA"																																																																						
Sección	INFORME DE LA REALIZACIÓN DEL MÉTODO DE ENSAYO ESTÁNDAR PARA RESISTENCIA A TENSIÓN DE BARRAS DE ACERO DE REFUERZO (Basado en ASTM A370-03a)	Código: FOR-005-001																																																																					
		Versión: 0																																																																					
		Página: 1/1																																																																					
		Fecha de Aprobación:																																																																					
Cliente: _____ N° de informe: _____ Dirección: _____ Correlativo Ítem: _____ Proyecto: _____ Fecha de Solicitud: _____ Fecha de Recepción: _____ Fecha de Ensayo: _____																																																																							
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Número de Espécimen</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Diámetro Nominal (pul g)</td><td>1/4</td><td>1/4</td><td>1/4</td></tr> <tr><td>Longitud de muestra (mm)</td><td>600</td><td>600</td><td>600</td></tr> <tr><td>Peso de muestra (kg)</td><td>0.135</td><td>0.138</td><td>0.135</td></tr> <tr><td>Peso/metro lineal efectivo (kg/m)</td><td>0.225</td><td>0.230</td><td>0.225</td></tr> <tr><td>Diámetro inicial (cm)</td><td>0.620</td><td>0.615</td><td>0.620</td></tr> <tr><td>Área nominal (mm<sup>2</sup>)</td><td>0.32</td><td>0.32</td><td>0.32</td></tr> <tr><td>Longitud inicial entre marcas de calibración (cm)</td><td>20</td><td>20</td><td>20</td></tr> <tr><td>Longitud final entre marcas de calibración (cm)</td><td>24</td><td>23</td><td>23</td></tr> <tr><td>Porcentaje de elongación (%)</td><td>20</td><td>15</td><td>15</td></tr> <tr><td>Carga de fluencia (Kg)</td><td>898</td><td>929</td><td>917</td></tr> <tr><td>Esfuerzo de fluencia (Kg/cm<sup>2</sup>)</td><td>2806.25</td><td>2903.13</td><td>2865.63</td></tr> <tr><td>Esfuerzo de fluencia (psi)</td><td>39914.14</td><td>41292.09</td><td>40758.72</td></tr> <tr><td>Carga máxima (Kg)</td><td>1161</td><td>1136</td><td>1142</td></tr> <tr><td>Esfuerzo máximo (Kg/cm<sup>2</sup>)</td><td>3628.13</td><td>3550.00</td><td>3568.75</td></tr> <tr><td>Esfuerzo máximo (psi)</td><td>51603.98</td><td>50494.72</td><td>50759.83</td></tr> <tr><td>Esfuerzo máximo (Mpa)</td><td>355.80</td><td>348.15</td><td>349.98</td></tr> </tbody> </table>				Número de Espécimen	1	2	3	Diámetro Nominal (pul g)	1/4	1/4	1/4	Longitud de muestra (mm)	600	600	600	Peso de muestra (kg)	0.135	0.138	0.135	Peso/metro lineal efectivo (kg/m)	0.225	0.230	0.225	Diámetro inicial (cm)	0.620	0.615	0.620	Área nominal (mm <sup>2</sup> )	0.32	0.32	0.32	Longitud inicial entre marcas de calibración (cm)	20	20	20	Longitud final entre marcas de calibración (cm)	24	23	23	Porcentaje de elongación (%)	20	15	15	Carga de fluencia (Kg)	898	929	917	Esfuerzo de fluencia (Kg/cm <sup>2</sup> )	2806.25	2903.13	2865.63	Esfuerzo de fluencia (psi)	39914.14	41292.09	40758.72	Carga máxima (Kg)	1161	1136	1142	Esfuerzo máximo (Kg/cm <sup>2</sup> )	3628.13	3550.00	3568.75	Esfuerzo máximo (psi)	51603.98	50494.72	50759.83	Esfuerzo máximo (Mpa)	355.80	348.15	349.98
Número de Espécimen	1	2	3																																																																				
Diámetro Nominal (pul g)	1/4	1/4	1/4																																																																				
Longitud de muestra (mm)	600	600	600																																																																				
Peso de muestra (kg)	0.135	0.138	0.135																																																																				
Peso/metro lineal efectivo (kg/m)	0.225	0.230	0.225																																																																				
Diámetro inicial (cm)	0.620	0.615	0.620																																																																				
Área nominal (mm <sup>2</sup> )	0.32	0.32	0.32																																																																				
Longitud inicial entre marcas de calibración (cm)	20	20	20																																																																				
Longitud final entre marcas de calibración (cm)	24	23	23																																																																				
Porcentaje de elongación (%)	20	15	15																																																																				
Carga de fluencia (Kg)	898	929	917																																																																				
Esfuerzo de fluencia (Kg/cm <sup>2</sup> )	2806.25	2903.13	2865.63																																																																				
Esfuerzo de fluencia (psi)	39914.14	41292.09	40758.72																																																																				
Carga máxima (Kg)	1161	1136	1142																																																																				
Esfuerzo máximo (Kg/cm <sup>2</sup> )	3628.13	3550.00	3568.75																																																																				
Esfuerzo máximo (psi)	51603.98	50494.72	50759.83																																																																				
Esfuerzo máximo (Mpa)	355.80	348.15	349.98																																																																				
Observaciones : <u>Rango de carga 40000</u> <u>Tipo de fractura: Muestra 1: Cónica, Muestra 2: Cónica, Muestra 3: Cónica</u>																																																																							
* LAS COPIAS DE ESTE INFORME DE ENSAYO NO SON VÁLIDAS SIN LA AUTORIZACIÓN DEL LABORATORIO" * EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LA INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DEL INFORME DEL ENSAYO" * MUESTREO REALIZADO POR EL INTERESADO" * EL INFORME CORRESPONDE ÚNICA Y EXCLUSIVAMENTE A LA MUESTRA RECIBIDA"																																																																							
_____ Je fe de Laboratorio																																																																							
Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:																																																																					

ANEXOS

Anexo B: Diseño de mezclas

B-1: Dosificación de concreto de peso normal



CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC  
Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

**DOSIFICACIÓN DE CONCRETO DE PESO NORMAL - ACI 211.1** F1  
Versión 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

FECHA DE DISEÑO : 18/10/2017 DISEÑA : DIMAS SERRANO HOJA : 1 DE 2

DISEÑO <b>DC-01</b>	REFERENCIA <b>ES-012-17</b>
------------------------	--------------------------------

<b>CONCRETO REQUERIDO</b>	<b>REVENIMIENTO EN MILÍMETROS</b> <b>100</b>	<b>f<sub>c</sub></b> <b>210 kg/cm<sup>2</sup></b> <b>21 MPa</b>
---------------------------	--	--

**DATOS DEL CEMENTO Y LOS AGRAGADOS**

TIPO DE CEMENTO : <u>ASTM C 1157 TIPO GU</u>	MASA DE BOLSA DE CEMENTO <u>42.5</u>
GE CEMENTO : <u>2.92</u>	(kg)

PROPIEDAD	ARENA	GRAVA
GRAVEDAD ESPECÍFICA SECA	2.08	2.25
GRAVEDAD ESPECÍFICA SSS	2.20	2.35
PESO VOLUMÉTRICO SUELTO (kg/cm <sup>3</sup> )	1250	1400
PESO VOLUMÉTRICO VARILLADO (kg/cm <sup>3</sup> )	-	1500
% ABSORCIÓN	5.7%	4.2%
% HUMEDAD EN ACOPIO	6.0%	5.0%
MÓDULO DE FINURA	2.62	-
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL	-	1/2

RESISTENCIA  $f_{cr}$  REQUERIDA CONFORME TABLA 5.3.2.2 ACI 318 CUANDO NO HAY DATOS DISPONIBLES DE S  $f_{cr} = 295 \text{ kg/cm}^2$

**PROCESO DE CÁLCULO**

RELACIÓN AGUA CEMENTO	0.55	TABLA A1.5.3.4(a) ACI 211.1
AGUA DE MEZCLA (kg/m <sup>3</sup> )	216	TABLA A1.5.3.3 ACI 211.1
CEMENTO (kg/m <sup>3</sup> )	389	OBTENIDO DE RELACIÓN A/C
CONTENIDO DE AGRAGADO GRUESO SECO (m <sup>3</sup> )	0.57	TABLA A1.5.3.6 ACI 211.1
MASA DE AGRAGADO GRUESO SECO (kg)	855	VOLUMEN POR PESO VOL. VARILLADO
AIRE ATRAPADO	2.5%	TABLA A1.5.3.3 ACI 211.1
MASA DE AGRAGADO FINO (kg)	511	POR DIFERENCIA DE VOLUMENES

MATERIAL	VOLUMEN EN m <sup>3</sup> POR m <sup>3</sup> DE CONCRETO	MASA EN kg POR m <sup>3</sup> DE CONCRETO
AGUA	0.216	216.0
AIRE	0.025	0.0
CEMENTO	0.133	389.4
GRAVA	0.380	855.0
ARENA	0.246	510.9

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste,  
Ilopango, San Salvador.

## ANEXOS



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

<b>DOSIFICACIÓN DE CONCRETO DE PESO NORMAL ACI 211.1</b>	FI Versión 1
--	-----------------

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

FECHA DE DISEÑO : 18/10/2017 DISEÑA : DIMAS SERRANO HOJA : 2 DE 2

<b>DISEÑO</b> <b>DC-01</b>	<b>REFERENCIA</b> <b>ES-012-17</b>
-------------------------------	---------------------------------------

<b>CORRECCIÓN POR HUMEDAD</b>
-------------------------------

MATERIAL	MASA CALCULADA (kg)	AGUA LIBRE APORTADA (kg)	MASA CORREGIDA (kg)
AGUA	216.0	216	208
AIRE	0.0	0	0
CEMENTO	389.4	0	389
GRAVA	855.0	6.8	898
ARENA	510.9	1.5	542

<b>DOSIFICACIÓN PARA CONCRETO DE PESO NORMAL</b>
--

<b>MASA POR m<sup>3</sup> DE CONCRETO</b>	
CEMENTO (kg)	<b>389</b>
AGUA (kg)	<b>208</b>
AGREGADO GRUESO (kg)	<b>898</b>
AGREGADO FINO (kg)	<b>542</b>

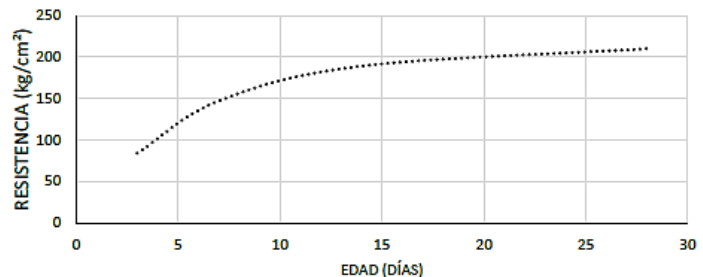
<b>DOSIFICACIÓN EN CUBETAS DE 5Gal.</b>	
CEMENTO (BOLSA)	<b>1</b>
AGUA (L)	<b>22.7</b>
AGREGADO GRUESO (CUBETA)	<b>3.2</b>
AGREGADO FINO (CUBETA)	<b>2.1</b>

<b>DOSIFICACIÓN POR BOLSA</b>	
CEMENTO (BOLSA)	<b>1</b>
AGUA (L)	<b>22.7</b>
AGREGADO GRUESO (kg)	<b>98.0</b>
AGREGADO FINO (kg)	<b>59.1</b>

Notas : Para los presentes cálculos ha sido empleada una cubeta con capacidad de 5 galones, equivalentes a 0.022 metros cúbicos.

<b>EVOLUCIÓN DE LA GANANCIA DE RESISTENCIA ESPERADA</b>
---

EDAD (DÍAS)	RESISTENCIA MÍN. ESPERADA (kg/cm <sup>2</sup> )
3	84
7	147
14	189
28	210



OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_



Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste, Ilopango, San Salvador.



**B-2: Resistencia a la compresión de cilindros de concreto**



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
 Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
 Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS DE CONCRETO - ASTM C39**

FT  
 Versión 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**

UBICACIÓN : FACULTAD D EINGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR.

CLIENTE : UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR.

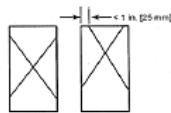
DIRECCIÓN : FINAL 25 AVENIDA NORTE, SAN SALVADOR, SAN SALVADOR.

LABORATORISTA : DIMAS SERRANO

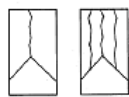
TRANSCRIBE : DIMAS SERRANO

PÁGINA 1 DE 1	ID DE INGRESO N/A	ENSAYO CC-1	REFERENCIA CCV-012-17
------------------	----------------------	----------------	--------------------------

No.	FECHA DE COLADO	EDAD (DÍAS)	FECHA DE RUPTURA	REV. (in)	DIAM. (mm)	ÁREA (mm <sup>2</sup> )	PESO VOL. (kg/m <sup>3</sup> )	CARGA MÁXIMA (kN)	TIPO DE FRACT.	ESFUERZO DE RUPTURA (MPa)	ESFUERZO DE RUPTURA (kg/cm <sup>2</sup> )	ELEMENTO COLADO
1	18/10/17	7	25/10/17	4	99.50	7775.6	2270	123.3	4	15.9	162	Bachada de prueba
2	18/10/17	7	25/10/17	4	100.75	7972.2	2280	131.6	6	16.5	168	Bachada de prueba
3	18/10/17	14	01/11/17	4	103.50	8413.4	2170	177.0	4	21.0	214	Bachada de prueba
4	18/10/17	14	01/11/17	4	101.00	8011.8	2200	173.6	4	21.7	221	Bachada de prueba
5	18/10/17	28	15/11/17	4	101.50	8091.4	2170	204.2	5	25.2	257	Bachada de prueba
6	18/10/17	28	15/11/17	4	102.75	8291.9	2180	209.8	5	25.3	258	Bachada de prueba



Tipo 1  
 Conos razonablemente bien formados en ambos extremos, fisuras a través de los cabezales de menos de 1 in. [25 mm]



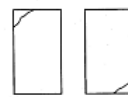
Tipo 2  
 Conos bien formados en un extremo, fisuras verticales a través de los cabezales, cono no bien definido en el otro extremo.



Tipo 3  
 Fisuras verticales encolumnadas a través de ambos extremos, conos no bien formados



Tipo 4  
 Fractura diagonal sin fisuras a través de los extremos; golpee suavemente con un martillo para distinguir el Tipo 1



Tipo 5  
 Fracturas en los lados en las partes superior o inferior (ocurre comúnmente con cabezales no adheridos)



Tipo 6  
 Similar a Tipo 5 pero el extremo del cilindro es puntigudo

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_



Finca Las Moyas, Lote # 1, Autopista Este-Oeste, Ilopango, San Salvador.

ANEXOS

**B-3: Dosificación de mortero para pega de mampostería**



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

**DOSIFICACIÓN DE MORTERO PARA PEGA DE MAMPOSTERÍA** FI  
Versión 1

PROYECTO : **EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.**  
UBICACIÓN : **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

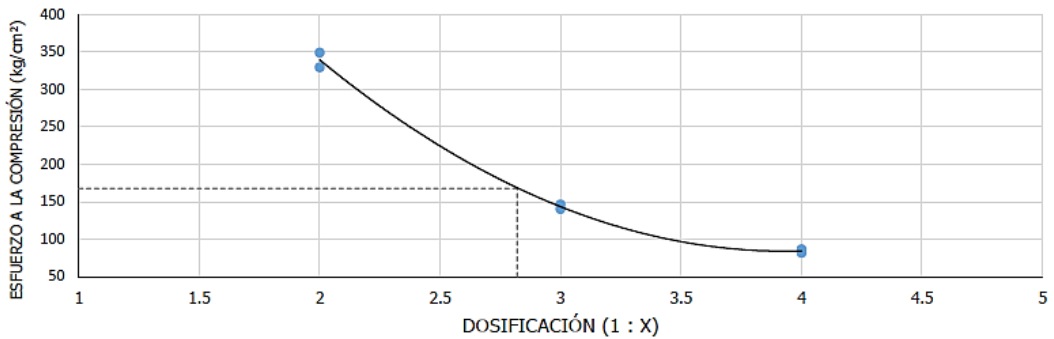
FECHA DE DISEÑO : 18/10/2017    DISEÑA : DIMAS SERRANO    HOJA : 1 DE 1

DISEÑO	REFERENCIA
<b>DM-01</b>	<b>ES-012-17</b>

MUESTRA ARENA : AR 1    MÓDULO FINURA : 2.30    OBSERVACIONES : SIN IMPUREZAS ORGÁNICAS SEGÚN ASTM C40.  
FECHA MUESTREO : 10/10/2017    PROCEDENCIA : RÍO LAS CAÑAS  
TIPO DE CEMENTO : HOLCIM ASTM C1157 TIPO GU    ESFUERZO DE COMPRESIÓN REQUERIDO : 140 kg/cm<sup>2</sup>  
SOBRE-ESFUERZO PORCENTUAL PARA DISEÑO (%) : 20%    ESFUERZO DE COMPRESIÓN DE DISEÑO : 168 kg/cm<sup>2</sup>

ESPECIMEN No.	PROPORCIÓN (VOLUMEN)	FECHA DE MEZCLADO	EDAD (DÍAS)	FECHA DE COMPRESIÓN	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	CARGA (kg)	ESFUERZO A LA COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO A LA COMPRESIÓN PROYECTADO A 28 DÍAS (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1 : 2	18/10/2017	7	25/10/2017	26.68	6,528	245	350
2	1 : 2	18/10/2017	7	25/10/2017	26.89	6,211	231	330
3	1 : 3	18/10/2017	7	25/10/2017	26.31	2,700	103	147
4	1 : 3	18/10/2017	7	25/10/2017	26.31	2,588	98	141
5	1 : 4	18/10/2017	7	25/10/2017	26.21	1,505	57	82
6	1 : 4	18/10/2017	7	25/10/2017	26.66	1,619	61	87
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-

ESFUERZO DE COMPRESIÓN PROYECTADO A 28 DÍAS



DE ACUERDO CON LA GRÁFICA, LA RELACIÓN EMPÍRICA CEMENTO: ARENA SERÍA DE **1 : 2.8** , PERO PARA FINES PRÁCTICOS SE PROPONE EMPLEAR LA RELACIÓN **1 : 3** EN LA ELABORACIÓN DEL MORTERO PARA PEGA DE MAMPOSTERÍA.

OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste,  
Ilopango, San Salvador.

ANEXOS

**B-4: Resistencia a la compresión de cubos de mortero**



**CENTRO DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS – CTC**  
 Laboratorio, Consultoría y Supervisión  
 Tel.: 2296-7015 e-mail: laboratorio@fundasal.org.sv

<b>RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CUBOS DE MORTERO ASTM C39</b>	F1 Versión 1	PAG. 1/1
PROYECTO : <b>EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PAREDES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN VIVIENDAS DE DOS NIVELES, UTILIZANDO LADRILLO DE SUELO-CEMENTO.</b>		
CLIENTE : <b>UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR</b>		
DIRECCIÓN : <b>FINAL 25 AVENIDA NORTE, SAN SALVADOR, SAN SALVADOR</b>		
		<b>REF. PROYECTO CCV-012-17</b>
		<b>CORR. REPORTE CCM-01</b>

Cubo No.	Fecha de Colado	Edad (días)	Fecha de Ruptura	Propor-ción	L1 (mm)	L2 (mm)	H (mm)	Area (mm <sup>2</sup> )	Masa (g)	Carga (kg)	Peso Volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Esf. Ruptura (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Ruptura (MPa)	Esf. Promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Promedio (MPa)	UBICACIÓN
1	18/10/17	7	25/10/17	1 : 2	51.40	51.90	51.12	2,668	248.3	6,528	1,821	244.7	24.0	237.8	23.3	PEGA DE LADRILLO
4	18/10/17	7	25/10/17	1 : 2	51.80	51.92	51.10	2,689	250.1	6,211	1,820	230.9	22.6			
2	18/10/17	7	25/10/17	1 : 3	51.34	51.24	51.14	2,631	231.5	2,700	1,721	102.6	10.1	99.6	9.8	PEGA DE LADRILLO
5	18/10/17	7	25/10/17	1 : 3	51.92	51.64	51.08	2,681	234.8	2,588	1,714	96.5	9.5			
3	18/10/17	7	25/10/17	1 : 4	51.20	51.20	51.00	2,621	223.3	1,505	1,670	57.4	5.6	59.1	5.8	PEGA DE LADRILLO
6	18/10/17	7	25/10/17	1 : 4	51.84	51.42	51.14	2,666	227.0	1,619	1,665	60.7	6.0			

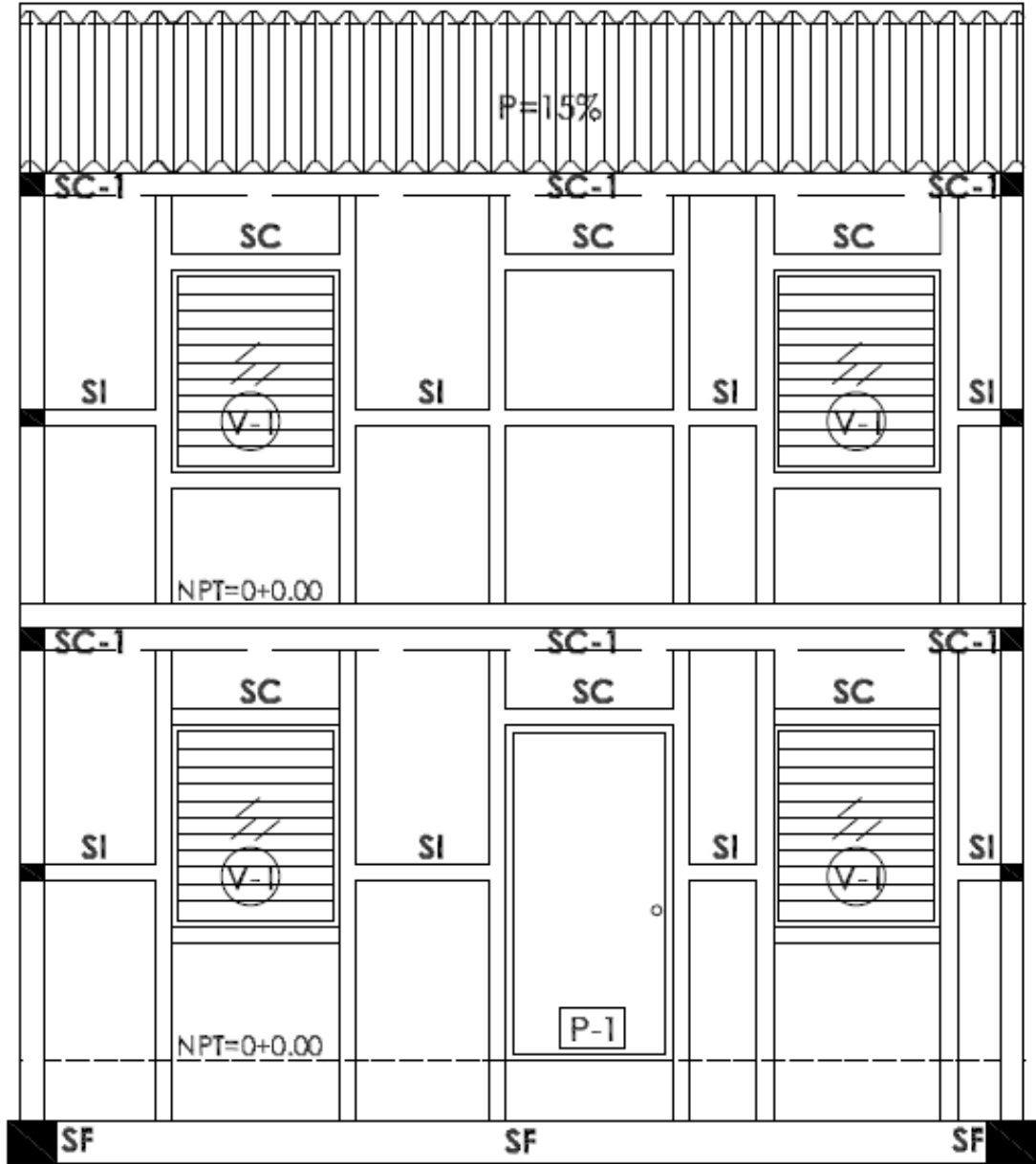
OBSERVACIONES : \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_



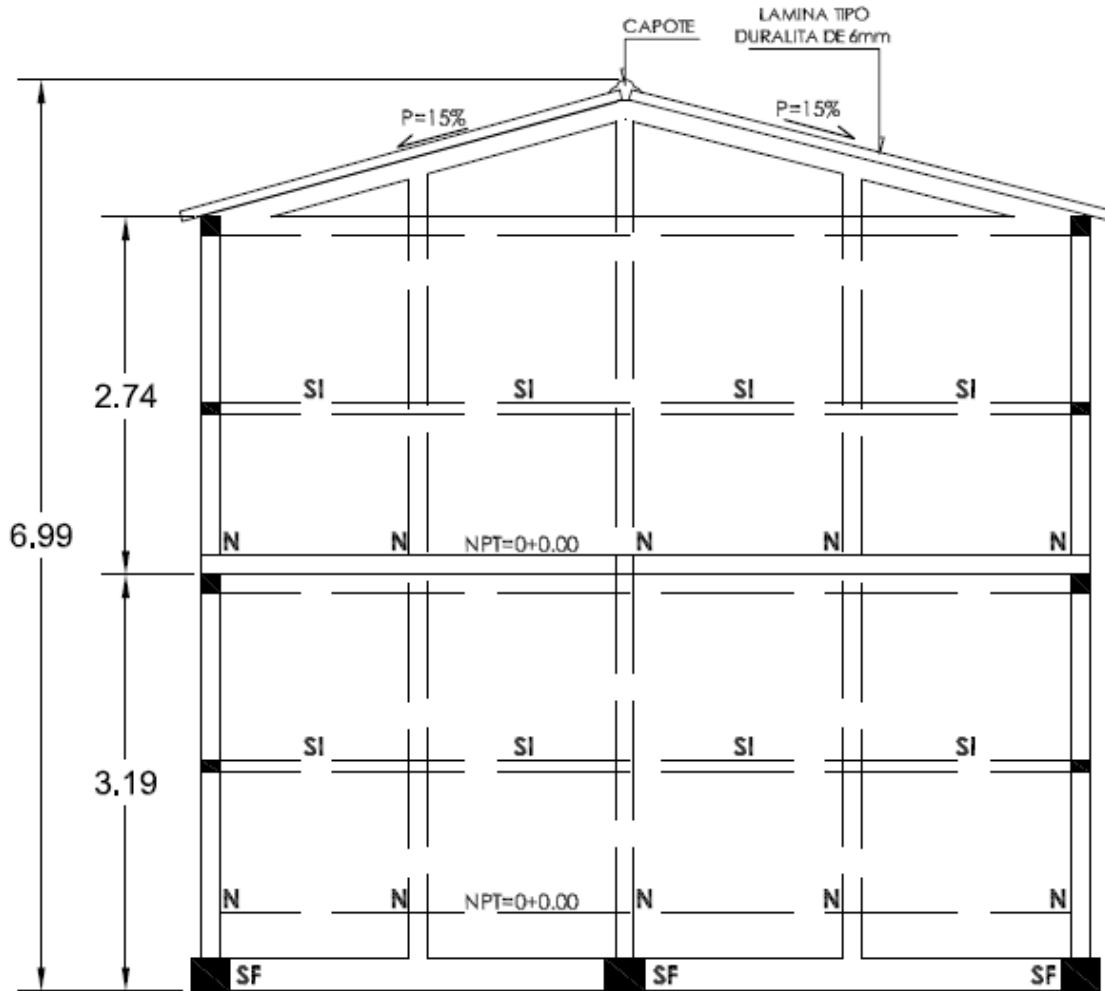
Finca Las Moyas, Lote #1, Autopista Este-Oeste,  
 Ilopango, San Salvador.

Anexo C: Vivienda tipo

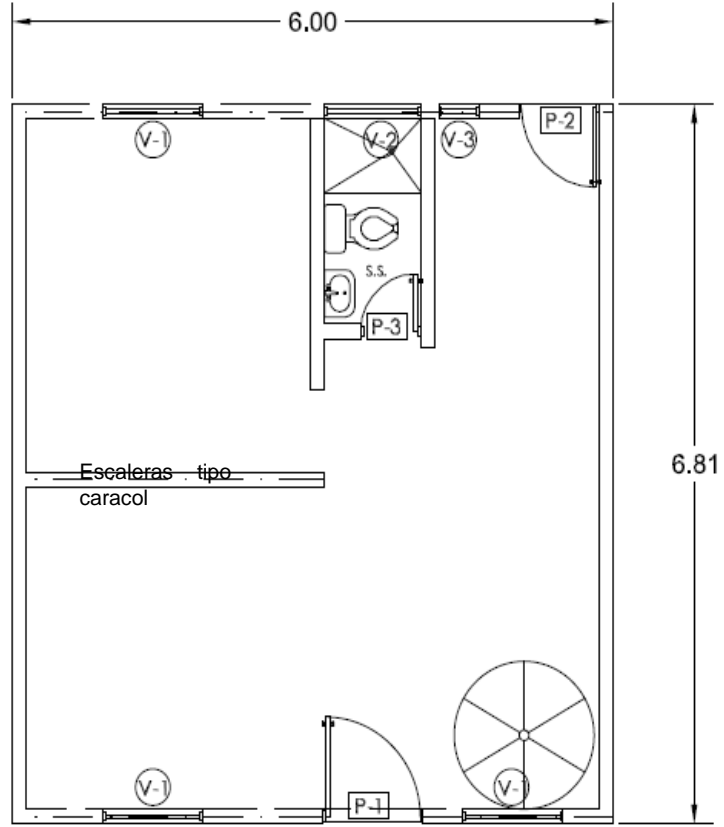
C-1: Vista frontal



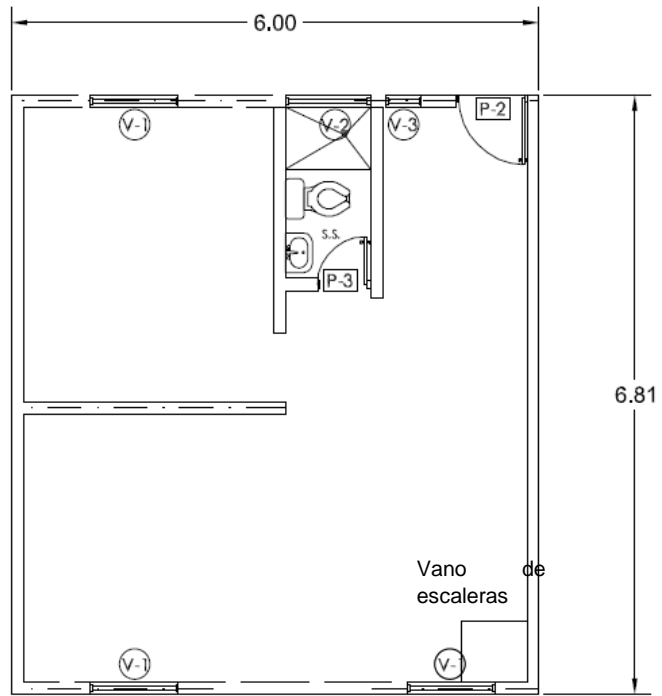
C-2: Vista lateral



C-3: Planta nivel inferior



**C-4: Plant nivel superior**



## Anexo D: Bajado de cargas

Elemento	Área	Carga de referencia	Total parcial	Total
Paredes	-	-	-	32,033 kg
Paredes	91.5 m <sup>2</sup>	350 kg/cm <sup>2</sup>	32,033 kg	-
Entrepiso	-	-	-	11,832 kg
Losa densa	40.8 m <sup>2</sup>	240 kg/cm <sup>2</sup>	9792 kg	-
Acabado	40.8 m <sup>2</sup>	50 kg/cm <sup>2</sup>	2040 kg	-
Techos	-	-	-	2,462 kg
Estructura metálica	45.6 m <sup>2</sup>	17 kg/cm <sup>2</sup>	775 kg	-
Lamina Duralita	45.6 m <sup>2</sup>	17 kg/cm <sup>2</sup>	775 kg	-
Cielo falso + instalaciones	45.6 m <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	912 kg	-
Carga muerta				46,328 kg
Carga viva (casa de habitación)	40.8 m <sup>2</sup>	170 kg/cm <sup>2</sup>	6,936 kg	-
Carga viva				6,936 kg

Para obtener la carga última se procede de la siguiente manera:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = (1.2 * 46328) + (1.6 * 6936)$$

$$U = 66691 \text{ kg} = 66.69 \text{ ton}$$

Luego se distribuye linealmente la carga en la longitud de pared del primer piso:

$$w = \frac{U}{\text{Longitud}}$$

$$w = \frac{66.69}{6 * 2 + 6.8 * 2}$$

$$w = 2.605 \text{ ton/m}$$

Los modelos a ensayar poseen una dimensión nominal de 1.40m de ancho, por lo cual la carga distribuida linealmente se aplica en esa longitud:

$$w = 2.605 * 1.4$$

**W= 3.6 Ton** este valor representa el efecto que provocaría la carga del segundo nivel en las paredes del nivel inferior.



## **BIBLIOGRAFÍA**

Alcocer, S. (1997). *Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: Una revisión*. México.

Alcocer, S. (1997). *Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: Una revisión*. México.

Alvarenga, E., Hernández, D., & Hernández, D. (2015). *Cronología de sismos destructivos en El Salvador*.

ATC-40, A. t. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California.

Hernández, H., Alcocer, S., & Sandoval, H. (2013). *Envolvente de resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada*.

López, M., & Méndez, P. (2007). *Propuesta de dosificaciones y selección de ladrillos para construcción de muros*. San Salvador.

Méndez, P., & Gutiérrez, M. (2012). *Mampostería de suelo cemento confinada*. San Salvador.

MINEC, & DIGESTYC. (2008). *VI censo de población y V de vivienda*.

*Norma Técnica Para Control De Calidad De Materiales Estructurales*. (1997).

Taveras Montero, M. A. (2008). *Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral*. México.

Tena, A., & Miranda, E. (1999). *Comportamiento mecánico de la mampostería*. México.

Universidad de Costa Rica. (2005). Estimación de la rigidez lateral en paredes de mampostería confinada sometida a carga cíclica. *Diálogos Revista Electrónica de Historia*, 5 (1-2) .

Valenzuela Tapia, E. (2010). *Sobrerresistencia en estructuras de mampostería*. México D.F.