



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

ENSAYE DE UN EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA CONFINADA  
DE 5 NIVELES A ESCALA EN MESA VIBRADORA

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
NINA CASAS GUZIK

TUTOR PRINCIPAL  
DR. SERGIO MANUEL ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD.MX. OCTUBRE 2019



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Roberto Meli Piralla  
Secretario: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante  
Vocal: Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro  
1<sup>er.</sup> Suplente: Dr. Amador Terán Gilmore  
2<sup>d o.</sup> Suplente: Dr. Oriol Arnau Delgado

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro

-----  
**FIRMA**

A la memoria de Jacobo Guzik

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco la participación de las instituciones, técnicos, ingenieros e investigadores que formaron parte del proyecto y cuyas aportaciones hicieron posible la realización de esta tesis.

Al Instituto para la Seguridad de las Construcciones de la Ciudad de México por la donación que realizó para la construcción del modelo; a Grupo CEMEX por la donación de arena, grava, cemento y por los ensayos de especímenes en sus instalaciones; a Cementos Moctezuma por la donación de concreto premezclado, cemento y mortero; al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) por el préstamo de peso muerto para la calibración de la mesa vibradora; al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) y al Instituto de Ingeniería por las becas otorgadas para desarrollar el proyecto.

Agradezco al Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro por la dirección de la tesis, por las asesorías, por las meticulosas revisiones que enriquecieron el contenido de la tesis y por haberme incorporado al proyecto.

Reconozco la participación de los sinodales, los doctores Roberto Meli, Amador Terán, Juan José Pérez Gavilán y Oriol Arnau, quienes leyeron cuidadosamente la tesis, aportaron observaciones muy valiosas y dedicaron tiempo para platicar y discutir conmigo los resultados del estudio.

Entre los investigadores que participaron en el proyecto, agradezco al Dr. Oriol Arnau Delgado por sus generosas asesorías y empatía; a los doctores Mario Ordaz Schroeder y Danny Arroyo Espinoza por los registros acelerográficos; a los doctores David Murià Vila y Gerardo Rodríguez Gutiérrez por las pruebas de vibración ambiental y préstamo de equipo; al Ing. Juan Luis Cottier Caviedes por la asesoría sobre construcción en concreto y por las pruebas de ultrasonido; al Dr. Amador Terán Gilmore por su oportuna intervención que me permitió aclarar dudas y algunos resultados, al Dr. Juan José Pérez Gavilán por el préstamo de deformímetros eléctricos, así como por su compañerismo al ser vecinos de modelo, por sus consejos, recomendaciones y asesorías; a los maestros Leonardo Flores Corona y Joel Aragón Cárdenas por su desinteresada colaboración y al Ing. Arturo Gaytán Covarrubias de Grupo CEMEX por su amabilidad y por las gestiones que permitieron llevar a cabo las donaciones y ensayos en sus instalaciones.

Agradezco al maestro Roberto Durán Hernández por operar la mesa vibradora durante los ensayos dinámicos y por llevar a cabo de manera exitosa el traslado del modelo, pero

principalmente le agradezco haberme brindado su amistad durante mi estancia en el laboratorio, ya que su compañía, pláticas e intercambios hicieron de esta estancia una etapa muy agradable e inolvidable en mi vida.

Reconozco de manera especial a los maestros albañiles que construyeron el modelo: Felipe Paredes Rosas y Francisco Paredes Bonilla, quienes me acompañaron desde el primer día de construcción hasta la demolición del modelo, agradezco su gran profesionalismo, su impecable ejecución en los trabajos, agradezco el apoyo incondicional que me brindaron y valoro su gran calidad como personas. De la misma manera, reconozco a los maestros Claudio Castillo Rodríguez, Magdaleno Sedas Sedas y Edgar Sedas Sedas por el gran compromiso que tuvieron con este proyecto, por sus aportaciones y por la calidad del trabajo que realizaron. Gracias a los cinco maestros por haber construido un proyecto y no sólo un modelo.

A Ana Graf Obregón por el apoyo en las gestiones administrativas y a Rosevelia Ruenes Morales por su apoyo técnico, y principalmente, por su alegre sonrisa contagiosa y cariñosa personalidad. A los camarógrafos del Instituto de Ingeniería que apoyaron en el registro audiovisual durante los ensayos del modelo y a José Luis García, vigilante del Instituto de Ingeniería, por sus generosas atenciones durante mi estancia en el laboratorio de la mesa vibradora.

Agradezco a mi compañero de maestría, Eugenio Merlos Vázquez, por sus valiosas aportaciones relacionadas con la planeación, construcción y ensaye del espécimen, así como por su amistad y complicidad durante el trayecto recorrido para desarrollar el proyecto.

A los profesores que despertaron en mí la pasión por las estructuras: al Dr. Agustín Hernández Hernández, al Dr. Benjamín Becerra Padilla, al Dr. Gerardo Rodríguez Gutiérrez, al Dr. Manuel E. Ruiz-Sandoval Hernández y, en especial, al ingeniero Carlos Arroyo Vega por apoyarme en las decisiones que tomé para realizar los estudios de posgrado, por valorar siempre mis aptitudes y por ser mi mejor maestro y ejemplo de la ingeniería estructural en la práctica profesional.

Agradezco a mis padres, pilares de mi educación, debo a ellos todo lo que he logrado hasta ahora, son mi motor, fortaleza y mi más grande admiración. A mi mamá por ser mi mejor interlocutora, por apoyarme, aconsejarme y animarme durante momentos difíciles. A mi papá por su cariño, consejos y por su apoyo con el registro fotográfico y de video durante

los ensayos. A Lucía, por ser la mejor y más cariñosa hermana y amiga, y a Diego por todo el amor, apoyo incondicional, paciencia, comprensión y cariño.

Agradezco las risas, compañía, apoyo y cariño de Emmanuel, Giovanni y Luis, amigos inolvidables que conocí durante esta etapa. A Noé, por el lazo inquebrantable de amistad que formamos, a Erick por su amistad, lealtad y por el apoyo que me brindó en proyectos para poder terminar mi tesis. A Salvador, por el genuino interés que mostró durante el desarrollo de esta investigación, por su amistad y por las asesorías brindadas durante el análisis de las señales.

# CONTENIDO

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Estado del arte de la mampostería confinada.....	4
1.3 Tipos de ensaye para estructuras de mampostería confinada.....	8
1.4 Leyes de similitud .....	11
1.5 Objetivos de la investigación .....	13
1.6 Organización del documento .....	14

## CAPÍTULO 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Introducción.....	15
2.2 Descripción del prototipo .....	15
2.3 Descripción del modelo .....	20
2.4 Sistema estructural .....	22
2.4.1 Cimentación.....	22
2.4.2 Muros.....	24
2.4.3 Sistema de piso .....	27
2.5 Materiales.....	29
2.5.1 Tabiques.....	30
2.5.2 Mortero .....	32
2.5.3 Mampostería.....	34
2.5.3.1 Pilas.....	34
2.5.3.2 Muretes.....	39
2.5.4 Concreto .....	41
2.5.5 Acero de refuerzo .....	47
2.6 Masa adicional y esfuerzos de trabajo en muros .....	51
2.7 Construcción .....	58
2.7.1 Cimentación.....	59
2.7.2 Muros y castillos .....	62
2.7.3 Losas de entrepiso.....	64
2.7.4 Traslado del modelo .....	70
2.8 Instrumentación.....	75
2.8.1 Instrumentación externa.....	76
2.8.2 Instrumentación interna.....	90

2.9 Señales de aceleración .....	95
2.10 Predicción analítica .....	98
2.10.1 Teoría de modelación .....	98
2.10.2 Respuesta elástica de la estructura .....	101
2.10.3 Predicción del comportamiento .....	103

### **CAPÍTULO 3. ENSAYE DEL MODELO Y RESULTADOS EXPERIMENTALES**

3.1 Introducción.....	107
3.2 Programa de ensayos .....	107
3.2.1 Calibración de la mesa vibradora.....	107
3.2.2 Pruebas de vibración ambiental.....	110
3.2.3 Ensayes dinámicos o de vibración forzada .....	111
3.2.4 Pruebas de ruido blanco .....	120
3.3 Descripción de daños y mecanismo de falla.....	121
3.3.1 Primera etapa: modelo original .....	124
3.3.2 Segunda etapa: modelo con refuerzo en cimentación.....	142
3.3.3 Evolución del daño.....	156
3.4 Respuesta dinámica del modelo.....	166
3.4.1 Información proveniente de instrumentación externa .....	166
2.4.1.1 Desplazamientos y aceleraciones longitudinales .....	166
2.4.1.2 Amplificación de aceleración en altura .....	174
2.4.1.3 Distribución de aceleraciones longitudinales en altura .....	177
2.4.1.4 Aceleraciones transversales .....	180
2.4.1.5 Aceleraciones verticales .....	184
2.4.1.6 Desplazamientos en la cimentación .....	185
2.4.1.7 Comportamiento histerético .....	186
2.4.1.8 Distribución de fuerzas sísmicas en altura .....	200
2.4.1.9 Rotaciones y deformaciones angulares en muros.....	204
2.4.1.10 Capacidad de deformación .....	211
2.4.1.11 Energía disipada .....	212
2.4.1.12 Torsión.....	214
3.4.2 Información proveniente de instrumentación interna .....	222
3.4.2.1 Deformaciones en acero de refuerzo .....	222
3.5 Propiedades dinámicas del modelo .....	227

3.5.1 Degradación de rigidez .....	227
3.5.2 Frecuencias naturales de vibración.....	229
3.5.3 Amortiguamiento.....	234

#### **CAPÍTULO 4. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

4.1 Resumen.....	239
4.2 Conclusiones.....	241
4.3 Recomendaciones.....	246

<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>249</b>
--------------------------	------------

## Lista de tablas

Tabla 1.1 – Características principales de la MV-II de la UNAM.....	10
Tabla 1.2 – Factores de escala para modelos en condiciones dinámicas.....	13
Tabla 2.1 – Características físicas y mecánicas de diseño de prototipo y modelo.....	21
Tabla 2.2 – Resultados de ensayos a compresión de tabiques del modelo.....	32
Tabla 2.3 – Resultados de ensayos a compresión en cubos de mortero.....	34
Tabla 2.4 – Resultados de ensayos a compresión en pilas de mampostería.....	37
Tabla 2.5 – Resultados de ensayos a compresión diagonal en muretes de mampostería.....	43
Tabla 2.6 – Resultados de ensayos en cilindros de concreto.....	46
Tabla 2.7 – Propiedades mecánicas del acero de refuerzo longitudinal y transversal.....	51
Tabla 2.8 – Distribución de fuerzas axiales en muros de modelo y prototipo.....	56
Tabla 2.9 – Esfuerzos axiales en muros de prototipo y de modelo con presfuerzo.....	57
Tabla 2.10 – Demanda esperada de desplazamientos y distorsiones.....	95
Tabla 2.11 – Respuesta esperada y medida durante los ensayos.....	102
Tabla 2.12 – Cortante y momento flexionante basal esperado y experimental.....	105
Tabla 3.1 – Resultados de pruebas de vibración ambiental.....	111
Tabla 3.2 – Características de los sismos reproducidos por la mesa vibradora.....	112
Tabla 3.3 – Distribución de desplazamientos máximos por piso durante la primera etapa de ensayos (modelo original).....	167
Tabla 3.4 – Distribución de desplazamientos máximos por piso durante la segunda etapa de ensayos (modelo con refuerzo en cimentación).....	168
Tabla 3.5 – Distribución de aceleraciones longitudinales máximas por piso durante la primera etapa de ensayos (modelo original).....	171
Tabla 3.6 – Distribución de aceleraciones longitudinales máximas por piso durante la segunda etapa de ensayos (modelo con refuerzo en cimentación).....	172
Tabla 3.7 – Amplificación de aceleración longitudinal entre el quinto nivel y la base de cimentación.....	174
Tabla 3.8 – Amplificación de aceleración longitudinal entre el quinto y tercer nivel.....	175
Tabla 3.9 – Amplificación de aceleración longitudinal entre el tercer nivel y la base de cimentación.....	176
Tabla 3.10 – Distribución de aceleraciones transversales máximas por piso (modelo original).....	181

Tabla 3.11 – Distribución de aceleraciones transversales máximas por piso (modelo con refuerzo en cimentación) .....	182
Tabla 3.12 – Amplificación de aceleración transversal entre el quinto nivel y la base de cimentación .....	183
Tabla 3.13 – Aceleraciones verticales máximas .....	184
Tabla 3.14 – Desplazamientos máximos entre la dala de cimentación y las vigas metálicas (Eje B) y entre la dala de cimentación y los muros de mampostería (Ejes 1 y 4) .....	186
Tabla 3.15 – Respuesta máxima del modelo durante la primera etapa de ensayos (modelo original).....	189
Tabla 3.16 – Respuesta máxima del modelo durante la segunda etapa de ensayos (modelo con refuerzo en cimentación).....	190
Tabla 3.17 – Respuesta medida para modelos de uno, dos, tres y cinco pisos .....	199
Tabla 3.18 – Ductilidad equivalente y factor de comportamiento sísmico para primer nivel .....	212
Tabla 3.19 – Torsión registrada durante los ensayos .....	216
Tabla 3.20 – Deformaciones unitarias máximas registradas en el acero de refuerzo .....	224
Tabla 3.21 – Rigidez equivalente medida durante los diferentes ensayos.....	228
Tabla 3.22 – Frecuencias y periodos naturales de vibración .....	230
Tabla 3.23 – Amortiguamiento viscoso equivalente durante los diferentes ensayos de acuerdo con el método de decremento logarítmico.....	235
Tabla 3.24 – Amortiguamiento viscoso equivalente de acuerdo con el método de ancho de banda .....	236

## Lista de figuras

Figura 1.1 - Relación esfuerzo deformación para modelo de similitud completa.....	12
Figura 1.2 - Relación esfuerzo deformación para modelo de similitud simple.....	12
Figura 2.1 - Planta arquitectónica del prototipo Rancho Victoria.....	17
Figura 2.2 - Planta arquitectónica del prototipo .....	18
Figura 2.3 - Isométrico del prototipo .....	19
Figura 2.4 - Planta arquitectónica del modelo.....	22
Figura 2.5 - Isométrico del modelo .....	23
Figura 2.6 - Armados de castillos y dalas (unidades en cm).....	25
Figura 2.7 - Armados de castillos y dalas (unidades en cm).....	26
Figura 2.8 - Armados de losas de entrepiso y azotea .....	28
Figura 2.9 - Secciones en losas .....	29
Figura 2.10 - Planta de fabricación de tabiques.....	31
Figura 2.11 - Ensaye de piezas a compresión simple.....	32
Figura 2.12 - Ensaye a compresión de cubos de mortero.....	33
Figura 2.13 - Ensaye a compresión de pilas de mampostería .....	35
Figura 2.14 - Modos de falla en pilas.....	36
Figura 2.15 - Curvas características esfuerzo-deformación en pilas.....	38
Figura 2.16 - Sistema “Optotrak” utilizado en los ensayos de pilas y muretes .....	39
Figura 2.17 - Ensaye a compresión diagonal en muretes de mampostería .....	40
Figura 2.18 - Modo de falla en muretes .....	40
Figura 2.19 - Curvas características esfuerzo-deformación en muretes .....	42
Figura 2.20 - Ensaye a compresión axial en cilindros de concreto .....	44
Figura 2.21 - Ensaye a tensión (compresión diametral) en cilindros de concreto .....	44
Figura 2.22 - Ensaye a módulo de elasticidad en cilindros de concreto.....	45
Figura 2.23 - Curvas características esfuerzo-deformación en cilindros de concreto.....	47
Figura 2.24 - Ensaye a tensión en barras de acero de refuerzo instrumentadas con deformímetros eléctricos.....	49
Figura 2.25 - Determinación del esfuerzo de fluencia.....	49
Figura 2.26 - Curvas esfuerzo-deformación para barras corrugadas $\varnothing= 5/32"$ (3.97 mm) .....	50
Figura 2.27 - Curvas esfuerzo-deformación para barras lisas $\varnothing= 5/48"$ (2.65 mm).....	50
Figura 2.28 - Detalle de fijación de barra de plomo en losas .....	52
Figura 2.29 - Distribución de barras de plomo en losas (unidades en cm) .....	53

Figura 2.30 - Detalle de fijación de cables de presfuerzo para aplicar esfuerzo axial en los muros del modelo .....	55
Figura 2.31 - Deformímetros eléctricos en acero de refuerzo de castillos.....	60
Figura 2.32 - Cimbra en dala de cimentación .....	60
Figura 2.33 - Colado de dala de cimentación .....	61
Figura 2.34 - Refuerzo en dala de cimentación .....	62
Figura 2.35 - Cimbra en castillos de primer nivel.....	63
Figura 2.36 - Cinturones plásticos empleados para el amarre del refuerzo transversal ...	64
Figura 2.37 - Construcción de muros confinados .....	65
Figura 2.38 - Construcción de losas prefabricadas de concreto .....	66
Figura 2.39 - Colado de losas prefabricadas .....	67
Figura 2.40 - Traslado de losas prefabricadas.....	68
Figura 2.41 - Traslado de losas prefabricadas.....	69
Figura 2.42 - Colado de losa de concreto del quinto nivel .....	70
Figura 2.43 - Estructura portante para trasladar el modelo.....	71
Figura 2.44 - Traslado del modelo hacia la mesa vibradora .....	71
Figura 2.45 - Traslado del modelo hacia la mesa vibradora .....	72
Figura 2.46 - Modelo terminado.....	73
Figura 2.47 - Modelo terminado.....	74
Figura 2.48 - Sensores empleados en el modelo .....	75
Figura 2.49 a - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento externos en planta .....	77
Figura 2.49 b - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento externos en planta .....	78
Figura 2.49 c - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento externos en planta .....	79
Figura 2.50 - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en eje C .....	80
Figura 2.51 - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en eje B	81
Figura 2.52 - Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en eje A	82
Figura 2.53 - Detalle de dispositivos formados por sensor tipo Trans-Tek.....	83
Figura 2.54 - Detalle de dispositivos formados por transductores de vástago .....	84
Figura 2.55 - Deformación angular de un muro de mampostería.....	84
Figura 2.56 - Transductor tipo en dala de acoplamiento .....	85

Figura 2.57 - Deformación en curvatura doble en una dala de acoplamiento .....	85
Figura 2.58 - Distribución de transductores en los muros del eje C .....	86
Figura 2.59 - Distribución de transductores en los muros del eje B .....	87
Figura 2.60 - Distribución de transductores en las dalas de acoplamiento .....	88
Figura 2.61 - Transductor en eje B en cimentación del modelo .....	89
Figura 2.62 - Transductores en ejes A y C en cimentación del modelo .....	89
Figura 2.63 - Distribución de transductores en cimentación del modelo .....	90
Figura 2.64 - Distribución de deformímetros eléctricos en fachada del eje C.....	91
Figura 2.65 - Distribución de deformímetros eléctricos en eje B.....	92
Figura 2.66 - Modelo instrumentado en fachada sur.....	93
Figura 2.67 - Modelo instrumentado .....	94
Figura 2.68 - Espectros de respuesta de los sismos aplicados .....	96
Figura 2.69 - Acelerogramas del modelo y espectros de desplazamiento .....	97
Figura 2.70 - Consideraciones para modelar con método de columna ancha.....	100
Figura 2.71 - Modelo de elementos finitos .....	101
Figura 3.1 - Masa equivalente para calibración de la mesa vibradora .....	108
Figura 3.2 - Funciones de transferencia resultado de la calibración de la mesa vibradora .....	109
Figura 3.3 - Distribución de acelerómetros para las pruebas de vibración ambiental.....	110
Figura 3.4 a 3.11 - Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)...	113-120
Figura 3.12 - Ubicación de cámaras de video en la planta baja de la MV-II UNAM .....	121
Figura 3.13 - Ubicación de cámaras de video en el nivel de mezzanine de la MV-II UNAM .....	122
Figura 3.14 - Ubicación en elevación de cámaras de video en la MV-II UNAM .....	122
Figura 3.15 - Nomenclatura de muros y castillos del modelo.....	123
Figura 3.16 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo SLU 100%.....	125
Figura 3.17 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo FTIG 100% .....	126
Figura 3.18 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo SLU 100% .....	127
Figura 3.19 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo FTIG 100% .....	127
Figura 3.20 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 60% .....	129
Figura 3.21 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 100% .....	130
Figura 3.22 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 60%.....	131
Figura 3.23 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 100%.....	131

Figura 3.24 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA 100%.....	132
Figura 3.25 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA 125%.....	133
Figura 3.26 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA 100% .....	134
Figura 3.27 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA 125% .....	134
Figura 3.28 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA 150%.....	137
Figura 3.29 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 125% .....	138
Figura 3.30 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA 150% .....	139
Figura 3.31 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 125%.....	139
Figura 3.32 - Estado general de daño del modelo original.....	140
Figura 3.33 - Estado general de daño del modelo original en muros centrales.....	141
Figura 3.34 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA' 100%.....	143
Figura 3.35 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA' 125%.....	144
Figura 3.36 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA' 100%.....	145
Figura 3.37 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA' 125%.....	145
Figura 3.38 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA' 150%.....	146
Figura 3.39 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL' 125%.....	147
Figura 3.40 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA' 150%.....	148
Figura 3.41 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL' 125% .....	148
Figura 3.42 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 150% .....	149
Figura 3.43 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 175% .....	150
Figura 3.44 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 150%.....	151
Figura 3.45 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 175%.....	151
Figura 3.46 - Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 200% .....	152
Figura 3.47 - Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 200% .....	153
Figura 3.48 - Estado general de daño del modelo con refuerzo en cimentación.....	154
Figura 3.49 - Estado general de daño del modelo con refuerzo en cimentación en muros centrales.....	155
Figura 3.50 - Estado final de daño en la fachada norte (eje A) .....	158
Figura 3.51 - Estado final de daño en primer y segundo nivel de fachada norte (eje A) .	159
Figura 3.52 - Detalles del mecanismo de falla en extremos de castillos de fachada norte (eje A).....	159
Figura 3.53 - Estado final de daño en la fachada sur (eje C) .....	160
Figura 3.54 - Estado final de daño en primer y segundo nivel de fachada sur (eje C) ....	161

Figura 3.55 - Detalles del mecanismo de falla en extremos de castillos de fachada sur (eje C) .....	161
Figura 3.56 - Estado final de daño en muros esbeltos de primer nivel en fachada sur (eje C) .....	162
Figura 3.57 - Estado final de daño en muros esbeltos de tercer nivel en fachada sur (eje C) .....	162
Figura 3.58 - Estado final de daño en cuarto y quinto nivel de fachada sur (eje C) .....	163
Figura 3.59 - Estado final de daño en muros centrales de fachada sur (eje B) .....	163
Figura 3.60 - Estado final de daño en muro central de primer nivel en fachada norte (eje B) .....	164
Figura 3.61 - Detalle de agrietamiento en dala de cimentación en esquina sureste (previo al refuerzo, durante la primera etapa de ensayos).....	164
Figura 3.62 - Detalle de agrietamiento en dala de cimentación en esquina suroeste (previo al refuerzo, durante la primera etapa de ensayos) .....	165
Figura 3.63 - Desplazamientos normalizados por piso .....	169
Figura 3.64 - Desplazamientos normalizados por piso .....	170
Figura 3.65 - Aceleraciones longitudinales normalizadas por piso.....	173
Figura 3.66 - Amplificación de aceleración longitudinal entre el quinto nivel y la cimentación .....	174
Figura 3.67 - Amplificación de aceleración longitudinal entre el quinto y tercer nivel.....	175
Figura 3.68 - Amplificación de aceleración longitudinal entre tercer nivel y cimentación .....	176
Figura 3.69 - Distribución de aceleraciones longitudinales en altura (Etapa I) .....	178
Figura 3.70 - Distribución de aceleraciones longitudinales en altura (Etapa I) .....	179
Figura 3.71 - Distribución de aceleraciones longitudinales en altura (Etapa II) .....	179
Figura 3.72 - Distribución de aceleraciones longitudinales en altura (Etapa II) .....	180
Figura 3.73 - Amplificación de aceleración transversal entre el quinto nivel y la base de cimentación .....	183
Figura 3.74 - Definición de parámetros de la respuesta dinámica .....	188
Figura 3.75 - Distribución de distorsiones de entrepiso (Etapa I).....	191
Figura 3.76 - Distribución de distorsiones de entrepiso (Etapa I).....	192
Figura 3.77 - Distribución de distorsiones de entrepiso (Etapa II).....	192
Figura 3.78 - Distribución de distorsiones de entrepiso (Etapa II).....	193
Figura 3.79 - Curvas histeréticas durante la primera fase de ensayos .....	195
Figura 3.80 - Curvas histeréticas durante la segunda fase de ensayos .....	196

Figura 3.81 - Curvas histeréticas para los estados límite elástico, máximo y último .....	197
Figura 3.82 - Envolvente de respuesta para el primer nivel .....	198
Figura 3.83 - Relación coeficiente sísmico-distorsión, para diferentes prototipos .....	199
Figura 3.84 - Distribución de fuerzas sísmicas en altura para la primera fase de ensayos .....	201
Figura 3.85 - Distribución de fuerzas sísmicas en altura para la primera fase de ensayos .....	202
Figura 3.86 - Distribución de fuerzas sísmicas en altura para la segunda fase de ensayos .....	202
Figura 3.87 - Distribución de fuerzas sísmicas en altura para la segunda fase de ensayos .....	203
Figura 3.88 - Rotaciones de los muros medidas durante los ensayos .....	205
Figura 3.89 - Rotaciones de los muros medidas durante los ensayos .....	206
Figura 3.90 - Componentes de deformación.....	206
Figura 3.91 - Deformación angular de un muro de mampostería.....	207
Figura 3.92 - Contribución de las deformaciones por cortante y flexión en muros .....	208
Figura 3.93 - Contribución de las deformaciones por cortante y flexión en muros .....	209
Figura 3.94 - Cálculo de la ductilidad equivalente según el criterio de Park .....	211
Figura 3.95 - Definición de energía almacenada y energía disipada .....	213
Figura 3.96 - Energía disipada acumulada durante los diferentes ensayos .....	214
Figura 3.97 - Parámetros empleados para medir la torsión de piso.....	215
Figura 3.98 - Excentricidad registrada durante los ensayos .....	217
Figura 3.99 - Excentricidad registrada durante los ensayos .....	218
Figura 3.100 - Torsión registrada durante los ensayos.....	219
Figura 3.101 - Torsión registrada durante los ensayos.....	220
Figura 3.102 - Variación de la excentricidad del primer nivel en los modelos de cinco y tres pisos.....	221
Figura 3.103 - Variación de la excentricidad del primer nivel en el modelo de dos pisos	222
Figura 3.104 - Deformaciones máximas en castillos de Eje B .....	225
Figura 3.105 - Deformaciones máximas en castillos de Eje C .....	226
Figura 3.106 - Definición de rigidez pico.....	227
Figura 3.107 - Degradación de la rigidez de ciclo durante los diferentes ensayos.....	228
Figura 3.108 - Frecuencias de vibración durante la primera etapa de ensayos .....	231
Figura 3.109 - Frecuencias de vibración durante la segunda etapa de ensayos.....	232

Figura 3.110 - Ángulo de fase para primer ruido blanco y para SLU 100% .....	233
Figura 3.111 - Coherencia para primer ruido blanco y para SLU 100% .....	233
Figura 3.112 - Parámetros empleados para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente con el método del decremento logarítmico.....	234
Figura 3.113 - Parámetros empleados para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente con el método de ancho de banda.....	236
Figura 3.114 - Relación entre amortiguamiento, distorsión y rigidez.....	237

### **Lista de ecuaciones**

2.1 Resistencia de diseño a compresión de las piezas de mampostería .....	31
2.2 Resistencia de diseño a compresión de cubos de mortero .....	34
2.3 Módulo de elasticidad secante de la mampostería .....	35
2.4 Módulo de elasticidad para cargas de corta duración según NTC-M, 2017 .....	36
2.5 Resistencia de diseño a compresión de pilas de mampostería.....	37
2.6 Módulo de cortante de la mampostería según NTC-M, 2017 .....	41
2.7 Resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes de mampostería.....	41
2.8 Deformación por corte en muros de mampostería.....	84
2.9 Aceleración de modelo y prototipo, leyes de similitud.....	96
2.10 Tiempo en modelo y prototipo, leyes de similitud .....	96
2.11 Fuerza cortante de diseño debida a la mampostería .....	103
2.12 Factor de relación de aspecto .....	103
2.13 Resistencia a flexocompresión de la mampostería confinada.....	104
3.1 Rotaciones en muros.....	204
3.2 Deformación total de un muro .....	206
3.3 Distorsión total de un muro .....	207
3.4 Deformación angular de un muro .....	207
3.5 Factor de comportamiento sísmico (Newmark y Hall, 1982).....	212

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

La ocurrencia de sismos recientes de gran magnitud en México ha promovido la necesidad de evaluar los objetivos de desempeño aplicables a estructuras de mampostería confinada, específicamente en vivienda de bajo coste, ya que es la tipología edificatoria en la que se utiliza más comúnmente esta modalidad constructiva. Los daños observados invitan a los investigadores a realizar estudios que permitan profundizar en el conocimiento de los principales mecanismos de falla, identificar prácticas inadecuadas de construcción y proponer soluciones que mejoren su desempeño. Adecuados criterios de análisis y diseño pueden conducir a la elaboración de reglamentos más racionales que contemplen las características constructivas y peligro sísmico de cada sitio.

La mampostería confinada es un sistema que consiste en rodear perimetralmente a los muros de carga con elementos de concreto reforzado de pequeñas dimensiones, comúnmente denominados castillos (verticales) y dalas (horizontales). Generalmente, estos elementos tienen un espesor igual al del muro y su función es proporcionar un confinamiento que incrementa la capacidad de deformación lateral del muro y la estabilidad, aun cuando la mampostería exhiba agrietamiento inclinado. El confinamiento permite, además, conectar muros con elementos adyacentes y permite que se pueda alcanzar un comportamiento histerético más estable y con mayor capacidad de disipación de energía (Alcocer, 1997). En general, el desempeño sísmico de las estructuras de mampostería confinada en México ha sido satisfactorio cuando se diseña y construye siguiendo las normas y buenas prácticas vigentes.

Sin embargo, defectos constructivos pueden hacerlas vulnerables a las acciones dinámicas. Algunos de los errores más comunes identificados en la práctica constructiva de estructuras de mampostería confinada son los siguientes (Jean, 2007):

- Separación excesiva de castillos (más de 4 m);
- Ausencia de dalas;
- Anclaje nulo o insuficiente del refuerzo longitudinal de castillos y dalas;
- Separación excesiva entre estribos de castillos;
- Baja resistencia de las piezas;
- Colados inadecuados de castillos (interiores y exteriores);

- Cuantías de acero de refuerzo menores que las especificadas en la norma vigente;
- Ausencia de cerramientos en aberturas de puertas y ventanas;
- Colocación de instalaciones dentro de los muros de carga que impiden el flujo natural de fuerzas;
- Falta de mortero en juntas verticales y horizontales; y,
- Falta de penetración de mortero en alveolos de piezas multiperforadas.

La ausencia de confinamiento en aberturas (puertas y ventanas) provoca concentración de esfuerzos en las esquinas y, por lo tanto, concentraciones de daño. La falta de penetración del mortero en los alveolos y juntas disminuye la resistencia a tensión diagonal de las piezas (Hernández *et al.*, 1976). Las ranuras en muros para paso de instalaciones provocan menor resistencia a cargas laterales debido a que el área total del muro se ve disminuida. Si la calidad de las piezas no es supervisada, pueden suponerse resistencias mayores de diseño que las reales, tal que la capacidad de la estructura sea insuficiente durante eventos sísmicos significativos. Los defectos y errores constructivos mencionados pueden provocar una disminución en la capacidad resistente y deformación de los muros. El comportamiento puede ser deficiente como el observado en la mampostería no reforzada.

En décadas recientes, se han efectuado ensayos de tipo cuasiestático en muros aislados y sistemas de muros a escala natural que han aportado información valiosa sobre el comportamiento de la mampostería confinada ante cargas laterales y verticales. Sin embargo, no se tienen suficientes antecedentes acerca del comportamiento sísmico y nivel de seguridad de estructuras tridimensionales de mampostería confinada ante excitaciones dinámicas controladas, como las que se pueden aplicar con una mesa vibradora.

En un programa experimental que se inició en el año 2000, se ensayaron edificios de mampostería confinada de uno, dos y tres niveles a escala reducida en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. En su diseño y construcción se siguieron los requisitos aplicables de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2004. Los modelos representaron prototipos comúnmente empleados para viviendas unifamiliares y multifamiliares construidos por el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores (INFONAVIT) en la República Mexicana, los cuales han sido diseñados y construidos conforme a la práctica vigente en la Ciudad de México.

El objetivo fundamental del programa experimental mencionado ha estado enfocado a:

- Obtener datos que permitan evaluar el comportamiento sísmico de viviendas de diferentes niveles;
- Cuantificar valores de ductilidad y sobre resistencia;
- Obtener desplazamientos y resistencias de diseño para compararlos con la norma vigente;
- Proponer modificaciones a la norma para satisfacer los requisitos de diseño para vivienda en peligro sísmico; y,
- Proponer una metodología de diseño basada en desplazamientos para diferentes niveles de desempeño (estados límite).

La construcción y ensaye de un modelo de cinco niveles completaría el programa experimental que se planteó realizar hace algunos años. Éste es el objetivo del estudio de esta tesis. La propuesta considera que la geometría del modelo sea similar a la de las estructuras ensayadas anteriormente, salvo un ajuste de escala por restricciones de peso y altura en la mesa vibradora. Se propuso que durante la campaña experimental se aplicaran métodos de evaluación no destructiva, así como pruebas de vibración ambiental, con el fin de determinar los periodos naturales de vibración y el amortiguamiento del espécimen antes de ser sometido a acciones dinámicas. Se planteó que el modelo fuera ensayado bajo registros acelerográficos medidos y simulados, de intensidad creciente. Igualmente, se propuso que, durante el ensaye, se midiera la respuesta y se identificaran los distintos niveles de desempeño y los estados de daño que caracterizan a la mampostería confinada, es decir, agrietamiento, resistencia y carga última.

Los resultados obtenidos permitirán verificar, entre otros aspectos, las distorsiones permisibles establecidas en la versión 2017 de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) y estudiar una posible disminución de la contribución al cortante de muros de planta baja y primer piso sujetos a demandas de flexión y carga axial. Permitirá avanzar también en el conocimiento del comportamiento de este tipo de estructuras, con miras a mejorar los modelos numéricos y las propuestas de modelos basados en desempeño.

El espécimen de cinco niveles fue construido con un sistema de muros de carga de mampostería de tabique rojo recocido confinados por castillos y dalas de concreto reforzado los cuales, a su vez, soportaban los entresijos compuestos por losas macizas -prefabricadas y coladas en sitio- de concreto reforzado. La estructura se desplantó sobre una cimentación formada por dalas de concreto reforzado bajo cada uno de los muros y

dispuestas sobre vigas metálicas atornilladas a la mesa vibradora. La obtención de las dimensiones del modelo a escala reducida se realizó utilizando los conceptos de similitud para modelos dinámicos por resistencia máxima. El modelo se construyó con los mismos materiales que el prototipo, sin cambios en sus propiedades mecánicas, únicamente se redujeron las dimensiones (tabiques, acero de refuerzo y concreto), según el factor de escala determinado.

El modelo fue profusamente instrumentado con la finalidad de conocer su comportamiento estructural a nivel local y global. Se utilizaron transductores de aceleración, de desplazamiento y de deformación, integrados por un sistema digital de lectura especialmente diseñado para el ensaye. El modelo se sometió inicialmente a una serie de ensayos de vibración libre para determinar sus propiedades dinámicas. Posteriormente, se sometió a excitaciones dinámicas reproducidas en la mesa vibradora que correspondían a una serie de acelerogramas sintéticos y registrados, de distintas intensidades.

Los datos obtenidos se analizaron en el dominio del tiempo y de la frecuencia (análisis de Fourier). Mediante el análisis de las señales se obtuvieron los modos de vibrar de la estructura, el amortiguamiento viscoso equivalente, la respuesta histerética, la degradación de rigidez y de resistencia, la disipación de energía, los efectos de torsión, amplificaciones y deamplificaciones, entre otros. La respuesta obtenida experimentalmente se comparó con la respuesta esperada según la norma vigente. Adicionalmente, se comparó con predicciones analíticas que consistieron en la elaboración de modelos elásticos con rigideces degradadas y amortiguamientos ajustados.

## **1.2 Estado del arte de la mampostería confinada**

En esta sección se presenta un resumen de algunas investigaciones sobresalientes sobre comportamiento sísmico de estructuras de mampostería confinada, desde la década de 1960. Los aspectos que se han estudiado por diversos autores incluyen: la calidad de las piezas empleadas, las dimensiones del muro, la relación de aspecto, el tipo y la cantidad de acero de refuerzo tanto en la mampostería como en los elementos confinantes, el grado de acoplamiento entre muros, el efecto de la carga vertical, las degradaciones de resistencia y rigidez ante cargas alternadas, la capacidad de disipación de energía y de ductilidad, el efecto de las aberturas y su refuerzo, entre otros.

### *Efecto de la densidad de muros*

La densidad de muros es un parámetro que tiene una influencia significativa en el comportamiento sísmico de estructuras de mampostería confinada. La correlación entre el grado de daño y el índice de densidad de muros indica que daños importantes corresponden a edificaciones con una baja densidad de muros y hay una clara tendencia a la disminución del daño, a medida que aumenta el valor de la densidad de muros. En algunos casos, una distribución asimétrica de los muros puede generar efectos de torsión importantes (Meli, 1994). La densidad de muros puede calcularse como el área transversal de muros en cada dirección, dividida entre la superficie total en planta del edificio. En México, se desarrolló un procedimiento simplificado para determinar la densidad requerida de muros para cada dirección, en edificios cuya resistencia lateral está gobernada por efectos de corte (Meli, 1994).

### *Efecto del tipo de piezas y calidad del mortero*

Diversos estudios han demostrado que la resistencia lateral de la mampostería confinada depende de manera importante de la resistencia de las piezas y del mortero utilizado (Alcocer y Klingner, 1994). San Bartolomé (1983) estudió correlaciones entre resultados del ensaye a carga lateral de 12 muros de mampostería confinada a escala real con los obtenidos de pilas y muretes con diferentes tipos de piezas y morteros. En 1970, Meli realizó numerosos ensayos para determinar la resistencia a compresión simple y curvas esfuerzo-deformación de pilas de mampostería formadas por diferentes combinaciones de piezas y morteros.

### *Efecto de los castillos*

En diversos experimentos se ha demostrado que la contribución de los castillos a la carga al agrietamiento es casi nula, pero tiene un efecto muy importante en la capacidad de deformación lateral, ductilidad y estabilidad estructural una vez que el muro se ha agrietado (Meli, 1968). La reducción de la separación de estribos en los extremos de los marcos mejora la estabilidad del muro y la ductilidad, aun cuando el muro esté agrietado (Alcocer y Klingner, 1994). En Perú, San Bartolomé y Valle (1980) estudiaron el efecto de los estribos en los extremos de marcos de confinamiento en cuatro muros a escala real ante carga lateral cíclica. En 1968, Meli y Salgado ensayaron 12 muros de mampostería confinada cuyas variables fueron las condiciones de carga, tipo de piezas y características de los castillos (ahogados o exteriores). En 2003, en la Universidad Autónoma de Nuevo León, se

ensayaron ocho muros de mampostería confinada para estudiar la incidencia del tipo de armado y distribución de estribos en elementos de confinamiento. En Venezuela (2004), se ensayaron cuatro muros de mampostería confinada ante carga cíclica reversible y carga axial constante para evaluar el efecto de los castillos en su comportamiento.

#### *Efecto del refuerzo horizontal*

Estudios experimentales han demostrado que el refuerzo horizontal, con cuantías y anclaje adecuados, permite que el muro tenga mayor capacidad de deformación y que el daño se distribuya de manera más uniforme. Especímenes con refuerzo horizontal han presentado una distribución más uniforme de grietas y mayores resistencias a corte (Alcocer *et al.*, 2003). En 1985, San Bartolomé *et al.*, ensayaron ante carga lateral cíclica 18 muros de mampostería confinada a escala real. Sus principales variables de estudio fueron: el efecto del refuerzo horizontal, la cantidad y el tipo de refuerzo vertical en castillos, el efecto de carga axial y la relación de aspecto en muros confinados. En Japón, entre 1989 y 1995, se ensayaron (en mesa vibradora) en una primera fase, cuatro muros a escala con diferentes cuantías de refuerzo y en la segunda fase, se ensayaron cinco muros a escala con diferentes tipos de piezas y cuantías de refuerzo horizontal. Dos de los cinco modelos se construyeron con piezas y tipo de refuerzo mexicanos y el resto de los muros con el sistema japonés. Entre 2000 y 2002, en Japón se ensayaron 12 muros planos de mampostería confinada y 10 en arreglo tridimensional a escala 1:2, para estudiar el efecto del refuerzo usado en países en desarrollo. En Japón (1995), se ensayaron ante carga lateral cíclica y carga axial constante, ocho muros de mampostería confinada a escala construidos con bloques de concreto y diferentes configuraciones de refuerzo. En Argentina (1991), se estudiaron tres muros sin carga axial y relación de aspecto de 1.0 para evaluar la influencia del refuerzo en el comportamiento de la mampostería confinada. En México, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, Esteva (1966) ensayó 28 muros diafragma de mampostería confinada para estudiar el comportamiento en ensayos cíclicos controlados por deformación. En 1976, Hernández y Meli ensayaron 15 muros confinados y reforzados para evaluar la influencia del refuerzo en la resistencia y ductilidad de muros ante cargas laterales alternadas. Alcocer y Aguilar (1996), ensayaron antes carga cíclica lateral cuatro modelos a escala natural, de muros de mampostería confinadas y reforzados horizontalmente. El objetivo fue evaluar la contribución del acero horizontal a la resistencia y la capacidad de deformación de la mampostería.

### *Relación de aspecto*

La relación de aspecto es una característica que determina el comportamiento inelástico de la mampostería confinada. Generalmente, se describe como la relación ( $M/VL$ ). Entre más grande el cociente, para muros en volado, más importantes se vuelven los efectos de flexión para el comportamiento. En 2004, en el CENAPRED, Flores, Mendoza y Reyes, ensayaron muros a escala natural de mampostería confinada con aberturas al centro. Entre 2003 y 2004, en Chile, se ensayaron 16 muros de mampostería confinada a escala natural con diferentes tipos de aberturas. Hidalgo *et al.* (1978 y 1979) y Chenet *et al.* (1978) ensayaron 80 muros a escala natural de mampostería reforzada utilizando como principales variables el tipo de mampostería, la carga vertical, la cuantía de refuerzo, tanto horizontal como vertical, y la relación de aspecto. Los muros se ensayaron en tres series, cada una con distinta relación de aspecto,  $H/L = 0.5, 1$  y  $2$ , respectivamente. Pérez Gavilán, Flores y Alcocer (2012) ensayaron siete muros de mampostería confinada de barro a escala natural con relaciones de aspecto ( $H/L$ ) que fueron desde 0.3 hasta 2.2.

### *Efecto de la carga axial*

La carga axial contribuye a incrementar la resistencia por corte, pero produce una mayor degradación en el muro en el intervalo inelástico, así como una disminución en la capacidad de deformación inelástica. En Colombia (1990) se estudió el efecto de corte en nueve muros sin carga axial, con relación de aspecto igual a 1.5. En Chile, entre 1990 y 1995, se ensayaron 22 muros de mampostería confinada a escala real ante carga cíclica reversible y carga axial.

### *Modelos tridimensionales*

En 1988, San Bartolomé y otros, realizaron un ensaye pseudo-dinámico en un edificio de cinco pisos a escala natural construido con mampostería confinada de bloques de concreto. En 1989, San Bartolomé y Quiun desarrollaron ensayos dinámicos y pseudo-dinámicos en un edificio de mampostería confinada de tres pisos a escala. En 2003, el Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres ensayó un modelo de mampostería confinada de piezas de fabricación artesanal a escala real de dos niveles. En China (1988), Bolong, Mingshun y Deyuan, ensayaron en mesa vibradora edificios de cinco pisos a escala construidos con mampostería simple y confinada ante acciones dinámicas. En Europa, en Eslovenia (1995), Tomazevic *et al.*, ensayaron tres especímenes ante carga lateral y carga vertical a escala 1:5 y en 1966 y 2004, se ensayaron dos modelos de edificios

de tres niveles a escala con mampostería confinada. El objetivo fue verificar la validez de los factores de comportamiento sísmico especificados en el Eurocódigo. En la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda, entre 2000 y 2002, se ensayaron edificios de tres niveles a escala 1:5 con dispositivos de disipación de energía. En 2005, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se discutió el comportamiento dinámico de modelos de edificios de mampostería confinada ensayados en mesa vibradora de uno, dos y tres niveles. Los especímenes correspondían a modelos a escala 1:2 de edificaciones comunes de mampostería confinada de bajo costo. Los modelos fueron sujetos a una serie de excitaciones sísmicas características de la zona de subducción del Pacífico mexicano. De los resultados observados y registrados, se identificaron los mecanismos resistentes; la capacidad estructural fue evaluada en términos de resistencia, rigidez, deformación y disipación de energía (Arias J.G. *et al.*, 2004).

### **1.3 Tipos de ensaye para estructuras de mampostería confinada**

Los ensayos en laboratorio son una herramienta fundamental para estudiar y comprender el comportamiento de los materiales y de las estructuras con el fin de desarrollar y validar los modelos analíticos. El avance en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales, el estudio de leyes de similitud para prototipos y modelos a escala reducida, la instrumentación y las técnicas de control, permiten realizar ensayos de modelos a escala reducida y a escala natural, que brindan resultados útiles para los fines señalados.

Un modelo estructural puede definirse como la representación física idealizada de una estructura o una parte de ella, especialmente diseñado y construido para estudiar su respuesta en términos de desempeño, ante un conjunto de acciones determinadas. Los modelos en ingeniería estructural pueden construirse a escala natural o a escala reducida, dependiendo principalmente de las limitaciones físicas de los laboratorios de ensayo, los costos involucrados, y la rapidez y facilidad constructiva.

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción de modelos deben conocerse para poder predecir analíticamente el comportamiento de la estructura por ensayar, así como para construir modelos que sean representativos de las edificaciones que se realizan en la práctica constructiva vigente. Los valores de las resistencias de los materiales pueden obtenerse mediante ensayos sencillos estandarizados en laboratorio, como se describirá más adelante. En el caso de la mampostería confinada, del ensaye de pilas, se puede obtener la resistencia a la compresión simple y el módulo de elasticidad de

la mampostería. Y como resultado de ensaye de muretes aislados, pueden obtenerse resistencias a compresión diagonal y módulo de cortante. Sin embargo, es necesario ensayar muros de mampostería completos o modelos tridimensionales para conocer el comportamiento global ante esfuerzos combinados de compresión, cortante y flexión originados por sollicitaciones laterales.

Existen tres técnicas de ensaye de modelos estructurales: el ensaye cuasiestático, el ensaye dinámico y el ensaye pseudo-dinámico (Calvi *et al.*, 1996). El ensaye cuasiestático consiste en aplicar fuerzas o desplazamientos puntuales al espécimen de prueba por medio de actuadores (gatos hidráulicos) anclados a una estructura de reacción. En estructuras de mampostería usualmente se realiza el ensaye ante cargas cíclicas en dos fases: en la primera, las deformaciones son controladas por una carga creciente hasta alcanzar el primer agrietamiento diagonal y en la segunda fase, las deformaciones son controladas por desplazamientos. El ensaye dinámico consiste en inducir desplazamientos en la base del espécimen a través de un sistema llamado "mesa vibradora". Éste se compone por una plataforma accionada por actuadores cuyos movimientos son controlados por sistemas automatizados. En este caso, los movimientos impuestos provienen de una historia de aceleraciones o desplazamientos que corresponden a un sismo sintético o a un movimiento registrado. En el ensaye pseudo-dinámico, por otro lado, el modelo es representado por un sistema simple masa-resorte para el cual se integra la ecuación diferencial de movimiento con el fin de obtener su respuesta. La fuerza restauradora del sistema corresponde a la medida directamente de un ensaye que se realiza simultáneamente. El desplazamiento que se le impondrá al modelo en un intervalo de tiempo dado se calcula por medio de un sistema de cómputo en línea, como la diferencia entre el valor medido y el valor calculado al integrar la ecuación diferencial.

Los ensayos en mesa vibradora representan la mejor aproximación a las condiciones reales impuestas por los sismos en estructuras de mampostería. Los patrones de daño y los mecanismos de falla obtenidos durante el ensaye del modelo deben ser similares a los observados en el prototipo (Alcocer *et al.*, 1999). Entre las principales ventajas que se pueden mencionar de ensayos dinámicos en mesa vibradora son que: las fuerzas y desplazamientos inducidos son generados por la respuesta dinámica de la estructura, las fuerzas de inercia y los modos de falla se pueden distribuir adecuadamente en los muros y los daños asociados a cargas fuera del plano pueden reproducirse correctamente. Si bien las pruebas en mesa vibradora presentan limitaciones físicas en cuanto al tamaño, peso y

rigidez de los modelos a ensayar -que conducen a usar los modelos a escala reducida- el desarrollo tecnológico actual permite la instalación y operación de mesas vibradores de mayores dimensiones, capacidades y niveles de confiabilidad.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM cuenta con una mesa vibradora (MV-II) ubicada en el Edificio 9, dentro de la Reserva Ecológica del Pedregal de San Ángel (REPSA). Entre sus características físicas destacan, entre otras: una superficie cuadrada de 4 x 4 m con orificios a cada 15 cm para fijar los especímenes, una altura libre de 5.50 m y una capacidad máxima de carga de 20 tf (200 kN). La mesa vibradora cuenta con cuatro actuadores (gatos hidráulicos) horizontales y cuatro verticales. El sistema de control, de tecnología digital, permite controlar en tiempo real cinco grados de libertad: dos desplazamientos (longitudinal y vertical) y tres rotaciones. Las características principales de la mesa vibradora se presentan en la Tabla 1.1.

*Tabla 1.1. Características principales de la MV-II de la UNAM*

<b>Concepto</b>	<b>Valor / característica</b>
Superficie	4 x 4 m
Peso propio	8.5 tf (85 kN)
Material	Aluminio
Grados de libertad	5
Capacidad de carga máxima	20 tf (200 kN)
Actuadores horizontales	4 de 10 tf (100 kN)
Actuadores verticales	4 de 20 tf (200 kN)
Aceleración horizontal máxima	1.2 g (con modelo de 20 tf [200 kN])
Aceleración vertical máxima	2 g (con modelo de 20 tf [200 kN])
Velocidad horizontal máxima	1,100 mm/s
Velocidad vertical máxima	300 mm/s
Desplazamiento horizontal máximo	± 15 cm
Desplazamiento vertical máximo	± 7.5 cm
Intervalo de frecuencia	0.10 a 50 Hz

### 1.4 Leyes de similitud

La mayoría de los trabajos experimentales desarrollados hasta ahora utiliza modelos de mampostería a escala reducida. En algunos casos, los modelos han sido construidos a escala natural con la desventaja de que están compuestos únicamente por muros aislados. Recientemente, se planteó la necesidad de determinar la respuesta sísmica de la mampostería considerándola como un sistema estructural completo. Para ello, el efecto tridimensional ofrece una alternativa para evaluar el desempeño sísmico, ya que se considera el efecto del sistema de piso como diafragma rígido, así como la interacción con otros elementos como mochetas, pretilas y aberturas (Sánchez, 1998).

Las leyes de similitud o escala constituyen el fundamento de la teoría de modelación y son usadas para diseñar, ensayar e interpretar los resultados de un modelo en estudio. Los requerimientos de similitud establecen relaciones entre las cantidades físicas del modelo y el prototipo, en cuanto a geometría, materiales, condiciones de frontera, condiciones de carga y respuesta estructural. Dichas relaciones son derivadas a partir de un análisis dimensional y se establecen de tal forma que el comportamiento del prototipo pueda ser expresado como una función directa del comportamiento observado en el modelo por medio del factor de escala.

Dependiendo del fenómeno físico estudiado y/o del ensaye a realizar, se pueden establecer diferentes leyes o modelos de similitud. Existen dos casos de modelación dinámica de estructuras: el modelo de similitud completa y el modelo de similitud simple (Tomazevic y Velechovsky, 1992).

En el modelo de similitud completa, los materiales son especialmente fabricados para que su diagrama esfuerzo-deformación se encuentre escalado geométricamente en la dirección de los esfuerzos ( $S_\sigma = S_l$ ). En la Fig. 1.1 se muestra cómo la resistencia del modelo debe ser reducida por el factor de escala, mientras que su deformación permanece igual a la del prototipo ( $S_\epsilon = 1$ ). Los materiales del modelo deben tener el mismo peso específico ( $S_\gamma = 1$ ), igual relación de Poisson ( $S_\nu = 1$ ), y mismo amortiguamiento ( $S_\xi = 1$ ) que los materiales del prototipo. La ventaja es que la aceleración aplicada al modelo es la misma que la del prototipo, y la desventaja radica en las dificultades que implica fabricar los materiales modificados.

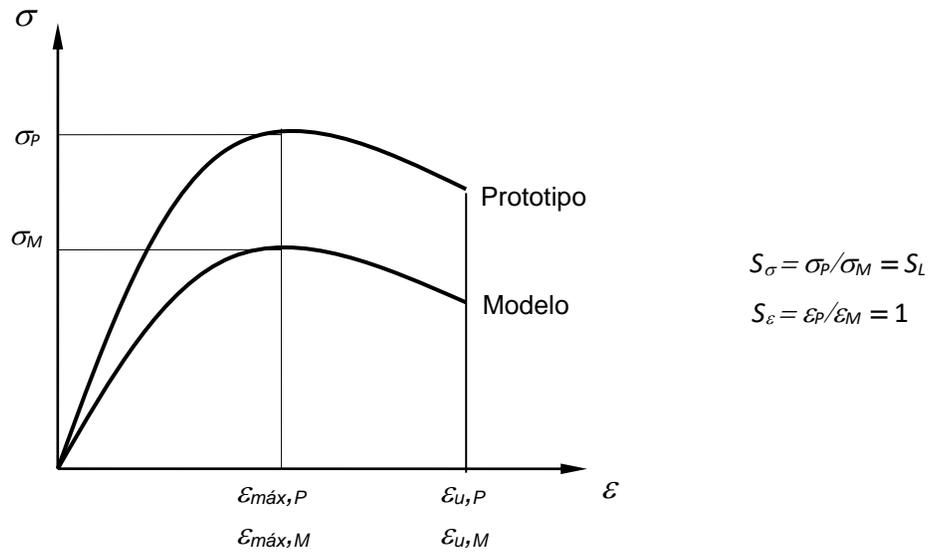


Fig. 1.1. Relación esfuerzo deformación para modelo de similitud completa

En el modelo de similitud simple, los modelos son construidos con los mismos materiales que el prototipo ( $S_\sigma = 1$  y  $S_\varepsilon = 1$ ), sin cambios en sus propiedades mecánicas, únicamente varían sus dimensiones, como se muestra en la Fig. 1.2. Sin embargo, la aceleración aplicada al modelo debe ser escalada por el inverso del factor de escala elegido, por lo que la aceleración del modelo siempre será mayor que la del prototipo.

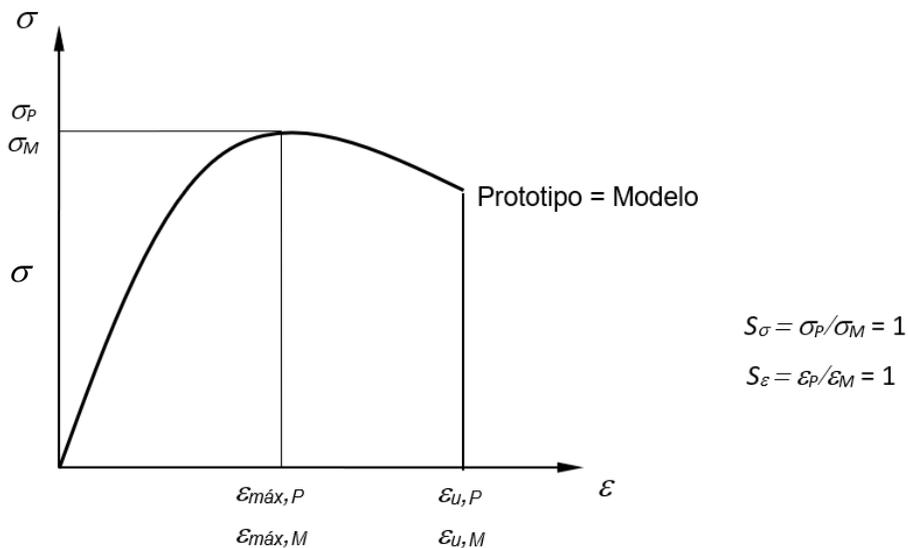


Fig. 1.2. Relación esfuerzo deformación para modelo de similitud simple

En la Tabla 1.2 se presentan los factores de escala que se utilizan para representar el comportamiento dinámico de las estructuras, tanto para modelos de similitud completa y similitud simple. El modelo construido como parte de este proyecto experimental se construyó escala 1:2.4 ( $S_L=0.42$ ) con el método de similitud simple.

Tabla 1.2. Factores de escala para modelos en condiciones dinámicas

Unidad	Expresión	Similitud completa	Similitud simple
Longitud (L)	$S_L = L_P / L_M$	$S_L$	$S_L$
Deformación ( $\epsilon$ )	$S_\epsilon = \epsilon_P / \epsilon_M$	1	1
Resistencia (f)	$S_f = f_P / f_M$	$S_L$	1
Esfuerzo ( $\sigma$ )	$S_\sigma = f_P / f_M$	$S_L$	1
Módulo de elasticidad (E)	$S_E = S_\sigma / S_\epsilon$	$S_L$	1
Peso específico ( $\gamma$ )	$S_\gamma = \gamma_P / \gamma_M$	1	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 S_f$	$S_L^3$	$S_L^2$
Tiempo (t)	$S_t = S_L (S_\gamma S_\epsilon / S_f)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	$S_L$
Frecuencia ( $w$ )	$S_w = 1 / S_t$	$1 / (S_L)^{1/2}$	$1 / S_L$
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L S_\epsilon$	$S_L$	$S_L$
Velocidad (v)	$S_v = S_\epsilon (S_f / S_\gamma)^{1/2}$	$(S_L)^{1/2}$	1
Aceleración (a)	$S_a = S_f / (S_L S_\gamma)$	1	$1 / S_L$
Masa (m)	$S_m = S_\gamma S_L^3$	$S_L^3$	$S_L^3$
Amortiguamiento ( $\xi$ )	$S_\xi = \xi_P / \xi_M$	1	1
Módulo de Poisson ( $\nu$ )	$S_\nu = \nu_P / \nu_M$	1	1
Momento (M)	$S_M = S_f S_L^3$	$S_L^4$	$S_L^3$
Energía (EN)	$S_M = S_f S_L^3$	$S_L^4$	$S_L^3$
Coeficiente sísmico (c)	$S_c = S_a$	1	$1 / S_L$

### 1.5 Objetivos de la investigación

La construcción y ensaye del modelo de cinco pisos forma parte de un proyecto integral que comprende la construcción y ensaye de modelos de uno, tres y cinco pisos. El objetivo general de la investigación es estudiar el comportamiento sísmico de viviendas de

mampostería confinada en México mediante ensayos dinámicos en la mesa vibradora. Los objetivos particulares de esta tesis son:

- Analizar, diseñar y construir un edificio de mampostería confinada de cinco niveles a escala reducida.
- Ensayar el modelo con métodos de evaluación no destructiva, vibración ambiental y registros de aceleración.
- Calcular la respuesta esperada para comparar con la medida a partir de modelos numéricos disponibles.
- Comparar la respuesta medida con la calculada, así como con lo establecido en los requisitos de las NTC-M.
- Identificar los mecanismos resistentes de acuerdo con los resultados registrados y observados.
- Evaluar la capacidad estructural del modelo en términos de resistencia, rigidez, capacidad de deformación y energía disipada.
- Proponer criterios que contribuyan a los estudios dirigidos a la actualización de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) 2017.

### **1.6 Organización del documento**

En el capítulo 2 de este documento se presenta la fase del programa experimental; en éste se describen las características físicas y geométricas del prototipo y del modelo, los materiales empleados y sus propiedades mecánicas, el sistema estructural empleado, el proceso constructivo del modelo, la instrumentación, así como las predicciones analíticas que se elaboraron para comparar los resultados con los obtenidos experimentalmente. El capítulo 3 contiene los resultados experimentales obtenidos mediante las pruebas de vibración ambiental y ensayos dinámicos. Se describen e ilustran los daños y mecanismos de falla, se presentan las propiedades dinámicas del modelo y la respuesta proveniente de la información obtenida con la instrumentación interna y externa. Finalmente, en el capítulo 4 se señalan algunas recomendaciones relevantes y conclusiones derivadas del programa experimental.

## **2. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **2.1 Introducción**

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se inició en el año 2000 un proyecto sobre el comportamiento sísmico de viviendas de mampostería confinada en México, que comprende el ensaye en mesa vibradora de modelos a escala reducida de mampostería confinada de varios niveles.

En una primera etapa del proyecto se construyó y ensayó en mesa vibradora un modelo tridimensional a escala de un nivel (Guerrero, 2003 y Vázquez, 2005). A partir de las observaciones y resultados encontrados, se decidió emprender la segunda etapa del proyecto con la construcción del mismo modelo a escala con tres niveles, manteniendo las características físicas y geométricas empleadas en la etapa anterior (Arias, 2005). Dado el estado final de daño que presentó el modelo de tres pisos, se decidió demoler la planta baja y ensayar el nuevo modelo de dos niveles como tercera etapa (Barragán, 2005). Los resultados obtenidos de los ensayes permitieron calibrar un modelo analítico para predecir la respuesta sísmica de edificaciones de mampostería confinada, siguiendo los conceptos del modelo trilineal planteado por Tomazevic (Sandoval, 2005). La construcción y ensaye de un modelo tridimensional de cinco niveles pertenece a la última fase del programa experimental y es el tema que comprende esta tesis.

### **2.2 Descripción del prototipo**

Con el propósito de definir el prototipo de vivienda que sería utilizado para los ensayes, se requirió estudiar cuidadosamente dos aspectos fundamentales. El primero consistió en definir las características físicas, geométricas y mecánicas del prototipo, de tal modo que fueran representativas de viviendas unifamiliares o multifamiliares construidas en diferentes estados de la República Mexicana, específicamente en aquellos con mayor amenaza sísmica. El segundo aspecto se centró en la definición de la configuración arquitectónica. Las características de los prototipos estudiados debían apegarse a las características físicas y a la capacidad de la mesa vibradora.

Se revisaron más de 150 proyectos de vivienda construidos en diferentes estados de la República Mexicana por el Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores (INFONAVIT). Se integró un banco de datos en el cual se clasificaron los prototipos dependiendo de su ubicación, configuración en planta, tipo de piezas empleadas, densidad

de muros, resistencia de materiales, entre otras (Alcocer *et al.*, 2000). Como resultado de esta revisión, se eligieron configuraciones arquitectónicas y valores representativos para ser utilizados en el diseño de los modelos, como distribución y dimensiones de puertas y ventanas, así como altura de entrepisos. Las dimensiones más comunes para puertas fueron de 0.98 x 2.10 m, para ventanas fueron de 1.00 x 1.20 m y para altura de entrepiso fueron aproximadamente de 2.40 m. La resistencia del concreto para castillos, dalas y losas fluctuaba entre 200 y 250 kg/cm<sup>2</sup> y para el mortero entre 100 y 150 kg/cm<sup>2</sup> (Arias, 2005).

Una vez evaluados los parámetros antes mencionados, se eligió la configuración arquitectónica del prototipo llamado “Rancho Victoria”, como la más cercana a las condiciones deseables a ser reproducidas en los modelos. Su simetría en planta y la configuración de muros fue previamente utilizada en otros ensayos experimentales (Sánchez, 1998) y en la práctica profesional. El prototipo está ubicado en Ecatepec, en el Estado de México. En la Fig. 2.1 se muestran las plantas del inmueble de dos niveles, con dimensiones en planta baja de 9.25 x 7.24 m. Cada nivel aloja dos viviendas separadas por un muro “medianero” cubriendo una superficie total de 67 m<sup>2</sup> por vivienda, considerando que la planta baja y la planta alta de cada vivienda tienen una superficie de 33.50 m<sup>2</sup>.

Para fines de adecuarse a la superficie de la mesa vibradora y a las condiciones del ensayo en laboratorio, se propuso construir un prototipo simplificado con una configuración arquitectónica similar en planta a la del “Rancho Victoria”. Se eligió tener una superficie cuadrada en planta de 7.16 x 7.16 m, generando una superficie total por vivienda de 51.26 m<sup>2</sup>, considerando que la planta baja y la planta alta de cada vivienda tienen una superficie de 25.63 m<sup>2</sup> y que las alturas de entrepiso son de 2.40 m. La estructuración estuvo compuesta por muros de carga de tabique artesanal de barro rojo recocido con dimensiones nominales de 6 x 12 x 24 cm, confinados por castillos y dalas y losas macizas de concreto reforzado de 12 cm de espesor para los entrepisos. Los muros se desplantaron sobre una cimentación formada por vigas de concreto reforzado.

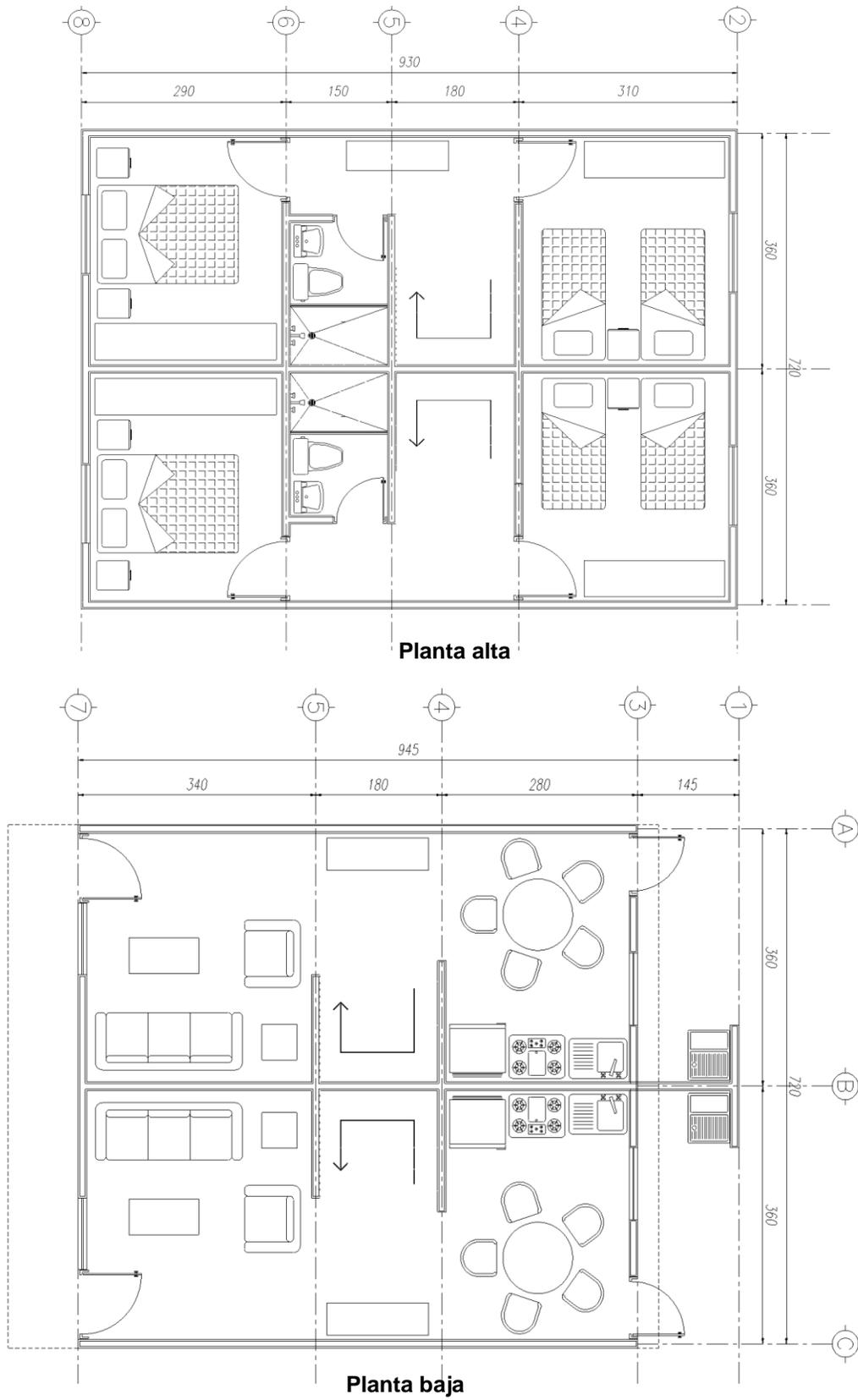


Fig. 2.1. Planta arquitectónica del prototipo Rancho Victoria

Se tomaron en cuenta los posibles modos de falla de los muros para elegir la distribución en planta del modelo “Rancho Victoria” modificado para ser construido y ensayado. En la Fig. 2.2 se muestra que la dirección de estudio (longitudinal, E-O) estuvo compuesta por tres ejes de muros (ejes A, B y C), cuya relación H/L ya fue utilizada en otros ensayos y en la práctica profesional. Las fachadas contaron con muros con aberturas, muros acoplados y muros sensiblemente cuadrados, mientras que el muro medianero ubicado entre los ejes 2 y 3 sobre el eje B sirvió para separar las dos viviendas. En la dirección transversal, se diseñaron muros interiores para delimitar los espacios (ejes 2 y 3) y muros en fachadas con aberturas para permitir el acceso al interior, para dar estabilidad a los modelos y para rigidizar por torsión (ejes 1 y 4). Las escaleras ubicadas entre los ejes A y C no fueron consideradas en este estudio.

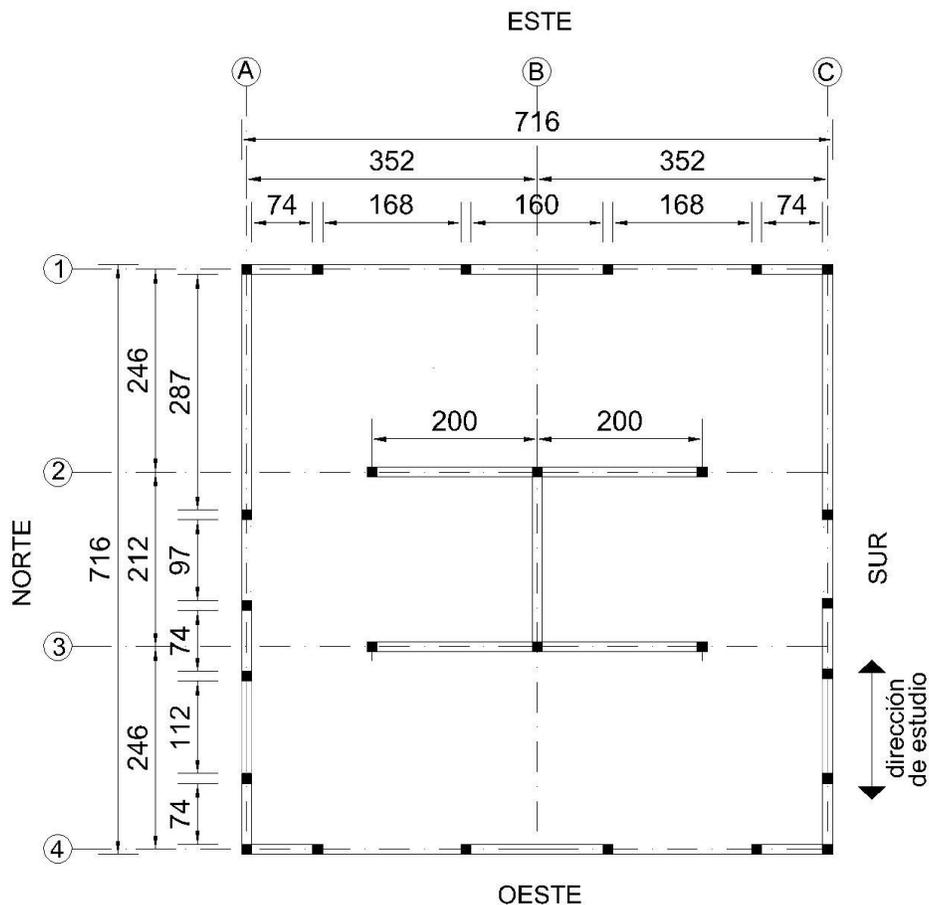


Fig. 2.2. Planta arquitectónica del prototipo

En la Fig. 2.3 se presenta el isométrico del prototipo de cinco niveles. La altura de cada entrepiso fue de 2.40 m y la altura total del edificio fue de 12 m.

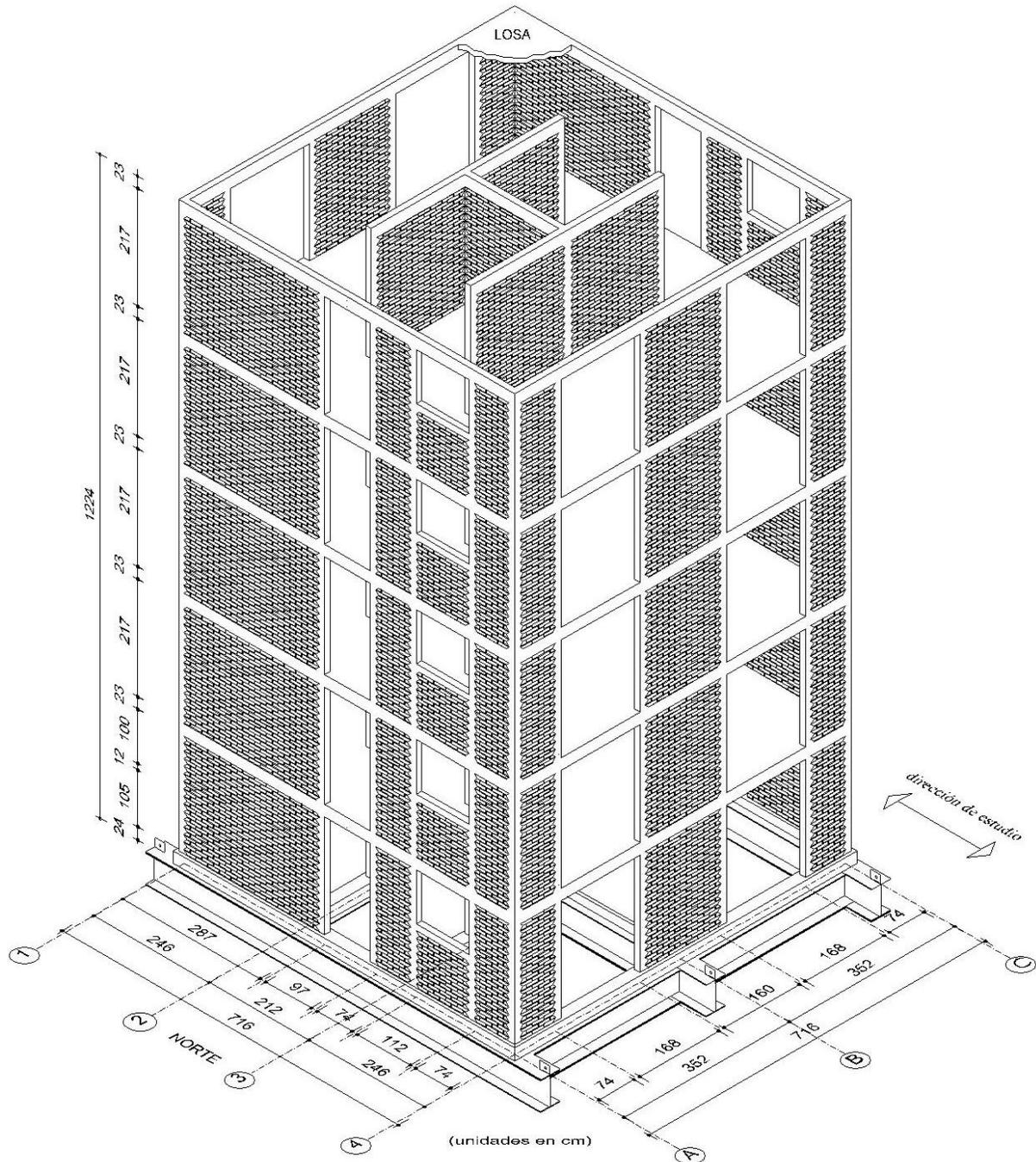


Fig. 2.3. Isométrico del prototipo

Se estableció que la resistencia de diseño para el concreto en castillos, dalas y losas fuera de 200 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que la resistencia del mortero fuera de 125 kg/cm<sup>2</sup>. Estos valores se obtuvieron como representativos de los empleados comúnmente en los edificios de

vivienda construidos por el INFONAVIT (Alcocer *et al.*, 2000). Las barras de refuerzo longitudinales utilizadas en castillos, dalas y losas tenían un diámetro nominal de 3/8" (9.5 mm) con resistencia nominal de fluencia de 4,200 kg/cm<sup>2</sup> (420 MPa). El refuerzo transversal estaba conformado por estribos cerrados de alambrión de 1/4" (6.4 mm) con esfuerzo nominal de fluencia de 2,500 kg/cm<sup>2</sup> (250 MPa). El prototipo se construyó de acuerdo con la práctica vigente, siguiendo los requisitos de diseño y detallado de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-M 2017).

### 2.3 Descripción del modelo

Se eligió construir el espécimen usando la ley de similitud simple como método de modelación, es decir, con los mismos materiales que el prototipo, únicamente modificando las dimensiones. La escala que se utilizó fue de 1:2 para los modelos de uno y tres pisos y de 1:2.4 para el modelo de cinco pisos (esta tesis). Las restricciones físicas de la mesa vibradora determinaron la elección de la escala que fuera más adecuada para cada caso.

Para el edificio de cinco niveles las dimensiones nominales en planta del modelo fueron de 2.98 x 2.98 m, una altura total de 5.20 m y una superficie en planta de 8.88 m<sup>2</sup>. Estas dimensiones se obtuvieron como resultado de dividir las dimensiones del prototipo idealizado entre el factor de escala de 1:2.4. Los muros de carga de tabique rojo recocido fueron confinados por castillos y dalas de concreto reforzado dispuestos en el perímetro de todos los muros y en vanos para puertas y ventanas. El sistema de piso fue resuelto con losas prefabricadas y macizas de concreto reforzado, para los entrepisos y cubierta de azotea, respectivamente, como se explicará más adelante. En la Tabla 2.1. se resumen las características físicas y las propiedades mecánicas de diseño para los materiales del prototipo y del modelo estudiado de cinco niveles.

Como se observa en la Fig. 2.4. la dirección longitudinal (E-O) que corresponde a la dirección de aplicación del sismo, estaba formada por tres ejes de muros; en dos de ellos (fachadas A y C) se definieron aberturas para puertas (40.4 x 90.4 cm) y ventanas (46.7 x 42 cm), mientras que el eje B correspondía a un muro medianero. En la dirección transversal (N-S) el sistema estaba compuesto por cuatro ejes de muros, dos de ellos (fachadas 1 y 4) definían aberturas (70 x 90.4 cm) que arquitectónicamente correspondían a ventanas y que se utilizaron para facilitar el acceso al modelo durante su construcción y ensaye. Los muros sobre los ejes 2 y 3 definieron los espacios interiores de la vivienda. La distribución de

muros fue constante en todos los niveles. La altura de los entrepisos fue de 1 m y la altura total del edificio fue de 5 m, como se muestra en el isométrico de la Fig. 2.5.

*Tabla 2.1. Características físicas y mecánicas de diseño de prototipo y modelo*

<b>Propiedad</b>	<b>Prototipo</b>	<b>Modelo</b>
Área en planta, m <sup>2</sup>	51.28	8.88
Abertura para puerta, cm	97 x 217	40.4 x 90.4
Abertura para ventana, cm	112 x 100	46.7 x 42
Altura de entrepiso, cm	240	100
Dimensiones tabique, cm	6 x 12 x 24	2.5 x 5 x 10
Junta de mortero, cm	1	0.4
Dimensiones de castillos, cm	12 x 12	5 x 5
Dimensiones de dalas, cm	23 x 12	9.6 x 5
Espesor de losa, cm	12	5
Dala de cimentación, cm	24 x 24	20 x 10
Diámetro acero longitudinal, in (mm)	3/8" (9.5)	5/32" (4)
Diámetro acero transversal, in (mm)	1/4" (6.4)	5/48" (2.6)
Tamaño máximo de grava, in (mm)	3/4" (19)	5/16" (8)
Tamaño máximo de arena, mm	4.76	2
Resistencia nominal del concreto, kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	200 (20)	200 (20)
Resistencia nominal del mortero, kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	125 (12.5)	125 (12.5)
Resistencia nominal del acero, kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	4,200 (420)	4,200 (420)
Resistencia nominal de estribos, kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	2,500 (250)	2,500 (250)

Las tolerancias permisibles durante la construcción se supervisaron cuidadosamente y se verificó que cumplieran con los requisitos especificados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-M 2017). Se verificó que ningún eje de muro estructural distara más de 20 mm del indicado en los planos. Además, se revisó que el desplomo de ningún muro fuera mayor que 0.004 veces su altura ni de 15 mm.

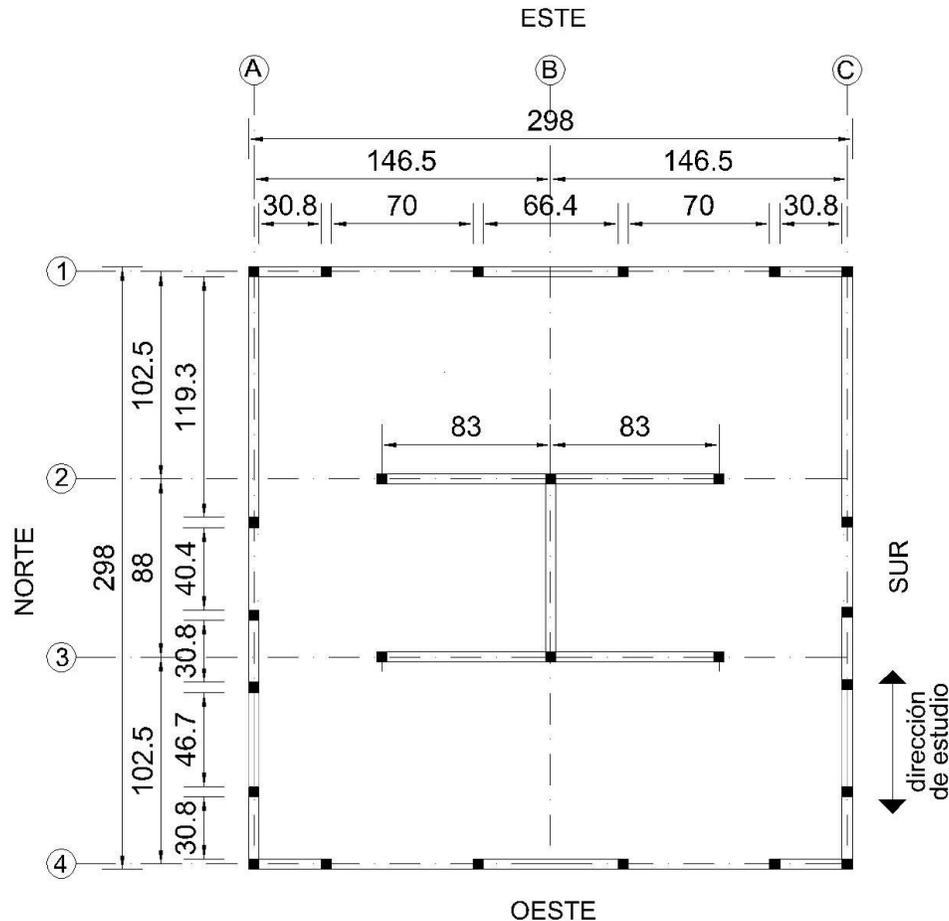


Fig. 2.4. Planta arquitectónica del modelo

## 2.4 Sistema estructural

### 2.4.1 Cimentación

Los muros en planta baja se desplantaron sobre una cimentación formada por dalas de concreto reforzado (20 x 10 cm) dispuestas sobre una parrilla formada por vigas de acero (IR 305 mm x 59.8 kg/m – W 12" x 40 lb/pie). Las dalas se diseñaron y construyeron con concreto de resistencia nominal de 300 kg/cm<sup>2</sup> (30 MPa). Como acero de refuerzo, se utilizaron cuatro barras longitudinales de diámetro 5/32" (3.97 mm) y estribos conformados por barras lisas (alambrán) de 5/48" (2.65 mm) a cada 12.5 cm.

La función de las vigas de acero en la cimentación fue permitir el anclaje del modelo a la mesa vibradora, así como servir como base para la dala de concreto donde se desplantaron los muros de mampostería. El anclaje de las vigas a la plataforma se logró mediante 20 tornillos de alta resistencia A-325 de 32 mm de diámetro (1.25") que se colocaron a cada

60 cm. La resistencia nominal a tensión y cortante de los tornillos fue de  $6,320 \text{ kg/cm}^2$  (620 MPa) y  $4,780 \text{ kg/cm}^2$  (469 MPa), respectivamente. Se diseñaron conectores de cortante para la transferencia de esfuerzos entre la superficie de contacto de la dala de concreto de cimentación y las vigas metálicas. Los conectores fueron perfiles de sección en canal (C76 mm de ala x 6.10 mm de espesor) que fueron soldados al patín superior de las vigas a cada 80 cm.

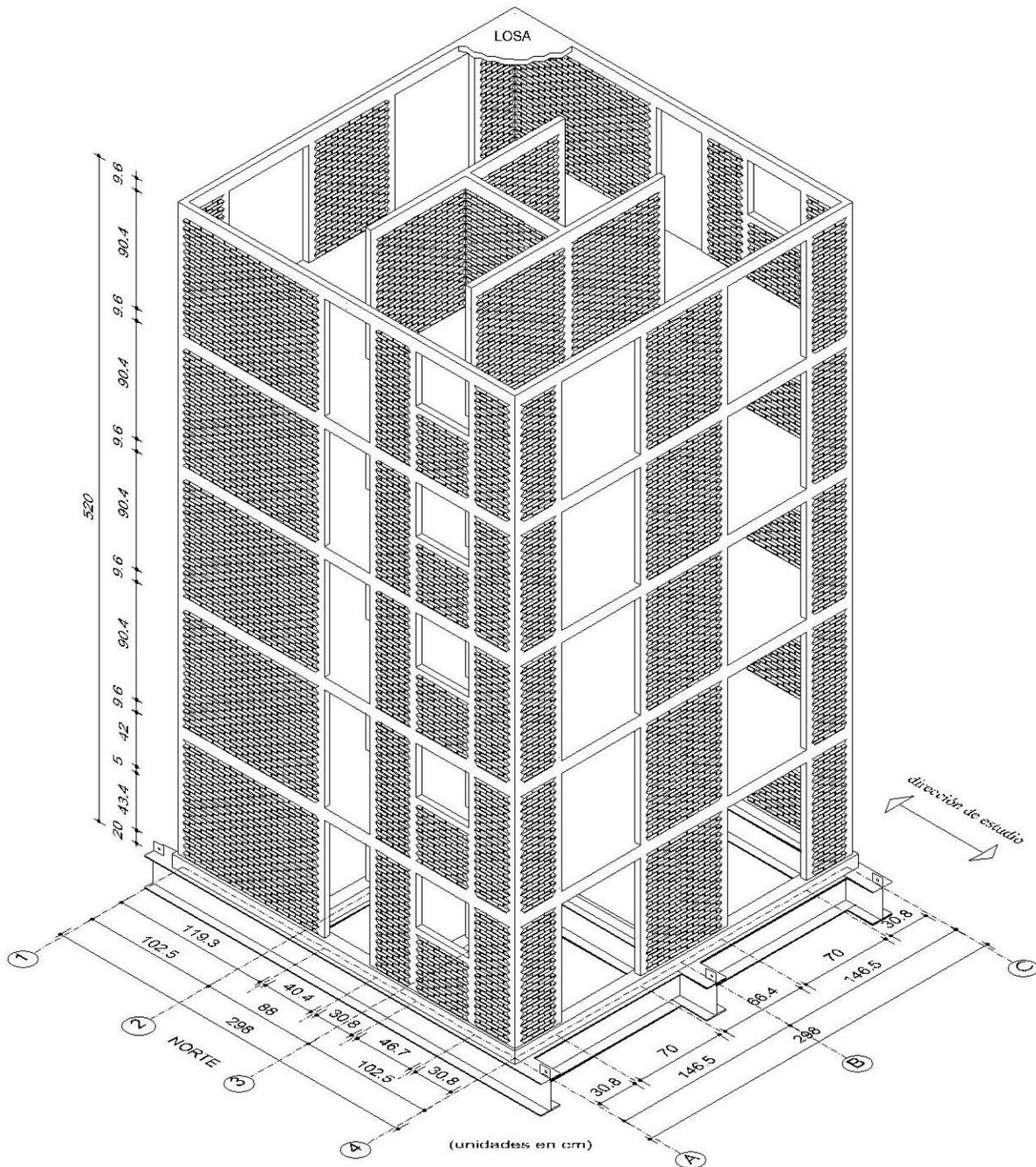


Fig. 2.5. Isométrico del modelo

Se consideró que la dala de cimentación, con sus respectivos conectores de cortante, se comportaría como un sistema de empotramiento perfecto. Sin embargo, durante el ensaye ocurrió un agrietamiento por flexión entre la dala de cimentación de concreto y la viga metálica, por lo que se reforzó con placas metálicas como se describe en la sección 2.7.1.

#### 2.4.2 Muros

Los muros se construyeron con piezas de tabique artesanal rojo recocido de 2.5 x 5 x 10 cm (altura, espesor y ancho). El espesor de las juntas fue de aproximadamente 4 mm con una tolerancia de  $\pm 1$  mm. Todos los muros fueron confinados por castillos y dalas de concreto reforzado, en las esquinas y en vanos de puertas y ventanas. La sección transversal de los castillos fue de 5 x 5 cm y estuvo reforzada longitudinalmente con cuatro barras corrugadas de 5/32" de diámetro (3.97 mm). Los estribos se fabricaron con barras de alambre liso de 5/48" de diámetro (2.65 mm). Debido a que la altura del modelo fue de 5.20 m, fue necesario traslapar el refuerzo longitudinal de los castillos. Se decidió traslapar a la mitad de la altura total del modelo, reduciendo la separación entre estribos en esa zona para garantizar la correcta transmisión de esfuerzos entre concreto y barras y asegurar la continuidad del trabajo del refuerzo. La longitud de los ganchos de anclaje del refuerzo longitudinal de castillos en la dala de cimentación y en la losa de azotea fue de 15 cm. Los dobleces en los extremos de los estribos se hicieron a 135° siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-M 2017).

Para los primeros dos niveles, donde se esperaba que se concentrara la mayor parte del daño, la separación de los estribos en la altura del muro fue variable. La separación fue de 2.5 cm en intersecciones de castillos y dalas y se incrementó a 8.3 cm en el resto de los niveles. La razón por la que se realizó esto fue porque se ha demostrado en investigaciones previas que, cuando se reduce la separación del refuerzo transversal en los extremos de castillos, el comportamiento lateral es más estable y se presenta una mayor capacidad de deformación ante sollicitaciones sísmicas (Hernández y Meli, 1976).

La sección de las cadenas de cerramiento (dalas) fue de 5 x 9.6 cm. Las dalas se reforzaron longitudinalmente con cuatro barras corrugadas de 5/32" de diámetro (3.97 mm) y estribos de 5/48" (2.65 mm) de diámetro a una separación constante de 8.3 cm. En las Figs. 2.6 y 2.7 se muestra la disposición del acero de refuerzo de castillos y dalas en los ejes 1 a 4 y ejes A, B y C del modelo, respectivamente.

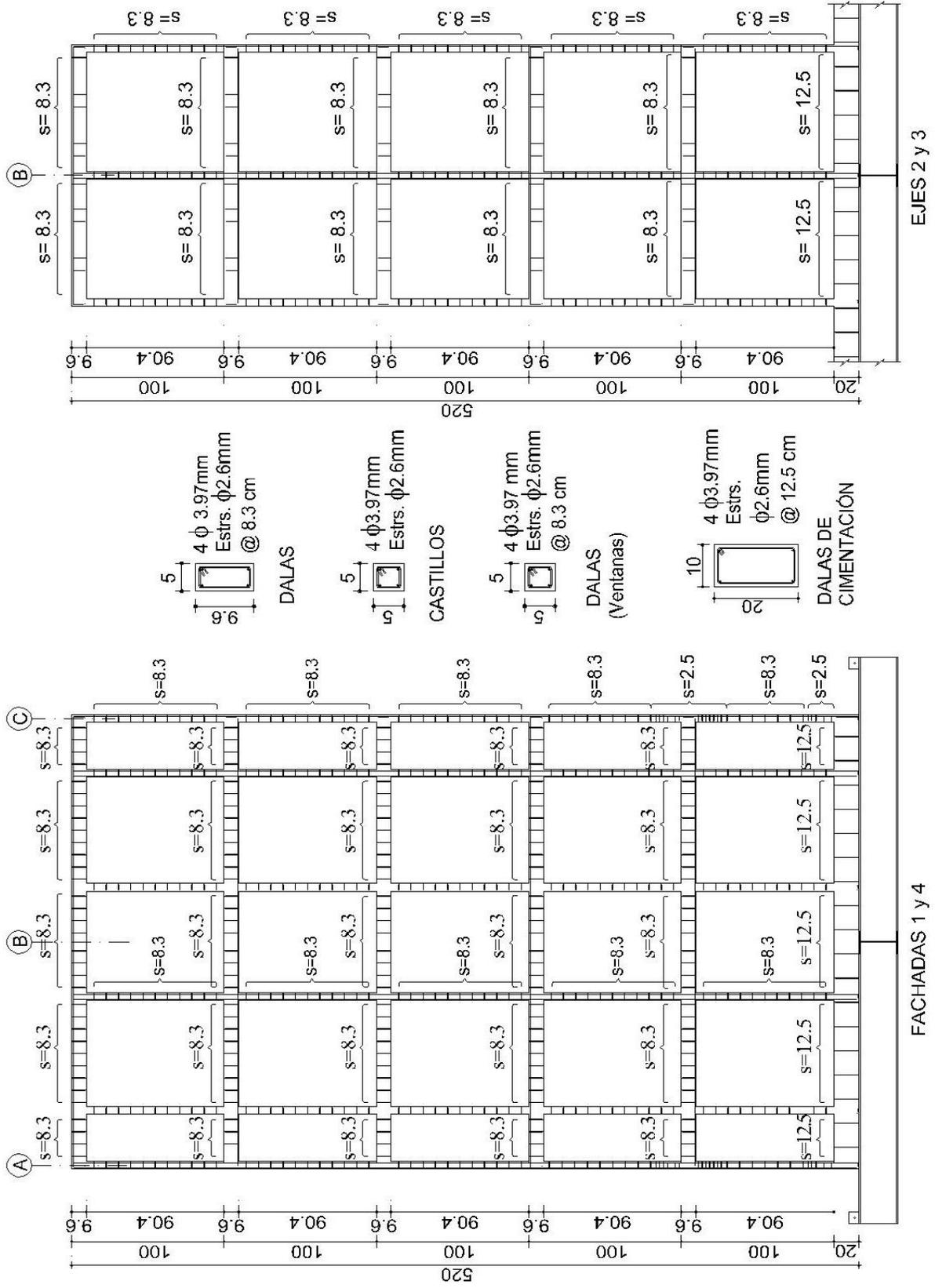


Fig. 2.6. Armados de castillos y dalas (unidades en cm)



### 2.4.3 Sistema de piso

Las losas de entrepiso se construyeron con dos sistemas constructivos distintos: losas prefabricadas macizas de concreto reforzado para los niveles uno al cuarto y losa maciza de concreto reforzado, colada monólicamente con las dalas de cerramiento para el quinto nivel. El objetivo de construir losas prefabricadas fue el de reducir el tiempo del proceso constructivo. El acero de refuerzo de dichas losas se habilitó en el estacionamiento de las instalaciones del laboratorio de la mesa vibradora. Posteriormente, las losas se colaron con concreto premezclado, dejando únicamente sin colar las zonas que se colarían monólicamente con las dalas de cerramiento de los muros. Para poder transportar con grúa las losas tras el colado, se dejaron ahogados seis ganchos de izaje hechos a base de dos barras corrugadas de 5/32" (3.97 mm) de diámetro. Una vez colocada la losa en cada entrepiso, se colaron las conexiones losa-dala de forma monólica. Debido a que la grúa viajera de la mesa vibradora no era capaz de transportar la losa del último nivel por la insuficiente altura libre, el acero de refuerzo de esa losa se habilitó en el modelo y se coló simultáneamente con las dalas de los muros de mampostería para formar una unidad monólica.

Las losas fueron cuadradas con dimensiones en planta de 2.98 x 2.98 m y un espesor uniforme de 5 cm. Las losas se diseñaron para trabajar en dos direcciones. Se revisó que la losa no fallara por punzonamiento ni deflexiones excesivas, siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C 2017). La losa se armó en dos capas y en ambas direcciones con barras corrugadas de 5/32" de diámetro (3.97 mm) a cada 12.5 cm. Por facilidad constructiva y por la corta longitud entre claros, se decidió armar la losa en dos lechos iguales, en vez de dejar bastones para los momentos negativos. El refuerzo fue consistente con la práctica de diseño para viviendas de interés social, donde los prototipos generalmente se diseñan con losas macizas de concreto de 12 cm de espesor reforzadas con barras de 3/8" de diámetro a cada 30 cm en dos direcciones (Alcocer *et al.*, 2000). La disposición del acero de refuerzo en las losas se muestra en las Figs. 2.8 y 2.9.

Las cargas de diseño que se utilizaron para el prototipo fueron de 438 kg/m<sup>2</sup> para los entrepisos tipo y de 508 kg/m<sup>2</sup> para la azotea. Estas cargas corresponden al peso propio, carga viva reducida y peso de plafones, recubrimientos y acabados típicos para casa habitación (RCDF, 2004).

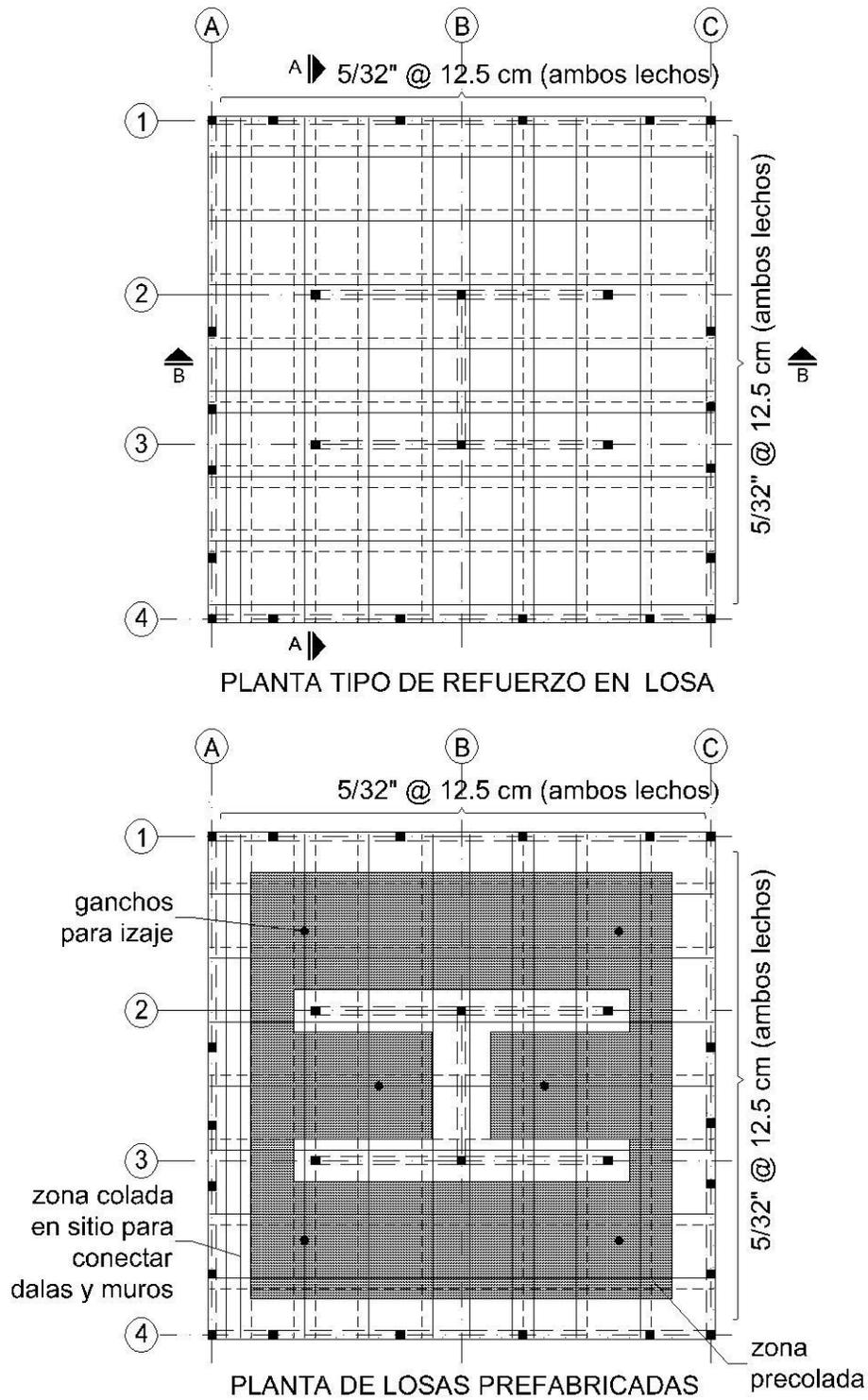


Figura 2.8. Armados de losas de entrepiso y azotea

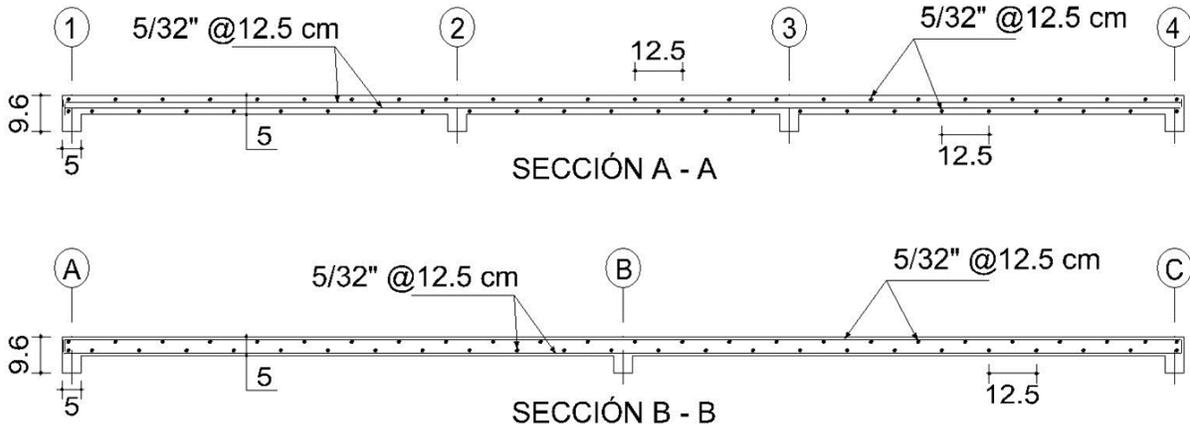


Figura 2.9. Secciones en losas

## 2.5 Materiales

Debido a que se empleó la ley de similitud simple para la construcción del modelo de cinco niveles, se verificó que las propiedades de los materiales empleados fueran iguales a las del prototipo (peso específico, resistencia, curva esfuerzo-deformación, etc.) para cumplir con las características físicas de la escala empleada (1:2.4). Se estudiaron las propiedades mecánicas de los materiales del modelo con el propósito de conocer las características esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, los proporcionamientos más adecuados para las mezclas de concreto y mortero, y el tipo de piezas de barro más idóneo para el experimento.

Las barras del acero de refuerzo empleado en castillos, dalas y losas se sometieron a ensayos de tensión simple en la máquina universal del Laboratorio de Estructuras y Materiales (LEM) del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para obtener las curvas esfuerzo-deformación y verificar que cumplieran con el esfuerzo de fluencia requerido mostrado en la Tabla 2.1. La resistencia a compresión del concreto se obtuvo también en laboratorio mediante pruebas de compresión axial en la máquina universal. Se realizaron ensayos a compresión diametral de los cilindros y ensayos para obtener el módulo de elasticidad. La mampostería se ensayó a compresión axial con especímenes formados por pilas y a compresión diagonal con muretes, ambos fabricados con las piezas que se utilizaron en los muros del modelo.

Los lineamientos que se utilizaron para efectuar los ensayos en laboratorio para cada uno de los materiales se consultaron en las normas vigentes que se enlistan a continuación:

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-M 2017).
- NMX-C-404-ONNCCE-2012 “Piezas para uso estructural” (para obtener la resistencia a compresión axial de los tabiques).
- NMX-C-486-ONNCCE-2014 “Mortero para uso estructural” (para obtener la resistencia a compresión axial del mortero empleado en juntas).
- NMX-C-464-ONNCCE-2010 “Ensayo de muretes y pilas” (para obtener la resistencia a compresión simple y a compresión diagonal de la mampostería).
- NMX-C-159-ONNCCE-2016 “Elaboración y curado de especímenes de ensayo” (para la elaboración de los cilindros de concreto).
- NMX-C-083-ONNCCE-2014 “Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes” (para obtener la resistencia a compresión axial de cilindros de concreto).
- NMX-C-128-ONNCCE-2013 “Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson” (para obtener el módulo de elasticidad de los cilindros de concreto).
- NMX-C-163-ONNCCE-1997 “Determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto” (para obtener la resistencia a tensión de los cilindros de concreto).
- NMX-B-172-CANACERO-2013 “Métodos de prueba mecánicos para productos de acero y hierro” (para obtener curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo).

### 2.5.1 Tabiques

Los muros del modelo se construyeron con tabiques de barro recocido. Los tabiques de barro rojo recocido se fabricaron artesanalmente a escala reducida con el propósito de que fueran similares a los empleados en la construcción de edificaciones de vivienda de mampostería. Considerando el costo, la calidad y la disponibilidad para elaborar los tabiques, se contrataron los servicios de una tabiquera ubicada en Cholula de Rivadabia, en el estado de Puebla. Las piezas fueron elaboradas en moldes utilizando el mismo procedimiento, mano de obra y materiales que los usados para tabiques de dimensiones comerciales. En la Fig. 2.10. se muestran fotografías de la planta de fabricación y de los moldes empleados. Las dimensiones nominales de los tabiques fueron de 2.5 x 5 x 10 cm. Debido al proceso artesanal de su manufactura, se registraron variaciones en las dimensiones de aproximadamente  $\pm 5$  mm. Para unificar el tamaño de las piezas, se pulieron

las caras con ayuda de otra pieza de bloque multiperforado de concreto, hasta que se obtuvieron piezas prismáticas con las dimensiones exactas requeridas.



*Fig. 2.10. Planta de fabricación de tabiques*

Para obtener las características mecánicas de los tabiques usados en el modelo, se realizaron ensayos a compresión simple de un conjunto de piezas elegidas al azar. Las piezas fueron cabeceadas con azufre para asegurar una distribución uniforme de esfuerzos y se ensayaron a compresión simple a una velocidad de carga de 3 tf/min (30 kN/min), como se muestra en la Fig. 2.11. En esta prueba se siguieron los lineamientos establecidos en la norma NMX-C-404-ONNCCE-2012. Los resultados de la resistencia a compresión axial y del peso volumétrico de las piezas se muestran en la Tabla 2.2. Como se puede observar en la tabla, el peso volumétrico promedio de las piezas fue de aproximadamente  $1,700 \text{ kg/m}^3$  ( $17 \text{ kN/m}^3$ ), valor superior al establecido en la Tabla 2.1.1 “Peso volumétrico neto mínimo de piezas” de las NTC-M (2017) que corresponde a  $1,300 \text{ kg/m}^3$  ( $13 \text{ kN/m}^3$ ). La resistencia a compresión de las piezas promedio obtenida ( $\bar{f}_p$ ) fue de  $100 \text{ kg/cm}^2$  ( $10 \text{ MPa}$ ). Este valor es congruente con el valor mínimo permitido para tabiques macizos de arcilla artesanal especificado en las NTC-M (2017), que es de  $90 \text{ kg/cm}^2$  ( $9 \text{ MPa}$ ). La resistencia de diseño ( $f'_p$ ) se calculó con la Ec. 2.1 (NTC-M, 2017), donde  $c_p$  hace referencia al coeficiente de variación de la resistencia de las piezas, que en ningún caso será menor que 0.10.

$$f'_p = \frac{\bar{f}_p}{1+2.5 c_p} \quad (2.1)$$



Fig. 2.11. Ensayo de piezas a compresión simple

Tabla 2.2. Resultados de ensayos a compresión de tabiques del modelo

Pieza	Dimensiones, cm	Peso vol., kg/m <sup>3</sup>	$\overline{f_p}$ , kg/cm <sup>2</sup> (MPa)
1	2.7 x 5.1 x 10.1	1798	113 (11)
2	2.7 x 5.3 x 10.2	1679	88 (9)
3	2.7 x 5.3 x 10.1	1764	114 (11)
4	2.6 x 5.4 x 10	1781	88 (9)
5	2.9 x 5.4 x 10.3	1705	98 (10)
6	2.8 x 5.2 x 10.1	1666	82 (8)
7	2.8 x 5.4 x 10.1	1703	111 (11)
8	2.8 x 5.3 x 10	1584	108 (11)
9	2.7 x 5.4 x 9.9	1663	97 (10)
<b>Promedio</b>	<b>2.7 x 5.3 x 10.1</b>	<b>1705</b>	<b>100 (10)</b>
<b>C.V. (%)</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>12</b>
<b><math>f'_p = 53 \text{ kg/cm}^2 (5.3 \text{ MPa})</math></b>			

$$1 \text{ kN/m}^3 = 100 \text{ kg/m}^3$$

### 2.5.2 Mortero

El mortero que se utilizó para unir las piezas de tabique se diseñó con una resistencia nominal de 125 kg/cm<sup>2</sup>, que corresponde al valor mínimo para un mortero tipo I, que se emplea en elementos estructurales de mampostería (NTC-M 2017). La granulometría de la arena debió ser escalada para tener un tamaño máximo de 2 mm, debido a las limitaciones

en el espesor de las juntas ( $4 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ ). La arena fue cribada para eliminar todo el material que se retuvo en la malla (mayor que 2 mm). Las curvas granulométricas de los agregados cumplen con la norma NMX-C-111-ONNCCE.

Para determinar la resistencia a compresión del mortero utilizado en las juntas de los muros de mampostería, se elaboraron cubos de 5 cm de arista. El muestreo consistió en elaborar seis cubos por cada nivel construido, extraídos al azar de las distintas mezclas que se realizaron durante la construcción. Los cubos de mortero se ensayaron a compresión axial a los 28 días y en una fecha cercana al ensaye del modelo, bajo carga axial monótona a una velocidad de 2 tf/min (20 kN/min), según la norma mexicana NMX-C-486-ONNCCE-2014. El ensaye de cubos de mortero se muestra en la Fig. 2.12. La dosificación que se utilizó para la mezcla de mortero fue de 1: 0.5: 4.5 (cemento hidráulico: cemento de albañilería: arena), siguiendo la Tabla 2.5.1 “Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero dosificado en obra” que se encuentra en la NTC-M (2017). Los resultados de los ensayos se muestran en la Tabla 2.3.



Figura 2.12. Ensaye a compresión de cubos de mortero

Como se puede observar en la Tabla 2.3. la resistencia media a compresión de cubos de mortero ( $\bar{f}_j$ ) fue de  $175 \text{ kg/cm}^2$  (17.5 MPa) a los 28 días, por lo que cumplió la resistencia mínima indicada en la norma que corresponde a  $125 \text{ kg/cm}^2$  para morteros tipo I. La resistencia de diseño ( $f_j$ ) se calculó con la Ec. 2.2 (NTC-M 2017), donde  $c_j$  hace referencia al coeficiente de variación de la resistencia de los cubos, que se tomó igual a 0.20 por ser mortero dosificado y elaborado en obra.

$$f'_j = \frac{\bar{f}_j}{1+2.5 c_j} \quad (2.2)$$

Tabla 2.3. Resultados de ensayos a compresión en cubos de mortero

Nivel	Edad, días	$\bar{f}_j$ , kg/cm <sup>2</sup>	$f'_j$ , kg/cm <sup>2</sup>	C.V., %
1	28	192	128	11
	134	245	163	14
2	28	174	116	7
	119	247	165	11
3	28	143	95	16
	105	209	139	17
4	28	200	133	5
	49	284	190	6
5	28	167	111	10
	33	211	141	13
<b>Promedio</b>	<b>28</b>	<b>175</b>	<b>117</b>	<b>10</b>
	<b>88</b>	<b>239</b>	<b>160</b>	<b>12</b>

### 2.5.3. Mampostería

Para determinar la resistencia a compresión axial ( $\bar{f}_m$ ) y a compresión diagonal ( $\bar{v}_m$ ) de la mampostería, se construyeron pilas y muretes, respectivamente. Se elaboraron 12 pilas y 12 muretes por nivel. La mitad fue ensayada a los 28 días y la otra mitad en una fecha cercana al ensayo del modelo. Para la construcción de las pilas y los muretes se emplearon los mismos materiales usados en el modelo.

#### 2.5.3.1. Pilas

Las pilas estaban formadas por seis piezas sobrepuestas con juntas de mortero del mismo espesor que se utilizó en los muros del espécimen ( $4 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ ). Las dimensiones promedio de las pilas fueron de  $5 \times 10 \times 17 \text{ cm}$  (espesor, base, altura), con el fin de que la relación de esbeltez (altura entre espesor) fuera cercana a cuatro y con ello, poder usar factores correctivos cercanos a la unidad (NMX-C-464-ONNCCE-2010). Las pilas fueron cabeceadas con azufre en sus caras superior e inferior para garantizar una superficie de carga plana y nivelada y asegurar una distribución uniforme de esfuerzos de compresión. Se ensayaron bajo una carga monótona hasta llegar a la falla, a una velocidad de 2 tf/min

(20 kN/min), según la NMX-C-464-ONNCCE. Adicionalmente, se obtuvo el módulo de elasticidad ( $E_m$ ) de la mampostería. Para ello, se colocaron transductores de desplazamiento en su altura como se muestra en la Fig. 2.13. El módulo de elasticidad se calculó a partir de las curvas esfuerzo-deformación unitaria obtenidas durante los ensayos, mediante el criterio de módulo secante al 40% de la resistencia con la ecuación 2.3:

$$E_m = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad (2.3)$$

donde:  $E_m$ : módulo de elasticidad secante de la mampostería;  
 $\varepsilon_2$ : deformación unitaria longitudinal producida por el esfuerzo  $\sigma_2$ ;  
 $\sigma_1$ : esfuerzo correspondiente a la deformación unitaria de 0.00005; y,  
 $\sigma_2$ : esfuerzo correspondiente al 40% de la carga máxima.



Figura 2.13. Ensayo a compresión de pilas de mampostería

Se presentaron tres modos de falla predominantes en las pilas: falla piramidal por compresión al centro de la pila, falla por cortante en el lado corto y falla por aplastamiento, explosiva, tal como se muestra en los esquemas de la Fig. 2.14.

En la Tabla 2.4. se presentan los valores de resistencia a compresión y módulo de elasticidad de las pilas a los 28 días y en una fecha cercana al ensayo del modelo. Se puede observar que las pilas del primer al tercer nivel y las de los ejes A-C del cuarto nivel presentaron menores resistencias respecto al quinto nivel y respecto a las pilas de los ejes 1-4 del cuarto nivel. Esto se debe a que los tabiques fabricados artesanalmente en Puebla (mampostería tipo I) se utilizaron del primer nivel al tercero y en los ejes A, B y C del cuarto

nivel. Para el resto de los muros del cuarto nivel y para el quinto nivel, se utilizaron tabiques existentes de mayor resistencia (mampostería tipo II) almacenados en el laboratorio de la mesa vibradora fabricados durante el programa experimental previo. Se decidió utilizar estos tabiques en el último nivel y en el sentido transversal de análisis del cuarto nivel, debido a que no se esperaba daño significativo y la presencia de mayor rigidez en los últimos niveles no representaría una alteración significativa en el comportamiento del modelo. En el capítulo 3 se hace un análisis del efecto de esta decisión en el comportamiento del modelo.

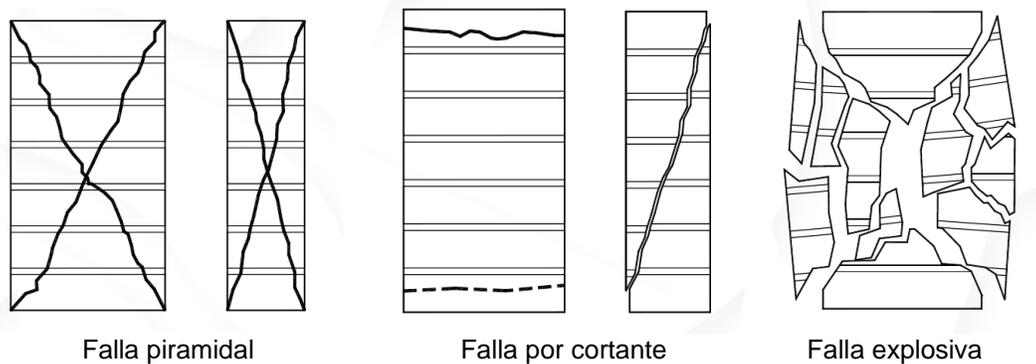


Figura 2.14. Modos de falla en pilas

Como se puede observar en la Tabla 2.5, la resistencia media a compresión ( $\overline{f'_m}$ ) de las pilas hechas con tabiques de mampostería tipo I fue de 52 kg/cm<sup>2</sup> (5.2 MPa) a los 28 días, y de 69 kg/cm<sup>2</sup> (6.9 MPa) en las pilas hechas con tabiques de mampostería tipo II. Asimismo, el módulo de elasticidad promedio ( $E_m$ ) a los 28 días fue de 11,629 kg/cm<sup>2</sup> (1163 MPa) y de 22,031 kg/cm<sup>2</sup> (2203 MPa) para las pilas de mampostería tipo I y II, respectivamente. Según las NTC-M 2017, el módulo de elasticidad de la mampostería puede obtenerse mediante la ecuación 2.4 para cargas de corta duración:

$$E_m = 350 f'_m \quad (2.4)$$

Se concluyó que el módulo de elasticidad obtenido mediante el ensayo de pilas del modelo fue aproximadamente 20% menor, comparado con el obtenido mediante la expresión de la norma. La resistencia media a compresión de diseño de las pilas ( $f'_m$ ) a los 28 días fue de 38 kg/cm<sup>2</sup> (3.8 MPa), mayor que el valor que establece la norma de 20 kg/cm<sup>2</sup> (2 MPa).

La resistencia de diseño ( $f'_m$ ) se calculó con la Ec. 2.5 (NTC-M 2017), donde  $c_m$  hace referencia al coeficiente de variación de la resistencia de las pilas, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

$$f'_m = \frac{\overline{f_m}}{1+2.5 c_m} \quad (2.5)$$

Tabla 2.4. Resultados de ensayos a compresión en pilas de mampostería

Nivel	Edad, días	$\overline{f_m}$ , kg/cm <sup>2</sup>	$f'_m$ , kg/cm <sup>2</sup>	$E_m$ , kg/cm <sup>2</sup>
1	28	58	42 (9%)	13,021 (23%)
	136	49	34 (18%)	10,013 (28%)
2	28	53	39 (7%)	11,330 (27%)
	121	52	35 (19%)	14,806 (28%)
3	28	52	38 (9%)	10,987 (33%)
	107	46	34 (9%)	11,284 (22%)
4 (ejes 1-4)	28	72	52 (2%)	18,687 (20%)
	51	70	51 (6%)	21,271 (46%)
4 (ejes A-C)	28	44	32 (13%)	11,176 (38%)
	51	48	35 (3%)	15,811 (24%)
5	28	66	48 (10%)	25,375 (33%)
	35	70	51 (9%)	25,265 (33%)
Promedio con mampostería tipo I	28	52	38 (10%)	11,629 (30%)
	104	49	35 (12%)	12,979 (26%)
Promedio con mampostería tipo II	28	69	50 (6%)	22,031 (27%)
	43	70	51 (8%)	23,268 (40%)

1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.10 MPa

\*Los valores entre paréntesis corresponden al coeficiente de variación en porcentaje.

En la Fig. 2.15, se presentan las curvas esfuerzo axial - deformación unitaria más representativas por nivel, obtenidas del ensaye de las pilas. Se puede observar que la deformación unitaria última promedio fue de aproximadamente 0.008.

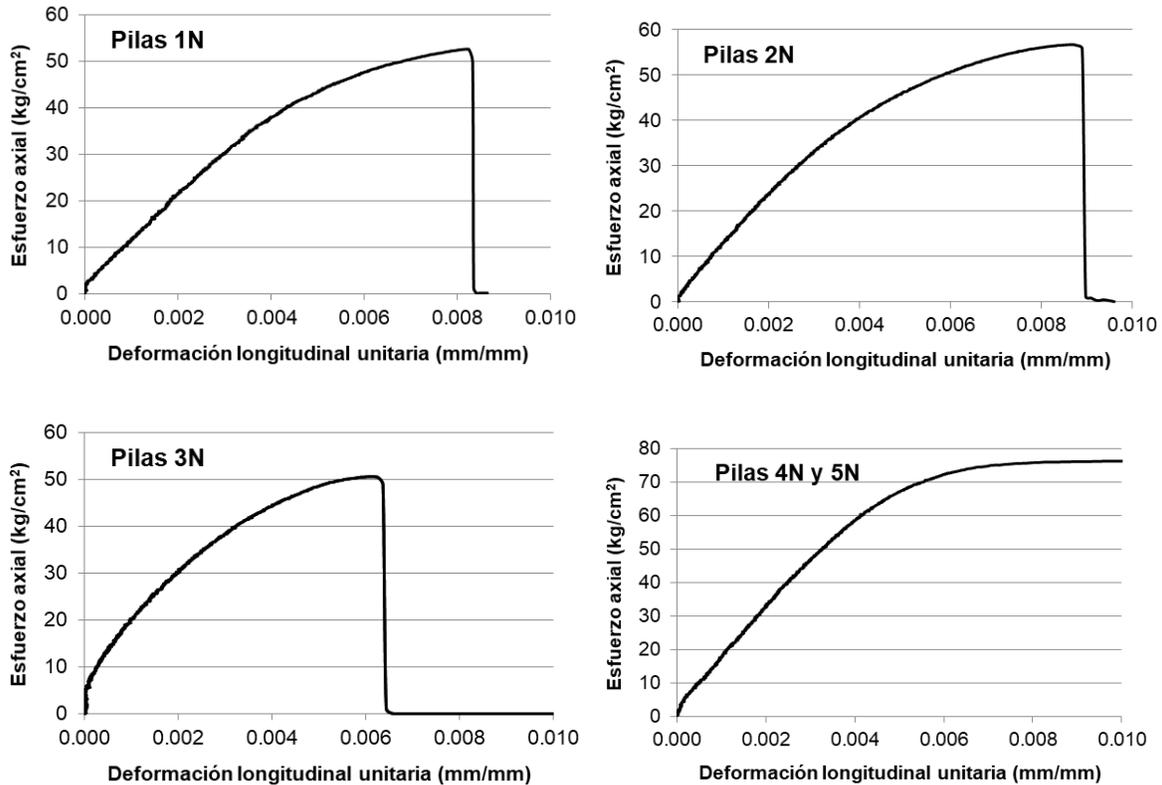


Figura 2.15. Curvas características esfuerzo-deformación en pilas

Los transductores de desplazamiento utilizados durante el ensaye de pilas y muretes son parte de un nuevo sistema que adquirió el Instituto de Ingeniería de la UNAM, llamado *Optotrak*. Se trata de un sistema de captura de datos en tiempo real de alta velocidad, precisión y resolución para detectar la posición de los sensores durante movimientos dinámicos. Consta de una cámara de alta velocidad, sensores leds con sus bases para fijación y cables para la adquisición digital de datos en una computadora. Los datos que se obtienen del sistema corresponden a las coordenadas de los sensores utilizados, y con ellos puede obtenerse la deformación del espécimen en su altura. En la Fig. 2.16 se muestra la cámara de alta velocidad, los cables y el sistema de adquisición de datos. La precisión del sistema es de 0.10 mm y la resolución es de 0.01 mm. La ventaja de este sistema respecto a los transductores de vástago radica principalmente en la facilidad y tiempo para colocarlos sobre los especímenes, ya que la escala de pilas y muretes era reducida.



Figura 2.16. Sistema “Optotrak” utilizado en los ensayos de pilas y muretes

#### 2.5.3.2 Muretes

Con el fin de obtener datos sobre la resistencia a cortante (compresión diagonal) de la mampostería utilizada en los muros del modelo, se muestrearon muretes fabricados con los mismos materiales usados durante la construcción del modelo. Los especímenes fueron ensayados a compresión diagonal monótona hasta llegar a la falla a una velocidad de 500 kgf/min (5 kN/min), según la norma mexicana NMX-C-464-ONNCCE-2010.

Los muretes, de forma aproximadamente cuadrada, fueron construidos con una pieza y media en la base por cinco hiladas de altura. Las dimensiones promedio fueron de 5x15.4x14.1 cm (espesor, base, altura). Se colocaron ángulos metálicos de lados iguales, adheridos con yeso en las dos esquinas opuestas del espécimen (LI 38 mm de lado x 6 mm de espesor) para asegurar la verticalidad y buen contacto entre el espécimen y los ángulos de carga que separan al murete de los cabezales de la máquina universal. En la Fig. 2.17 se muestra el ensaye de los muretes y en la Fig. 2.18 se muestra el modo de falla que predominó en el ensaye de los muretes. Se trató de una falla por tensión diagonal, ya que las piezas y juntas fueron atravesadas por las grietas.

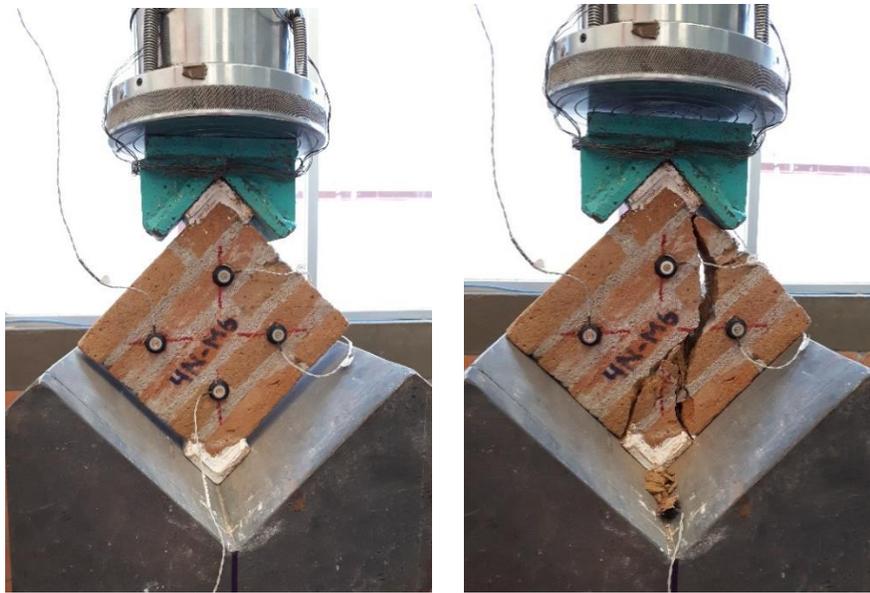
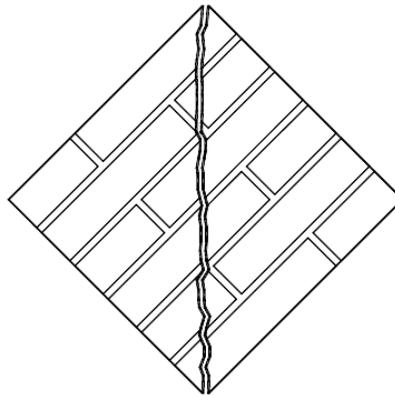


Figura 2.17. Ensayo a compresión diagonal en muretes de mampostería



Falla por tensión diagonal

Figura 2.18. Modo de falla en muretes

Los muretes fueron instrumentados con los transductores de desplazamiento antes descritos sobre las diagonales principales para obtener el módulo de rigidez a corte de la mampostería. El módulo de cortante se calculó a partir de las curvas esfuerzo-deformación angular obtenidas durante los ensayos, mediante el criterio de la rigidez secante al 40% de la resistencia, similar al empleado en la ecuación (2.3), para el módulo de elasticidad. En la Tabla 2.5, se presentan los resultados para la resistencia a compresión diagonal y rigidez para los muretes ensayados a los 28 días y en una fecha cercana al ensayo del modelo.

Como se puede observar en la Tabla 2.5., la resistencia media a compresión diagonal de los muretes hechos con la mampostería tipo I ( $\overline{v_m}$ ) fue de 8 kg/cm<sup>2</sup> (0.8 MPa) a los 28 días, y de 15 kg/cm<sup>2</sup> (1.5 MPa) en los muretes hechos con la mampostería tipo II. Por otro lado, el módulo de cortante promedio ( $G_m$ ) a los 28 días fue de 5,036 kg/cm<sup>2</sup> (504 MPa) y de 7,842 kg/cm<sup>2</sup> (784 MPa) para los muretes hechos con la mampostería tipo I y II, respectivamente. Según las NTC-M 2017, el módulo de cortante de la mampostería puede obtenerse mediante la ecuación 2.6:

$$G_m = 0.2 E_m \quad (2.6)$$

Se observó que el módulo de cortante obtenido mediante el ensaye de muretes del modelo correspondió aproximadamente al 40% del módulo de elasticidad promedio. La resistencia de diseño a compresión diagonal de los muretes ( $v'_m$ ) a los 28 días fue de 5 kg/cm<sup>2</sup> (0.5 MPa), mayor que el valor mínimo que especifica la norma de 2 kg/cm<sup>2</sup> (0.2 MPa).

La resistencia de diseño ( $v'_m$ ) se calculó con la ecuación 2.7 (NTC-M 2017), donde  $c_v$  hace referencia al coeficiente de variación de la resistencia de los muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

$$v'_m = \frac{\overline{v_m}}{1+2.5 c_v} \quad (2.7)$$

En la Fig. 2.19, se presentan las curvas esfuerzo cortante - deformación angular más representativas por nivel, obtenidas del ensaye de muretes. En la figura se observa que la deformación unitaria última, promedio (a la resistencia) fue de aproximadamente 0.003.

#### 2.5.4. Concreto

Se elaboraron cilindros de 7.5 cm de diámetro por 15 cm de altura para determinar las resistencias a compresión, tensión y módulo de elasticidad del concreto que se utilizó en los castillos, dalas y losas del modelo. El tamaño de los cilindros fue congruente con la escala del modelo construido. Con las dalas de cimentación y losas prefabricadas se elaboraron cilindros de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura debido a que los agregados de esos elementos fueron más cercanos a las dimensiones utilizadas en la práctica constructiva común. Se elaboraron 18 cilindros por cada elemento estructural colado por cada nivel, es decir, 18 para la dala de cimentación, 18 para los castillos de primer nivel, 18

para dalas de primer nivel, 18 para losa de primer nivel, etc. Todos los especímenes fueron curados y almacenados en el laboratorio de la mesa vibradora, bajo las mismas condiciones ambientales que el modelo y siguiendo lo establecido en la norma NMX-C-159-ONNCCE-2016. Se ensayaron nueve cilindros a los 28 días y nueve en una fecha cercana al ensaye del modelo. Tres de los cilindros se ensayaron a compresión simple, tres a compresión diametral y tres para determinar el módulo de elasticidad.

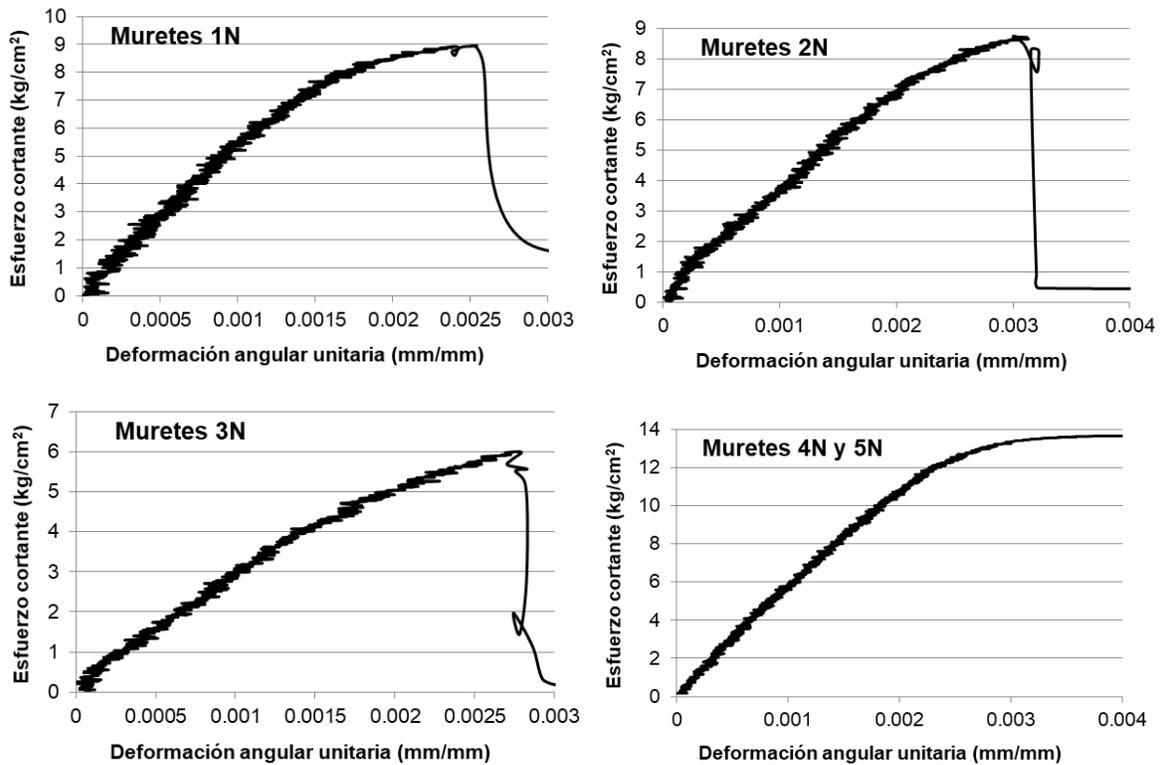


Figura 2.19. Curvas características esfuerzo-deformación en muretes

Tabla 2.5. Resultados de ensayos a compresión diagonal en muretes de mampostería

Nivel	Edad, días	$\bar{v}_m$ , kg/cm <sup>2</sup>	$v'_m$ , kg/cm <sup>2</sup>	$G_m$ , kg/cm <sup>2</sup>
1	28	10	7 (9%)	6,689 (12%)
	136	8	5 (29%)	3,414 (36%)
2	28	7	5 (19%)	5,303 (42%)
	121	7	5 (17%)	4,295 (43%)
3	28	6	4 (13%)	3,447 (18%)
	107	8	5 (23%)	3,613 (23%)
4 (ejes 1-4)	28	15	10 (14%)	6,972 (22%)
	51	15	10 (16%)	3,913 (35%)
4 (ejes A-C)	28	8	5 (22%)	4,704 (29%)
	51	10	6 (3%)	3,982 (27%)
5	28	15	10 (13%)	8,712 (8%)
	35	15	10 (10%)	7,545 (13%)
Promedio menor resistencia	28	8	5 (16%)	5,036 (25%)
	104	8	5 (18%)	3,826 (32%)
Promedio mayor resistencia	28	15	10 (14%)	7,842 (15%)
	43	15	10 (13%)	5,729 (24%)

1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.10 MPa

\*Los valores entre paréntesis corresponden al coeficiente de variación en porcentaje.

Los cilindros se ensayaron bajo carga axial monótona a una velocidad de 5 tf/min (50 kN/min), siguiendo con lo establecido en la norma NMX-C-083-ONNCCE-2014. Todos los cilindros fueron cabeceados con azufre para garantizar una superficie plana y nivelada para una distribución uniforme de esfuerzos. El ensaye a compresión simple se muestra en la Fig. 2.20. Se puede observar que el modo de falla fue de tipo cónico. Este tipo de falla ocurre cuando los agregados del espécimen han sido correctamente compactados durante la elaboración de los cilindros y cuando la carga de prueba fue uniformemente aplicada. Es una falla característica de un cilindro a compresión simple. Las grietas inclinadas son producto de los esfuerzos cortantes que se producen por la restricción de las platinas que se emplean para el ensaye. La falla en pilas en forma piramidal es su homólogo.

Para la obtención de datos sobre la resistencia a tensión del concreto, los cilindros se ensayaron a compresión diametral con una carga monótona (prueba brasileña) a una

velocidad de 2 tf/min (20 kN/min), siguiendo los lineamientos de la norma NMX-C-163-ONNCCE-1997. En la Fig. 2.21 se muestra el ensaye a compresión diametral. Se puede observar que el modo la falla se caracterizó por una fisura perpendicular a la dirección de la carga, que coincidió con las dos generatrices opuestas del espécimen. La falla ocurrió en el plano diametral del espécimen, como era esperado.



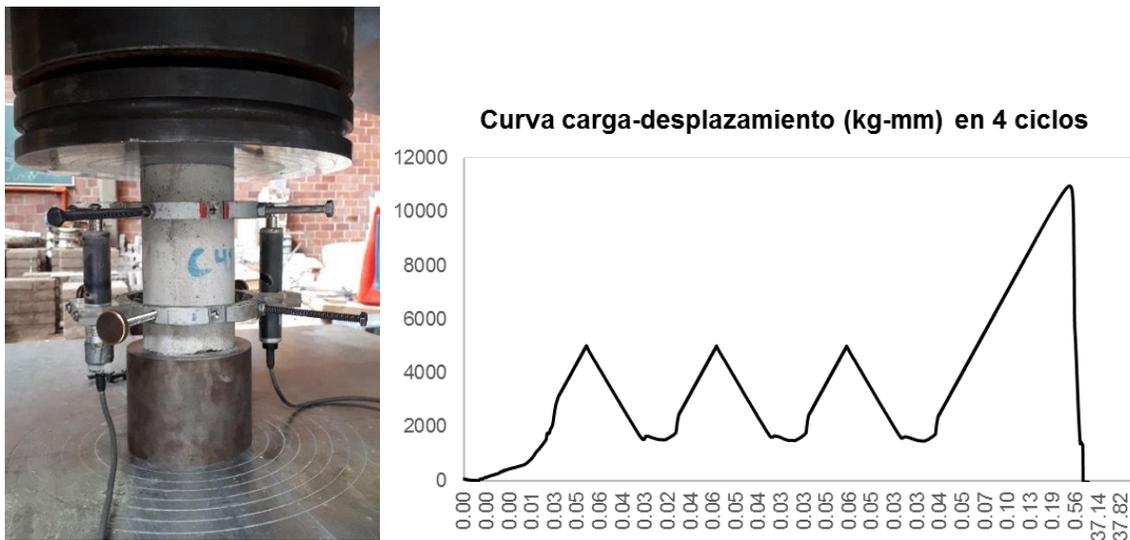
*Figura 2.20. Ensaye a compresión axial en cilindros de concreto*



*Figura 2.21. Ensaye a tensión (compresión diametral) en cilindros de concreto*

Para determinar el módulo de elasticidad, los cilindros fueron instrumentados con dos transductores de desplazamiento a lo largo de su altura. Los cilindros fueron sometidos a tres ciclos de precargas que correspondían al 40% de la resistencia a compresión promedio, para asegurar una distribución uniforme de esfuerzos en la carga final. En la Fig. 2.22 se

muestra el ensaye para determinar el módulo de elasticidad, así como la curva carga-desplazamiento de los tres ciclos de precarga y la carga final. Los valores del módulo de elasticidad fueron calculados a partir de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas durante los ensayes, mediante el módulo secante al 40% de la resistencia siguiendo los lineamientos de la norma NMX-C-128-ONNCCE-2013. En la Tabla 2.6. se presentan los resultados de la resistencia a compresión, resistencia a tensión y módulo de elasticidad del concreto a los 28 días y en una fecha cercana al ensaye del modelo.



*Figura 2.22. Ensaye a módulo de elasticidad en cilindros de concreto*

Como se puede observar en la Tabla 2.6, la resistencia a la compresión del concreto ( $f'_c$ ) a los 28 días de la dala de cimentación fue de  $374 \text{ kg/cm}^2$  (37.4 MPa), superior a los  $300 \text{ kg/cm}^2$  (30 MPa) esperados. Esto se debió a que el concreto fue elaborado en obra y las recomendaciones de dosificación generalmente son conservadoras. Por el contrario, el concreto premezclado de las losas prefabricadas presentó una resistencia promedio a la compresión ( $f'_c$ ) a los 28 días de  $213 \text{ kg/cm}^2$  (21 MPa), valor cercano a los  $200 \text{ kg/cm}^2$  (20 MPa) esperados. Se puede observar que la resistencia promedio a la compresión de los castillos y dalas del cuarto y quinto nivel presentaron valores superiores a lo esperado debido a que el cemento donado por Grupo CEMEX fue a granel y presentó mayores resistencias, a comparación del cemento previamente donado en bultos para el resto de los niveles.

Según las NTC-C (2017), el módulo elasticidad ( $E_c$ ) para concretos con agregado grueso calizo es de  $14,000 \sqrt{f'_c}$ . Los resultados obtenidos indicaron que el módulo de elasticidad

de los cilindros ensayados presentó un valor aproximado de  $12,000 \sqrt{f'_c}$ . En cuanto a la resistencia media a tensión ( $\bar{f}_t$ ), puede suponerse igual a  $2\sqrt{f'_c}$  para concreto clase I (NTC-C 2017). Sin embargo, los resultados obtenidos mostraron una variación en la que el valor de la resistencia a tensión promedio equivalió aproximadamente a  $1.5\sqrt{f'_c}$ .

En la Fig. 2.23 se muestran curvas esfuerzo-deformación unitaria representativas de los cilindros ensayados. Se puede observar que la deformación unitaria promedio a la resistencia fue de aproximadamente 0.0035.

Tabla 2.6. Resultados de ensayos en cilindros de concreto

Nivel	Elemento	Edad, días	$f_c$ , kg/cm <sup>2</sup>	$E_c$ , kg/cm <sup>2</sup>	$f_t$ , kg/cm <sup>2</sup>
1	Dala de cimentación	28	374 (14%)	138,456 (5%)	25 (8%)
		<b>219</b>	<b>440</b> (10%)	<b>258,785</b> (3%)	<b>24</b> (5%)
	Castillos	28	178 (15%)	122,936 (7%)	13 (8%)
		<b>191</b>	<b>166</b> (9%)	<b>150,575</b> (6%)	<b>17</b> (31%)
	Dalas	28	226 (6%)	152,214 (8%)	17 (10%)
		<b>188</b>	<b>247</b> (7%)	<b>151,240</b> (10%)	<b>17</b> (13%)
2	Castillos	28	250 (10%)	131,411 (3%)	16 (19%)
		<b>177</b>	<b>259</b> (7%)	<b>173,037</b> (3%)	<b>17</b> (10%)
	Dalas	28	231 (18%)	123,391 (2%)	15 (9%)
		<b>175</b>	<b>237</b> (16%)	<b>185,600</b> (4%)	<b>22</b> (9%)
3	Castillos	28	223 (16%)	126,859 (13%)	15 (3%)
		<b>163</b>	<b>253</b> (6%)	<b>207,494</b> (3%)	<b>20</b> (13%)
	Dalas	28	191 (7%)	159,907 (5%)	15 (13%)
		<b>156</b>	<b>218</b> (13%)	<b>220,335</b> (8%)	<b>19</b> (5%)
4	Castillos	28	304 (5%)	141,610 (3%)	21 (3%)
		<b>105</b>	<b>374</b> (7%)	<b>209,200</b> (0.3%)	<b>34</b> (4%)
	Dalas	28	362 (5%)	166,984 (7%)	23 (7%)
		<b>100</b>	<b>469</b> (4%)	<b>271,824</b> (0.8%)	<b>40</b> (4%)
5	Castillos	28	308 (7%)	160,440 (3%)	21 (10%)
		<b>93</b>	<b>430</b> (8%)	<b>257,339</b> (3%)	<b>35</b> (10%)
	Dalas / losa	28	276 (8%)	148,521 (12%)	21 (14%)
		<b>91</b>	<b>315</b> (6%)	<b>201,460</b> (5%)	<b>32</b> (17%)
1 - 4	Losas prefabricadas	28	213 (5%)	93,957 (5%)	18 (16%)
		<b>209</b>	<b>198</b> (9%)	<b>168,211</b> (5%)	<b>17</b> (2%)

\*Los valores entre paréntesis corresponden al coeficiente de variación en porcentaje.

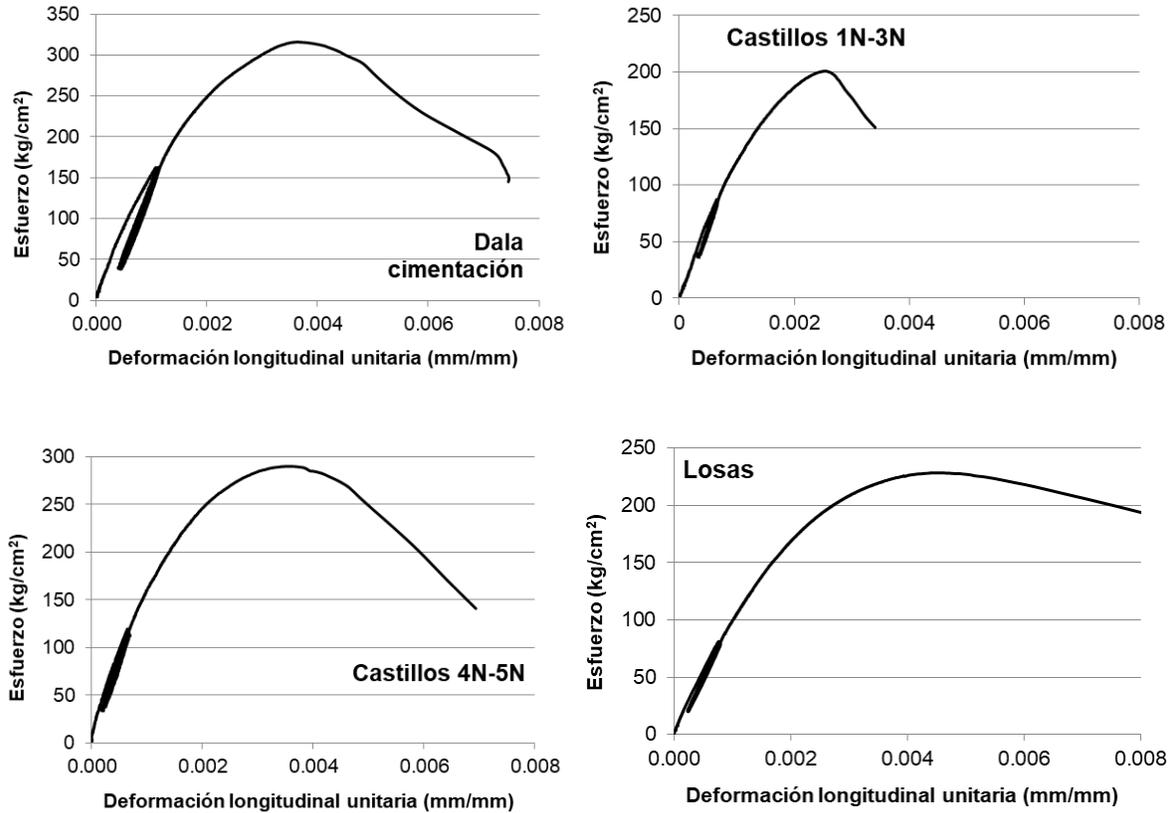


Figura 2.23. Curva característica esfuerzo-deformación en cilindros de concreto

### 2.5.5. Acero de refuerzo

Como refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losas, se emplearon barras corrugadas estiradas en frío de diámetro 3.97 mm (5/32"). Como refuerzo transversal, se usaron alambres lisos galvanizados de diámetro 2.65 mm (5/48"). Dado que las características esfuerzo-deformación de aceros comerciales para los diámetros mencionados son diferentes a los requeridos, fue necesario realizar un proceso de tratamiento térmico (recocido). Este proceso consistió en someter a las barras a condiciones definidas de temperatura y tiempo en un horno, de tal forma que se modificaran sus propiedades mecánicas y se obtuvieran las deseadas. Generalmente, las empresas metalúrgicas dedicadas a tratamientos térmicos basan la elección de temperatura y tiempo de exposición en pruebas de dureza del material tratado, dependiendo de la composición química del acero. Para este proyecto se realizaron diversas pruebas de tratamiento variando el tiempo de exposición y de temperatura. Tras cada prueba, las barras fueron ensayadas a tensión hasta que se determinó, después de varias pruebas, que el refuerzo longitudinal debía ser tratado térmicamente durante tres horas a una temperatura de 650°C para lograr reducir su

esfuerzo de fluencia a  $4,200 \text{ kg/cm}^2$  ( $420 \text{ MPa}$ ). Por su parte, el refuerzo transversal debía ser tratado dos horas a  $650^\circ\text{C}$  para lograr reducir su esfuerzo de fluencia a  $2,500 \text{ kg/cm}^2$  ( $250 \text{ MPa}$ ), aproximadamente. Se contrataron los servicios de una empresa metalúrgica cuyos hornos están ubicados en Tizayuca, Hidalgo. El tratamiento térmico se realizó para  $350 \text{ kg}$  ( $3.5 \text{ kN}$ ) de acero de refuerzo, aproximadamente.

Se ensayaron probetas de  $50 \text{ cm}$  de longitud para determinar las características esfuerzo-deformación del acero de refuerzo utilizado en la construcción del modelo. Todas las barras se ensayaron a tensión monótona en la máquina universal del Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM (LEM-II), siguiendo los lineamientos de la norma mexicana NMX-B-172-CANACERO-2013. Para medir el valor las deformaciones, las barras fueron instrumentadas con deformímetros eléctricos al centro de cada probeta, como se muestra en la Fig. 2.24. Las barras se lijaron en la superficie donde se adhirieron los deformímetros eléctricos (Tokyo Sokki de  $2 \text{ mm}$  de longitud). El proceso de fijación de los deformímetros eléctricos en el acero de refuerzo se describe más adelante en la sección 2.7.1 en este capítulo. La carga se aplicó a una velocidad de  $500 \text{ kgf/min}$  ( $5 \text{ kN/min}$ ). La carga y la deformación fueron registradas por un sistema de adquisición de datos durante el ensaye. Con los resultados obtenidos para cada probeta, se graficó la curva esfuerzo-deformación, tanto para las barras originales, como para las que fueron tratadas térmicamente.

Dado que las curvas esfuerzo-deformación no mostraron un punto de fluencia bien definido, los valores de esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) y deformación a la fluencia ( $\epsilon_y$ ), se determinaron como el punto de intersección con la curva esfuerzo ( $\sigma$ ) – deformación ( $\epsilon$ ), de una recta que pasa por el punto de deformación unitaria equivalente a  $0.002$ , y que tiene una pendiente igual a la de la tangente inicial a la curva (método secante al origen), tal como se muestra en la Fig. 2.25.



Figura 2.24. Ensaye a tensión en barras de acero de refuerzo instrumentadas con deformímetros eléctricos

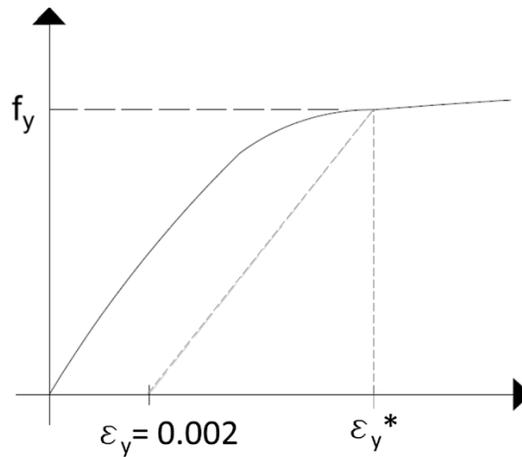


Figura 2.25. Determinación del esfuerzo de fluencia

En las Figs. 2.26 y 2.27 se muestran las curvas esfuerzo-deformación unitaria para el refuerzo longitudinal (barras corrugadas) y el refuerzo transversal (barras lisas). Se puede observar que el acero que fue tratado térmicamente sufrió una disminución en el esfuerzo de fluencia. Como era de esperarse, la ductilidad se incrementó, ya que las deformaciones unitarias últimas fueron superiores a las del acero sin tratamiento. Se registraron, además, alargamientos máximos de aproximadamente 16% y 29% en barras corrugadas y lisas, respectivamente, antes de llegar a la falla.

Como se puede observar en la Tabla 2.7, el esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) promedio de las barras corrugadas originales fue de 6,432 kg/cm<sup>2</sup> (642 MPa), valor característico de barras estiradas en frío (5/32" de diámetro). Con el tratamiento térmico se logró reducir en promedio a 3,622 kg/cm<sup>2</sup> (362 MPa), inferior al esperado de 4,200 kg/cm<sup>2</sup> (420 MPa).

Respecto al acero transversal, las barras originales lisas presentaron un esfuerzo de fluencia promedio de 6,640 kg/cm<sup>2</sup> (664 MPa), similar al de las barras corrugadas originales. Tras el tratamiento térmico logró reducirse a 2,534 kg/cm<sup>2</sup> (253 MPa), valor cercano al esperado de 2,500 kg/cm<sup>2</sup> (250 MPa).

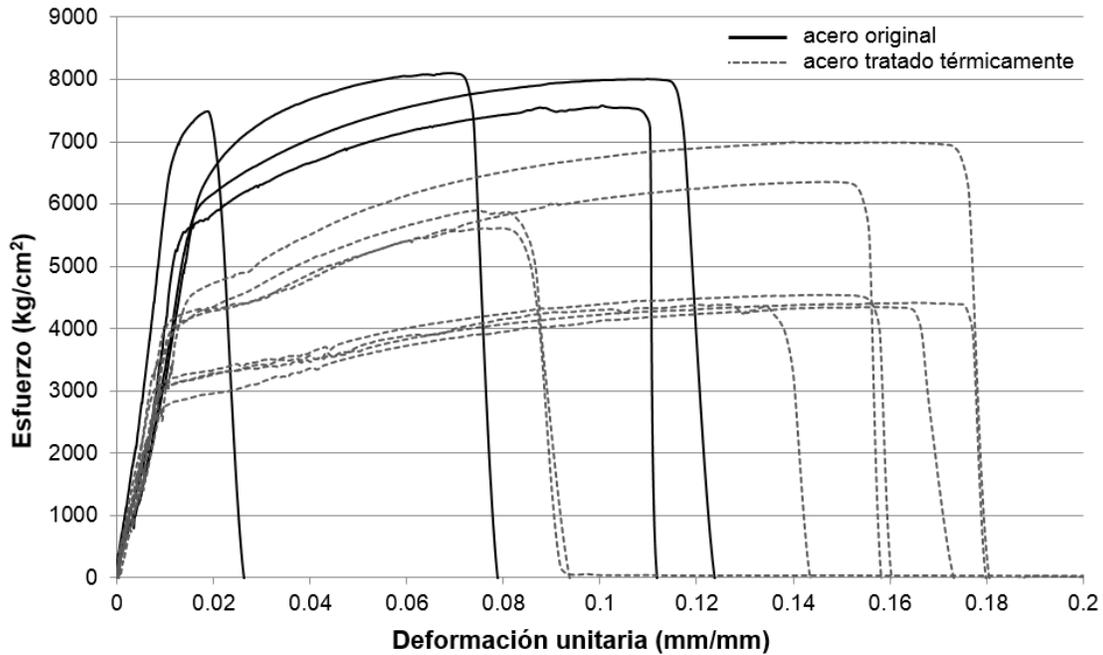


Figura 2.26. Curvas esfuerzo-deformación para barras corrugadas  $\varnothing= 5/32''$  (3.97 mm)

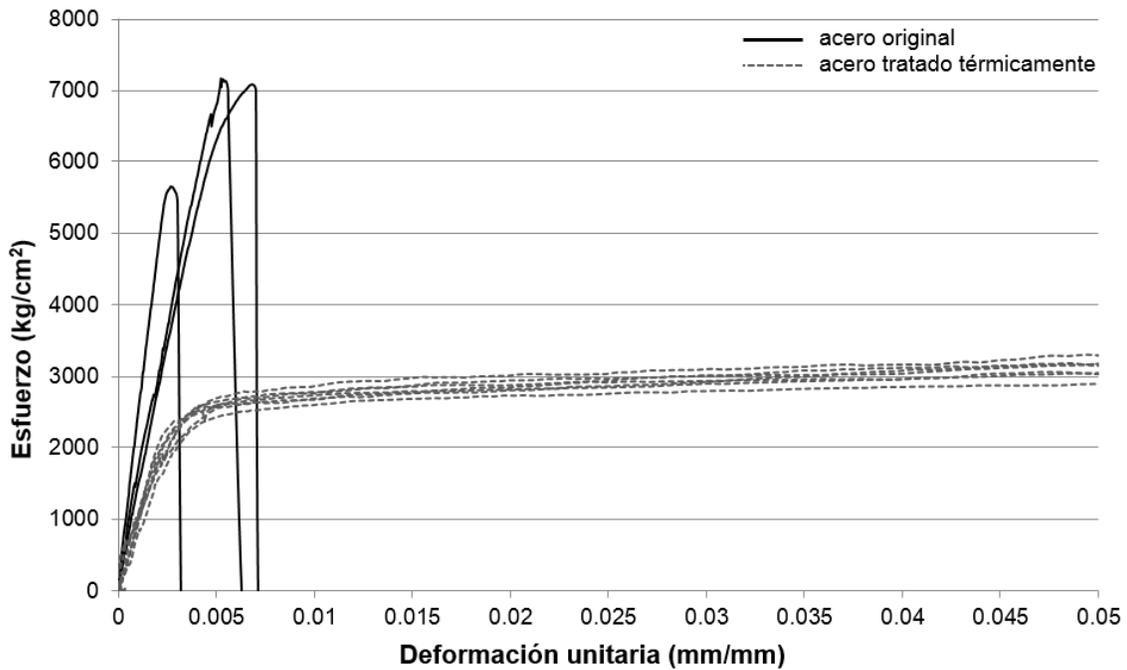


Figura 2.27. Curvas esfuerzo-deformación para barras lisas  $\varnothing= 5/48''$  (2.65 mm)

Tabla 2.7. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo longitudinal y transversal

Diámetro / Tipo	$f_y$ , kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	$f_u$ , kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	$\epsilon_y^*$ , mm/mm	$\epsilon_u$ , mm/mm
5/32" / original	7,224 (722)	7,488 (749)	0.0146	0.0187
5/32" / original	6,961 (696)	8,103 (810)	0.0243	0.0693
5/32" / original	5,611 (561)	7,582 (758)	0.0148	0.1004
5/32" / original	5,932 (593)	8,008 (801)	0.0168	0.1098
<b>Promedio</b>	<b>6,432 (643)</b>	<b>7,795 (780)</b>	<b>0.0176</b>	<b>0.0746</b>
5/32" / tratada	4,178 (418)	5,899 (590)	0.0120	0.0750
5/32" / tratada	4,070 (407)	6,356 (636)	0.0133	0.1486
5/32" / tratada	4,102 (410)	5,615 (562)	0.0132	0.0799
5/32" / tratada	4,648 (465)	6,993 (699)	0.0177	0.1408
5/32" / tratada	3,072 (307)	4,565 (457)	0.0106	0.1266
5/32" / tratada	3,063 (306)	4,612 (461)	0.0100	0.1647
5/32" / tratada	3,109 (311)	4,707 (471)	0.0090	0.1469
5/32" / tratada	2,731 (273)	4,519 (452)	0.0097	0.1541
<b>Promedio</b>	<b>3,622 (362)</b>	<b>5,409 (541)</b>	<b>0.0119</b>	<b>0.1296</b>
5/48" / original	7,171 (717)	7,171 (717)	0.0053	0.0053
5/48" / original	7,088 (709)	7,088 (709)	0.0068	0.0068
5/48" / original	5,660 (566)	5,660 (566)	0.0027	0.0027
<b>Promedio</b>	<b>6,640 (664)</b>	<b>6,640 (664)</b>	<b>0.0049</b>	<b>0.0049</b>
5/48" / tratada	2,582 (258)	4,285 (429)	0.0048	0.2926
5/48" / tratada	2,442 (244)	4,223 (422)	0.0052	0.2576
5/48" / tratada	2,642 (264)	4,164 (416)	0.0051	0.2227
5/48" / tratada	2,481 (248)	4,212 (421)	0.0051	0.2777
5/48" / tratada	2,510 (251)	3,817 (382)	0.0047	0.1890
5/48" / tratada	2,599 (260)	3,911 (391)	0.0043	0.1681
5/48" / tratada	2,600 (260)	3,886 (389)	0.0043	0.1994
5/48" / tratada	2,384 (238)	3,802 (380)	0.0044	0.1897
5/48" / tratada	2,555 (256)	3,890 (389)	0.0045	0.2060
<b>Promedio</b>	<b>2,534 (253)</b>	<b>4,021 (402)</b>	<b>0.0047</b>	<b>0.2225</b>

\*Ver Fig. 2.25.

## 2.6. Masa adicional y esfuerzos de trabajo en muros

El comportamiento dinámico y los mecanismos de falla de un modelo a escala reducida dependen de la distribución de masas en la altura, así como del nivel de esfuerzos axiales en los muros, con respecto a los del prototipo. En el modelo de cinco pisos y en los

previamente contruidos de uno y tres pisos, únicamente se construyeron las losas de entrepiso y los muros sin recubrimientos ni acabados, por lo que fue necesario adicionar masa para satisfacer los requerimientos de similitud correspondientes a carga viva y cargas adicionales. Además, para cumplir la equivalencia de que el factor de escala de masas se eleva al cubo ( $S_M = S_L^3$ ) para un mismo valor de peso volumétrico entre modelo y prototipo ( $S_V = \gamma_P / \gamma_M = 1$ ).

Para la definición de la distribución y ubicación de dichas masas concentradas, así como para el diseño de los muros de carga y los sistemas de piso en el prototipo, se contemplaron las cargas debidas al peso propio (losa y muros), carga viva y carga muerta (peso de plafones, recubrimientos y acabados típicos para casa habitación). Se consideró que toda la masa debida a estas cargas fuera reactiva. Se siguieron los mismos lineamientos de las normas mexicanas utilizados para el modelo de uno y tres niveles (RCDF, 2004).

La masa adicional requerida fue suministrada por medio de barras de plomo, con un peso aproximado de 49 kg (0.49 kN) cada una y distribuidas uniformemente en la superficie de entrepiso. Dicha masa se calculó como la necesaria para el prototipo afectada por el factor de escala de masas ( $S_m = 2.4^3 = 13.8$ ). En la losa de azotea se utilizaron 16 barras de plomo, mientras que en los entrepisos tipo se requirieron 12. Las barras de plomo se aseguraron a las losas por medio de barras roscadas de acero que atravesaron la losa de lado a lado, como se muestra en la Fig. 2.28. La disposición de las barras de plomo se realizó de tal modo que no se aportara rigidez a la flexión de las losas en la dirección de análisis (dirección de las excitaciones sísmicas). La ubicación de las barras de plomo en la planta de entrepiso y en la planta de azotea se muestra en la Fig. 2.29.

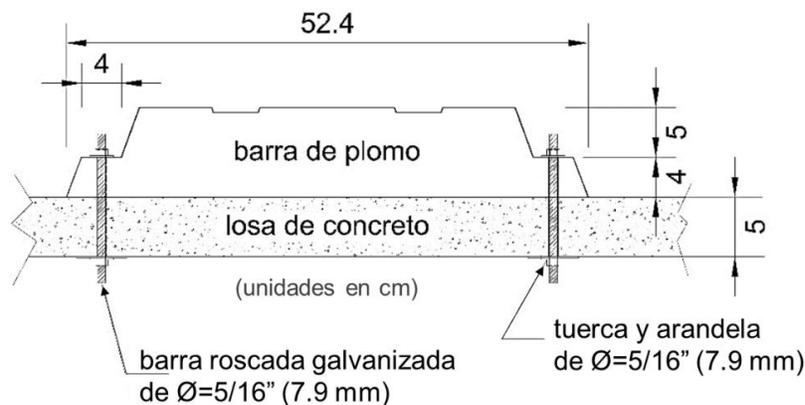


Figura 2.28. Detalle de fijación de barra de plomo en losas

La masa adicional suplió casi por completo la masa distribuida que se supone actuaría en una estructura prototipo, con lo cual las relaciones de masas (cociente de masa distribuida entre masa concentrada) del prototipo y del modelo fueron prácticamente iguales, como se muestra en la Tabla 2.8 (la diferencia fue del 2%).

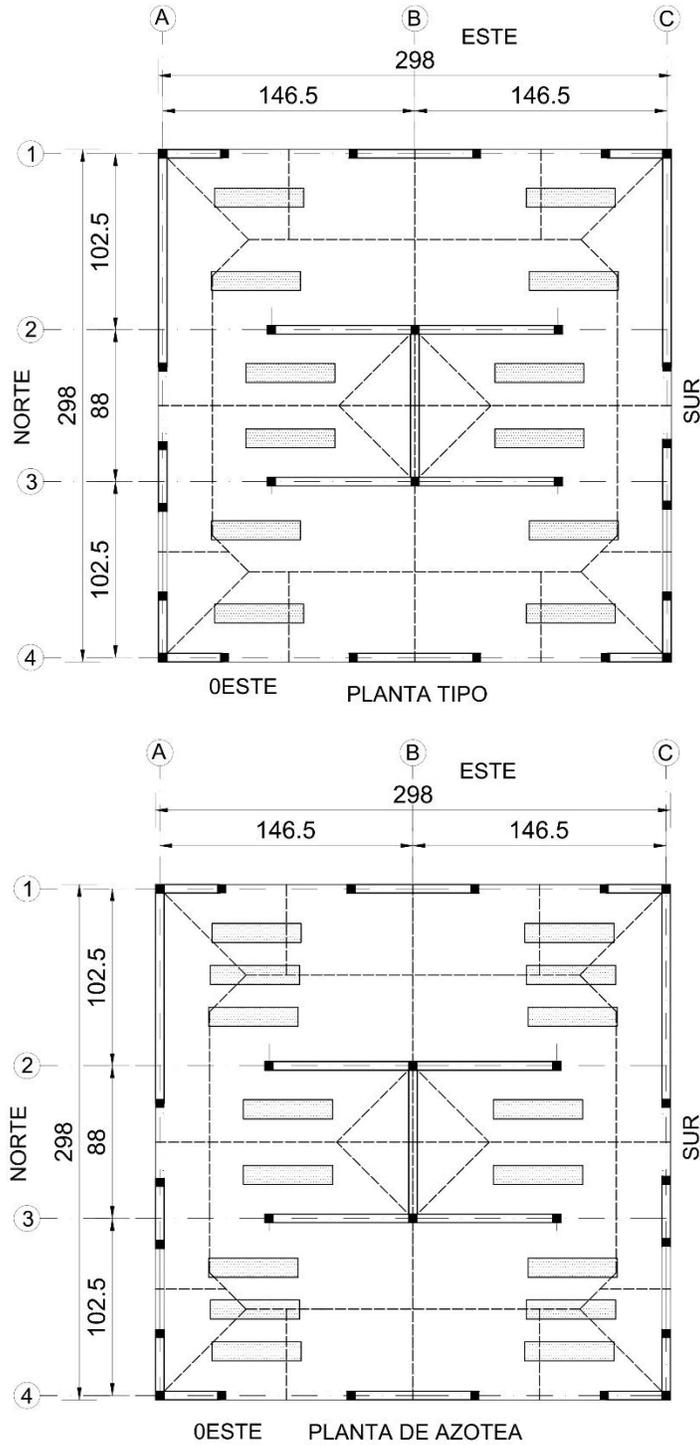


Figura 2.29. Distribución de barras de plomo en losas (unidades en cm)

Se revisó la diferencia de esfuerzos que existía entre el modelo y el prototipo, ya que esta diferencia puede afectar el comportamiento y modo de falla de los muros. La carga axial contribuye a incrementar la resistencia a corte, pero produce una disminución en la capacidad de deformación inelástica en la mampostería, por lo que se requirió adicionar un esfuerzo axial que compensara el requerido en la dirección de estudio. Se consideró que la carga axial faltante en los muros de la dirección transversal no afectaría considerablemente el comportamiento de los primeros.

Existen dos posibilidades para satisfacer el requisito de leyes de similitud para esfuerzos axiales en muros. La primera consiste en adicionar masa en los diferentes niveles, sin embargo, esto afectaría las propiedades dinámicas del modelo. La segunda opción consiste en adicionar la fuerza requerida en los muros de una manera que no afecte la respuesta sísmica del modelo. Para la presente investigación se optó por este último método, utilizando un sistema de presfuerzo compuesto por cables de acero de 1/8" de diámetro (3.2 mm), templadores y dinamómetros de 100 kg (1 kN) de capacidad. Los cables se anclaron a la cimentación y atravesaron las losas de entrepiso por perforaciones que se realizaron para tal efecto. Los templadores y dinamómetros se emplearon para controlar el valor de la fuerza aplicada en los cables y sujetarlos a la cimentación. El mecanismo que se utilizó se muestra en la Fig. 2.30. La fuerza requerida por muro se distribuyó de manera uniforme en su longitud, de tal forma que la distribución se aproximara a las condiciones requeridas del prototipo. Los valores de fuerza utilizados en los cables se muestran en la Tabla 2.8.

Para determinar la fuerza del sistema de postensado, los esfuerzos axiales en los muros del modelo fueron calculados únicamente en la dirección de estudio (dirección de excitaciones sísmicas), tomando en cuenta la contribución de su peso propio, carga muerta de las losas y el peso de las barras de plomo. Debido a la naturaleza de la carga concentrada que representó cada barra de plomo, no se logró alcanzar el mismo valor de esfuerzo axial que correspondería a una carga uniformemente distribuida. Debido a esto, se buscó que la posición de las barras de plomo permitiera la mejor aproximación y que la diferencia que se presentara, fuera complementada por los mecanismos de carga axial antes descritos. Las áreas tributarias empleadas para la distribución de cargas de la losa a los muros de mampostería se muestran en la Fig. 2.29.

En la Tabla 2.8 se muestra la diferencia de esfuerzos axiales, obtenida manualmente, entre los muros del modelo y los del prototipo. Esta diferencia fue suministrada por la fuerza externa mostrada en la tabla, que se aplicó en los dinamómetros del mecanismo mostrado en la Fig. 2.30. Como resultado de esto, se logró que el esfuerzo axial de los muros del modelo fuera igual o muy similar al esfuerzo axial del prototipo, tal como se muestra en los resultados obtenidos de la Tabla 2.9.

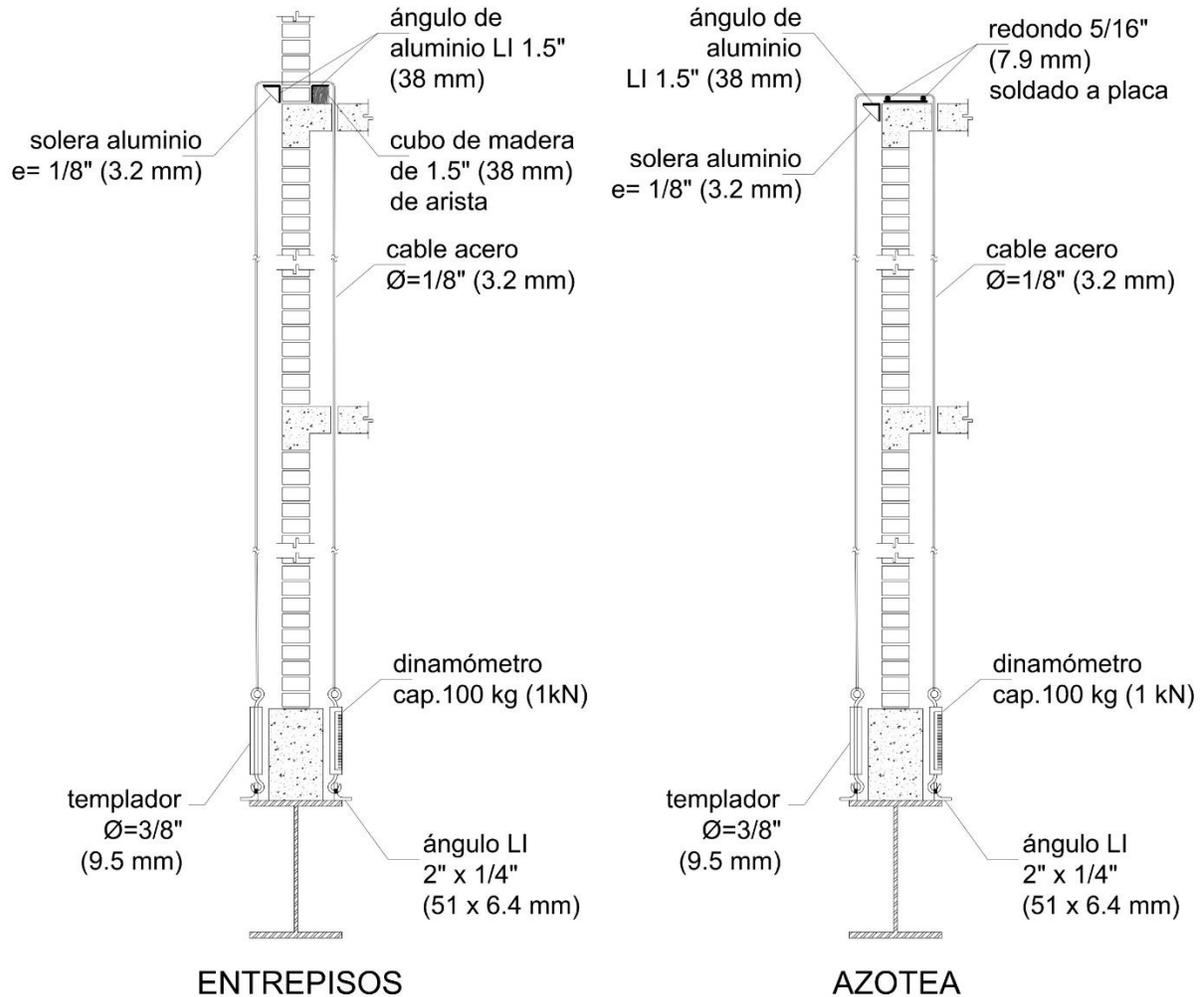


Figura 2.30. Detalle de fijación de cables de presfuerzo para aplicar esfuerzo axial en los muros del modelo

Tabla 2.8. Distribución de fuerzas axiales en muros de modelo y prototipo

Nivel	Muro	Área muro L x t, cm <sup>2</sup>		Esfuerzo axial, kg/cm <sup>2</sup> (MPa)		Diferencia de esfuerzos, kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	Fuerza externa, kg (kN)
		Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo		
5	MS1	3732	648	0.76 (0.08)	0.35 (0.04)	0.42 (0.04)	270 (2.7)
	MS3	1176	204	1.10 (0.11)	0.46 (0.05)	0.63 (0.06)	129 (1.3)
	MS4	1176	204	0.90 (0.09)	0.46 (0.05)	0.44 (0.04)	91 (0.9)
	MC1	2688	467	0.83 (0.08)	0.34 (0.03)	0.48 (0.05)	225 (2.3)
	MN1	3732	648	0.76 (0.08)	0.35 (0.04)	0.42 (0.04)	270 (2.7)
	MN3	1176	204	1.10 (0.11)	0.46 (0.05)	0.63 (0.06)	129 (1.3)
	MN4	1176	204	0.90 (0.09)	0.46 (0.05)	0.44 (0.04)	91 (0.9)
4	MS1	3732	648	1.46 (0.15)	0.64 (0.06)	0.82 (0.08)	533 (5.3)
	MS3	1176	204	2.09 (0.21)	0.88 (0.09)	1.21 (0.12)	247 (2.5)
	MS4	1176	204	1.73 (0.17)	0.80 (0.08)	0.93 (0.09)	189 (1.9)
	MC1	2688	467	1.59 (0.16)	0.66 (0.07)	0.92 (0.09)	431 (4.3)
	MN1	3732	648	1.46 (0.15)	0.64 (0.06)	0.82 (0.08)	533 (5.3)
	MN3	1176	204	2.09 (0.21)	0.88 (0.09)	1.21 (0.12)	247 (2.5)
	MN4	1176	204	1.73 (0.17)	0.80 (0.08)	0.93 (0.09)	189 (1.9)
3	MS1	3732	648	2.16 (0.22)	0.93 (0.09)	1.23 (0.12)	797 (8.0)
	MS3	1176	204	3.09 (0.31)	1.30 (0.13)	1.79 (0.18)	364 (3.6)
	MS4	1176	204	2.56 (0.26)	1.15 (0.12)	1.41 (0.14)	287 (2.9)
	MC1	2688	467	2.35 (0.24)	0.98 (0.10)	1.37 (0.14)	638 (6.4)
	MN1	3732	648	2.16 (0.22)	0.93 (0.09)	1.23 (0.12)	797 (8.0)
	MN3	1176	204	3.09 (0.31)	1.30 (0.13)	1.79 (0.18)	364 (3.6)
	MN4	1176	204	2.56 (0.26)	1.15 (0.12)	1.41 (0.14)	287 (2.9)
2	MS1	3732	648	2.87 (0.29)	1.23 (0.12)	1.64 (0.16)	1064 (10.6)
	MS3	1176	204	4.09 (0.41)	1.73 (0.17)	2.36 (0.24)	482 (4.8)
	MS4	1176	204	3.39 (0.34)	1.50 (0.15)	1.89 (0.19)	387 (3.9)
	MC1	2688	467	3.11 (0.31)	1.30 (0.13)	1.81 (0.18)	847 (8.5)
	MN1	3732	648	2.87 (0.29)	1.23 (0.12)	1.64 (0.16)	1064 (10.6)
	MN3	1176	204	4.09 (0.41)	1.73 (0.17)	2.36 (0.24)	482 (4.8)
	MN4	1176	204	3.39 (0.34)	1.50 (0.15)	1.89 (0.19)	387 (3.9)
1	MS1	3732	648	3.58 (0.36)	1.53 (0.15)	2.05 (0.21)	1331 (13.3)
	MS3	1176	204	5.09 (0.51)	2.15 (0.22)	2.94 (0.29)	601 (6.0)
	MS4	1176	204	4.23 (0.42)	1.85 (0.19)	2.38 (0.24)	486 (4.9)
	MC1	2688	467	3.88 (0.39)	1.62 (0.16)	2.26 (0.23)	1055 (10.6)
	MN1	3732	648	3.58 (0.36)	1.53 (0.15)	2.05 (0.21)	1331 (13.3)
	MN3	1176	204	5.09 (0.51)	2.15 (0.22)	2.94 (0.29)	601 (6.0)
	MN4	1176	204	4.23 (0.42)	1.85 (0.19)	2.38 (0.24)	486 (4.9)

Tabla 2.9. Esfuerzos axiales en muros de prototipo y de modelo con presfuerzo

Nivel	Muro	Fuerza externa total aplicada, kg (kN)	Esfuerzo axial final, kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	
			Prototipo	Modelo
5	MS1	312 (3.1)	0.76 (0.08)	0.76 (0.08)
	MS3	154 (1.5)	1.10 (0.11)	1.10 (0.11)
	MS4	108 (1.1)	0.90 (0.09)	0.90 (0.09)
	MC1	264 (2.6)	0.83 (0.08)	0.83 (0.08)
	MN1	312 (3.1)	0.76 (0.08)	0.76 (0.08)
	MN3	154 (1.5)	1.10 (0.11)	1.10 (0.11)
	MN4	108 (1.1)	0.90 (0.09)	0.90 (0.09)
4	MS1	604 (6.0)	1.46 (0.15)	1.46 (0.15)
	MS3	290 (2.9)	2.09 (0.21)	2.10 (0.21)
	MS4	220 (2.2)	1.73 (0.17)	1.74 (0.17)
	MC1	496 (5.0)	1.59 (0.16)	1.59 (0.16)
	MN1	604 (6.0)	1.46 (0.15)	1.46 (0.15)
	MN3	290 (2.9)	2.09 (0.21)	2.10 (0.21)
	MN4	220 (2.2)	1.73 (0.17)	1.74 (0.17)
3	MS1	896 (9.0)	2.16 (0.22)	2.16 (0.22)
	MS3	426 (4.3)	3.09 (0.31)	3.10 (0.31)
	MS4	332 (3.3)	2.56 (0.26)	2.57 (0.26)
	MC1	728 (7.3)	2.35 (0.24)	2.35 (0.24)
	MN1	896 (9.0)	2.16 (0.22)	2.16 (0.22)
	MN3	426 (4.3)	3.09 (0.31)	3.10 (0.31)
	MN4	332 (3.3)	2.56 (0.26)	2.57 (0.26)
2	MS1	1192 (11.9)	2.87 (0.29)	2.88 (0.29)
	MS3	562 (5.6)	4.09 (0.41)	4.12 (0.41)
	MS4	444 (4.4)	3.39 (0.34)	3.42 (0.34)
	MC1	960 (9.6)	3.11 (0.31)	3.13 (0.31)
	MN1	1192 (11.9)	2.87 (0.29)	2.88 (0.29)
	MN3	562 (5.6)	4.09 (0.41)	4.12 (0.41)
	MN4	444 (4.4)	3.39 (0.34)	3.42 (0.34)
1	MS1	1488 (14.9)	3.58 (0.36)	3.59 (0.36)
	MS3	698 (7.0)	5.09 (0.51)	5.13 (0.51)
	MS4	556 (5.6)	4.23 (0.42)	4.26 (0.43)
	MC1	1192 (11.9)	3.88 (0.39)	3.90 (0.39)
	MN1	1488 (14.9)	3.58 (0.36)	3.59 (0.36)
	MN3	698 (7.0)	5.09 (0.51)	5.13 (0.51)
	MN4	556 (5.6)	4.23 (0.42)	4.26 (0.43)

## 2.7 Construcción

El modelo de cinco pisos a escala 2.4 se construyó en el laboratorio de la Mesa Vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM (MV-II) según la práctica constructiva vigente para edificaciones de mampostería confinada. La construcción del modelo se llevó a cabo por cinco maestros albañiles con una amplia experiencia en construcción de vivienda.

El proceso constructivo fue cuidadosamente supervisado para garantizar la calidad de la construcción y para asegurar que se cumplieran los lineamientos de las NTC-M 2017. Se verificó que las dimensiones del espécimen respetaran las del proyecto original, se supervisó el espesor de juntas, la verticalidad de los muros, las dimensiones de castillos, dalas, losas y la separación de su refuerzo, así como las dosificaciones de las mezclas para mortero y concreto que se utilizaron durante todo el proceso.

Durante la construcción del modelo se utilizaron tres tipos diferentes de concreto. Todos los concretos, excepto el premezclado, se elaboraron en las instalaciones del laboratorio de la MV-II con cemento portland tipo CPC-30, usando una mezcladora mecánica. El primero se fabricó en sitio para ser usado en la dala de cimentación. Se diseñó con una resistencia nominal a la compresión de  $300 \text{ kg/cm}^2$  (30 MPa) y un revenimiento de 10 cm. Para su elaboración se utilizó grava cribada con tamaño máximo de agregado (TMA) de 12 mm. La dosificación empleada fue 1: 2.5: 4: 1.25 (bulto de cemento: bote de arena: bote de grava: bote de agua). El segundo tipo de concreto se fabricó en sitio y fue utilizado en castillos y dalas. Se diseñó con una resistencia nominal a la compresión de  $200 \text{ kg/cm}^2$  (20 MPa) y un revenimiento de 10 cm. Se usó un TMA de grava de 5/16" (8 mm) y de 2 mm para la arena. Debido a las reducidas dimensiones interiores de los castillos, se utilizó un aditivo superplastificante que facilitó el colado logrando tener revenimientos de hasta 20 cm. La dosificación empleada fue de 1: 4.5: 5.5: 2 (bulto de cemento: bote de arena: bote de grava: bote de agua). El tercer tipo de concreto que se utilizó fue premezclado, que se utilizó para colar las cuatro losas de entrepiso prefabricadas. La resistencia nominal a la compresión fue de  $200 \text{ kg/cm}^2$  (20 MPa) y el TMA fue de 12 mm.

### 2.7.1 Cimentación

La construcción del modelo inició con el armado de las dalas de cimentación sobre el entramado de vigas de acero. Previo al colado de la cimentación, se adhirieron deformímetros eléctricos sobre la superficie de las barras longitudinales y transversales de algunos castillos en el límite entre el paño superior de la dala y el arranque del castillo. Los deformímetros se adhirieron siguiendo las especificaciones del fabricante (Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.). El procedimiento, que se muestra en la Fig. 2.31, consistió en lijar inicialmente la superficie de la barra en la zona donde se colocaron los deformímetros. Se desbastó la zona corrugada de la barra y con ayuda de lijas más finas, se logró tener una superficie completamente lisa. Posteriormente, se limpió la zona con acetona y se adhirió cada sensor con un pegamento acrílico adquirido con el proveedor, se protegió el sensor de la humedad con una capa de cera, una gasa y finalmente, se cubrió la superficie con una resina de fibra de vidrio como recubrimiento final. Una vez que los deformímetros estuvieron colocados en su posición, se colocó el refuerzo de los castillos dentro de la dala de cimentación, anclándolos con ganchos de 15 cm a cada lado. Los estribos se colocaron hasta el primer nivel previo al cimbrado y colado de la dala de cimentación, como se muestra en la Fig. 2.32.

La cimbra de la dala de cimentación estuvo compuesta por piezas de madera contrachapada (triplay de 12 mm de espesor) cubierta con diesel en las caras que estarían en contacto con el concreto para facilitar el descimbrado. La cimbra se sujetó con dos barras roscadas a cada 40 cm aproximadamente fijadas con arandelas y tuercas en las superficies externas de las tapas de la cimbra para garantizar el espesor constante de la dala (10 cm).

Una vez nivelada la cimbra se coló el concreto de la dala de cimentación. El concreto se elaboró con ayuda de la mezcladora mecánica, usando una dosificación diseñada para alcanzar una resistencia nominal a la compresión de  $300 \text{ kg/cm}^2$  (30 MPa). El concreto se compactó con ayuda de una barra lisa para no afectar las zonas de castillos que estuvieron instrumentadas con deformímetros eléctricos. El procedimiento del colado se muestra en la Fig. 2.33. El concreto en estado fresco fue muestreado en 18 cilindros de 10 x 20 cm para ser ensayados posteriormente en el laboratorio para conocer sus propiedades mecánicas.



*Figura 2.31. Deformímetros eléctricos en acero de refuerzo de castillos*



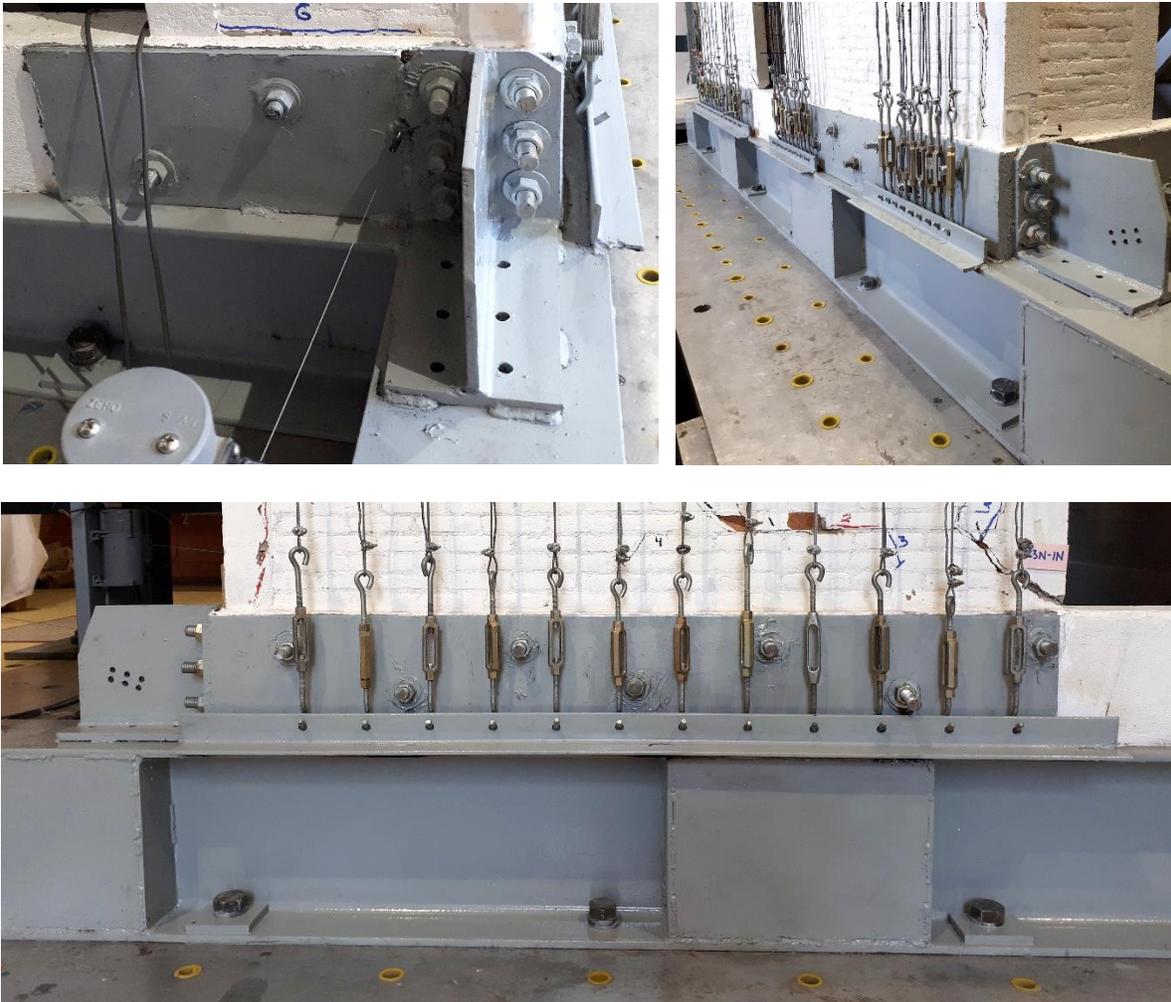
*Figura 2.32. Cimbra en dala de cimentación*

El tamaño de los cilindros (10 x 20 cm) fue menor al utilizado comúnmente en los ensayos de concreto (15 x 30 cm) debido a la escala empleada para la construcción del modelo que fue de 1:2.4. Las dalas se descimbraron dos días después del colado y se escarificó la cara superior que estaría en contacto con los muros de mampostería del primer nivel, con el objetivo de garantizar una mayor adherencia entre ambos elementos estructurales. Las dalas fueron curadas con agua tres veces el día durante siete días para evitar la deshidratación del material y las fisuras por contracción plástica.



*Figura 2.33. Colado de dala de cimentación*

Como se señaló en la sección 2.4.1, la dala de cimentación se reforzó una vez que se iniciaron los ensayos dinámicos del modelo, ya que se presentó un agrietamiento entre la dala de concreto reforzado y la viga metálica. El refuerzo, que se muestra en la Fig. 2.34, se realizó con placas metálicas de 5/16" de espesor (8 mm) adheridas con resina epóxica en ambas caras de la dala de cimentación, soldadas al patín superior de la viga y fijadas entre sí con barras roscadas de 3/4" (19 mm) dispuestas en tres bolillo a cada 15 cm aproximadamente. Las placas se colocaron únicamente en las zonas que coincidían con muros en la dirección de las excitaciones sísmicas y bajo los muros extremos en el sentido transversal. Adicionalmente, se colocaron atiesadores metálicos en las cuatro esquinas de la dala de concreto, anclados con seis barras roscadas para evitar el deslizamiento y/o rotación de la cimentación. Como se comentará en la sección 3.4.1.6, este refuerzo fue adecuado para evitar el deslizamiento y rotación de la cimentación.



*Figura 2.34. Refuerzo en dala de cimentación*

### 2.7.2 Muros y castillos

Una vez concluida la cimentación, se marcaron los ejes para iniciar la construcción de los muros del primer nivel. Los muros se conformaron por 30 hiladas de tabique artesanal rojo recocido cuatrapeados y unidos con juntas de aproximadamente 4 mm de espesor  $\pm 1$  mm de tolerancia. Los muros se levantaron en toda su altura previo a la colocación de la cimbra de los castillos. Los tabiques se saturaron en agua por un periodo de una hora antes de ser colocados y se dentaron las piezas en los extremos de los muros con el fin de asegurar una trabazón adecuada con el concreto de los castillos.

La cimbra se elaboró con madera contrachapada (triplay de 12 mm de espesor) cubierta con diesel en las caras que estarían en contacto con el concreto para facilitar el descimbrado. La cimbra se sujetó con tres barras roscadas (dos extremas y una intermedia)

fijadas con arandelas y tuercas en las superficies externas de las tapas de la cimbra para garantizar la verticalidad de los castillos. La cimbra de los castillos ubicados en esquina se fijó con amarres de alambre recocido que atravesó la mampostería con perforaciones de 2 mm de diámetro, aproximadamente. En la Fig. 2.35 se muestra la disposición típica de la cimbra que se colocó en los castillos de los cinco niveles.

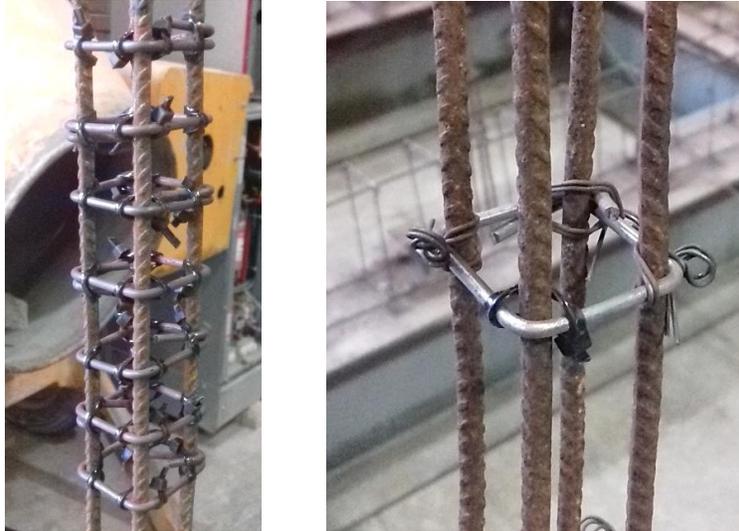


*Figura 2.35. Cimbra en castillos de primer nivel*

Como se explicó en la sección 2.5, se obtuvieron muestras del mortero y de la mampostería de los muros de cada nivel para poder determinar sus propiedades mecánicas a partir de ensayos en laboratorio. Se elaboraron 12 cubos de mortero, 12 pilas y 12 muretes por nivel, contruidos con las mismas piezas y mezclas de mortero que se eligieron al azar.

Los estribos de los castillos se amarraron con cinturones plásticos (flejes) de 0.25 x 16 cm de longitud debido a que la sección de los castillos era muy reducida y los alambres que tradicionalmente se usan en la práctica constructiva, no permitían el paso del concreto en la zona del recubrimiento del castillo ( $\approx 8$  mm). En la Fig. 2.36 se muestra la diferencia entre un amarre tradicional con alambre y el propuesto con cinturones plásticos.

Se cumplieron las disposiciones de construcción y control de obra indicadas en las secciones 9 y 10 de las NTC-M 2017, tales como: procedimiento constructivo, tolerancias de desplomo, muestreo y ensayo, aparejo, espesor de juntas de mortero, etc.



*Figura 2.36. Cinturones plásticos empleados para el amarre del refuerzo transversal*

El concreto del interior de los castillos se compactó con ayuda de una barra lisa y con golpes de martillo de goma aplicados en las caras externas de la cimbra para evitar que los elementos presentaran oquedades. Se aplicó a la mezcla un aditivo fluidificante para incrementar el revenimiento del concreto (200 g de aditivo *SikaCem* por cada saco de cemento de 50 kg). Se elaboraron 18 cilindros de 7.5 x 15 cm (diámetro por altura) por cada colado de castillos por nivel. Las probetas permanecieron durante 28 días en la cámara de curado del LEM del Instituto de Ingeniería de la UNAM y posteriormente se resguardaron en el laboratorio de la MV-II bajo las mismas condiciones ambientales que el modelo. Los castillos se descimbraron al día siguiente del colado y se curaron rociándolos con agua tres veces al día durante siete días. En la Fig. 2.37 se muestra el proceso constructivo de los muros de mampostería en las diferentes etapas constructivas del modelo.

### *2.7.3 Losas de entrepiso*

Se construyeron las dalas de cerramiento para cada nivel y se colaron monolíticamente después de colocar las losas prefabricadas sobre el modelo. En la Fig. 2.38 se muestra el refuerzo de las losas que se habilitó sobre tarimas de madera contrachapada (triplay de 12 mm de espesor) diseñada con franjas de madera que sirvieron como topes para asegurar que se colaran únicamente las zonas que no estarían en contacto con las dalas de cerramiento de los muros. Las tarimas fueron barnizadas previo a la colocación del acero de refuerzo y se colocaron barras como separadores para mantener constante el espesor del recubrimiento de la losa. Adicionalmente, se elaboraron seis ganchos por losa con el fin

de realizar las maniobras de izaje con la grúa viajera del laboratorio para trasladar cada losa a su posición dentro del modelo.



*Figura 2.37. Construcción de muros confinados*

Las losas de los primeros cuatro niveles fueron coladas simultáneamente con concreto premezclado. Como se puede observar en la Fig. 2.39, únicamente se coló la zona central de las losas que no estaba en contacto con las dalas de cerramiento. El refuerzo de las dalas centrales se armó en conjunto con el refuerzo de la losa. Se solicitó la mezcla de concreto para alcanzar una resistencia nominal a la compresión de  $200 \text{ kg/cm}^2$  (20 MPa) y

el tamaño máximo del agregado para la grava fue de 1/2" (12.7 mm). Las losas se encontraban a la intemperie, por lo que fueron cubiertas durante siete días con plásticos para evitar que sufrieran pérdida de humedad y fisuras por contracción plástica. Adicionalmente, se curaron las losas rociándolas con agua tres veces al día durante siete días.

La losa del primer nivel se dejó madurar durante 21 días antes de ser trasladada. Mediante el ensaye en laboratorio de un cilindro de concreto proveniente de esa mezcla, se comprobó que el concreto hubiera alcanzado el 80% de su resistencia nominal. Una vez comprobado lo anterior, la losa se trasladó y se colocó sobre el modelo sin que se presentaran deformaciones ni agrietamientos visibles. En las Figs. 2.40 y 2.41 se muestra el traslado de las losas prefabricadas al modelo, con ayuda de la grúa viajera del laboratorio.



*Figura 2.38. Construcción de losas prefabricadas de concreto*



Figura 2.39. Colado de losas prefabricadas



Figura 2.40. Traslado de losas prefabricadas

El proceso de construcción antes descrito para el primer nivel se repitió para cada uno de los siguientes tres niveles, tomando las precauciones necesarias para asegurar la calidad y estabilidad de la construcción. Se cumplieron las disposiciones de descimbrado, elaboración del concreto, transporte, curado, temperatura, juntas de colado, traslapes y tolerancias, indicadas en la sección 15 de las NTC-C 2017.



Figura 2.41. Traslado de losas prefabricadas

La losa del quinto nivel se fabricó sobre el modelo debido a las restricciones de altura que tiene la grúa viajera para las maniobras de izaje, por lo que se tuvo que colar monólicamente con las dalas de cerramiento. La cimbra estaba compuesta por tarimas de madera contrachapada (triplay de 12 mm de espesor) apuntalada con polines desde el primer nivel hasta el cuarto nivel. El concreto se diseñó para una resistencia nominal a la compresión de  $200 \text{ kg/cm}^2$  (20 MPa), tal como se hizo para las losas de los niveles inferiores. La mezcla se elaboró en sitio con la mezcladora mecánica y se subió al quinto nivel en botes como se muestra en la Fig. 2.42.



*Figura 2.42. Colado de losa de concreto del quinto nivel*

#### *2.7.4 Traslado del modelo*

Al término del colado de la losa del tercer nivel se iniciaron los trabajos de colocación de tensores desde la azotea hasta las vigas metálicas en la cimentación para llevar a cabo el traslado del modelo hacia la mesa vibradora. La capacidad de carga de la grúa es de 10 tf (100 kN), por lo que el cuarto y quinto nivel se construyeron sobre la plataforma de la mesa vibradora. Los elementos que se utilizaron para cargar el modelo se muestran en la Fig.2.43. Se usaron estrobo de  $5/8''$  de diámetro (15.9 mm) apretados con perros, templadores para tensar los cables y un bastidor formado por perfiles de acero (IR de 152

mm de peralte). La función del bastidor metálico fue asegurar la verticalidad de los cables. El traslado del modelo se muestra en las Figs. 2.44 y 2.45. Como se puede observar, durante el traslado el modelo no sufrió agrietamientos.



*Figura 2.43. Estructura portante para trasladar el modelo*



*Figura 2.44. Traslado del modelo hacia la mesa vibradora*



Figura 2.45. Traslado del modelo hacia la mesa vibradora

Una vez que la base se calzó, niveló y el modelo se fijó a la mesa vibratora, se continuó con la construcción de los últimos dos niveles. El modelo terminado se presenta en las Figs. 2.46 y 2.47.



Figura 2.46. Modelo terminado



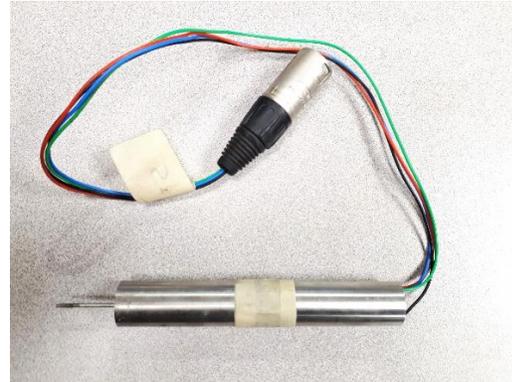
Figura 2.47. Modelo terminado

## 2.8 Instrumentación

El modelo fue instrumentado con 131 sensores internos y externos con el fin de obtener datos sobre la respuesta global y local de la estructura durante cada fase de ensayo. La instrumentación consistió en transductores de aceleración, de desplazamiento y de deformación, integrados a un sistema de control y captura digital de datos especialmente diseñado para pruebas dinámicas. En la figura 2.48 se muestran los sensores empleados.



Acelerómetro (Setra)



Transductor de varilla, LVDT (Trans-Tek)



Transductores de varilla (potenciómetros)



Transductor de cable (Celesco)



Deformímetro eléctrico 2 mm (Tokyo Sokki)

Figura 2.48. Sensores empleados en el modelo

### 2.8.1 Instrumentación externa

Se utilizaron acelerómetros uniaxiales (SETRA 141B, con capacidades de  $\pm 2$ , 4 y 8 g), colocados en puntos específicos de la cimentación y en las losas de los entresijos y de la azotea. En total se colocaron 21 sensores cuya distribución se presenta en las Figs. 2.49, a 2.51. En la dirección longitudinal (sentido de excitaciones sísmicas), se colocaron acelerómetros en el centro de masa (eje B) con el fin de medir la aceleración de piso y evaluar la distribución de aceleraciones en altura. Sobre los ejes A y C se colocaron acelerómetros longitudinales en extremos opuestos de las losas del primer nivel, del tercer nivel y de la azotea, para medir las aceleraciones de piso y verificar la rigidez del diafragma. En la dirección transversal se colocaron acelerómetros sobre los ejes 1 y 4 en el tercer nivel y en la azotea. Se colocaron dos acelerómetros transversales en el centro de masas; uno en la cimentación y otro en el quinto nivel, para estudiar los posibles efectos de torsión. En la cimentación se colocaron dos acelerómetros verticales en extremos opuestos de la dala de cimentación del eje A, con el fin de evaluar el valor de las aceleraciones verticales y su posible efecto de volteo en la base. Las aceleraciones de la mesa vibradora se obtuvieron del sistema de control de la misma.

Se emplearon dos tipos de transductores de desplazamiento para medir los desplazamientos laterales de pisos, la configuración deformada y las distorsiones globales y de entresijo. Los primeros fueron transductores de cable (Celesco PT8510, rango de 0 a 1016 mm y PT9101, rango de 0 a 3810 mm) que se colocaron en la cimentación y en el tercer nivel. Los segundos fueron transductores de vástago (SPD-200D, CDP-100 y CDP-200) colocados en la cimentación y en todos los entresijos. Los transductores se colocaron en la dirección longitudinal para cada una de las losas en los ejes A, B y C y se fijaron a un marco de referencia externo a la mesa vibradora. Los desplazamientos de la plataforma de la mesa vibradora se obtuvieron usando el sistema de control de la misma. En total, se colocaron cinco transductores de cable y 13 de vástago, cuya distribución se muestra en las Figs. 2.49 a 2.52.

En la sección 3.4.1 se muestran los valores de las aceleraciones y desplazamientos registrados y ahí se discuten los resultados.

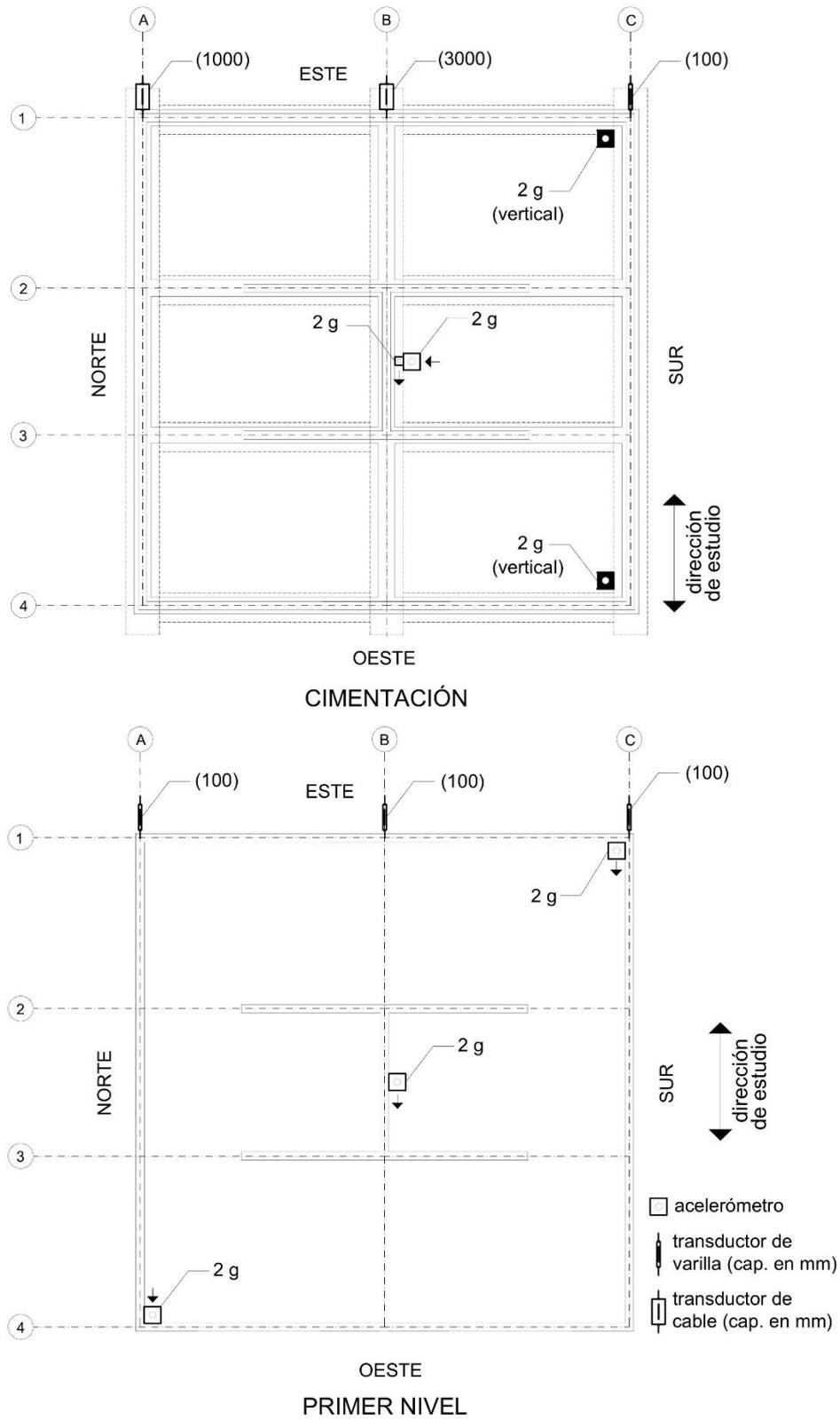


Figura 2.49 a. Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento externos en planta

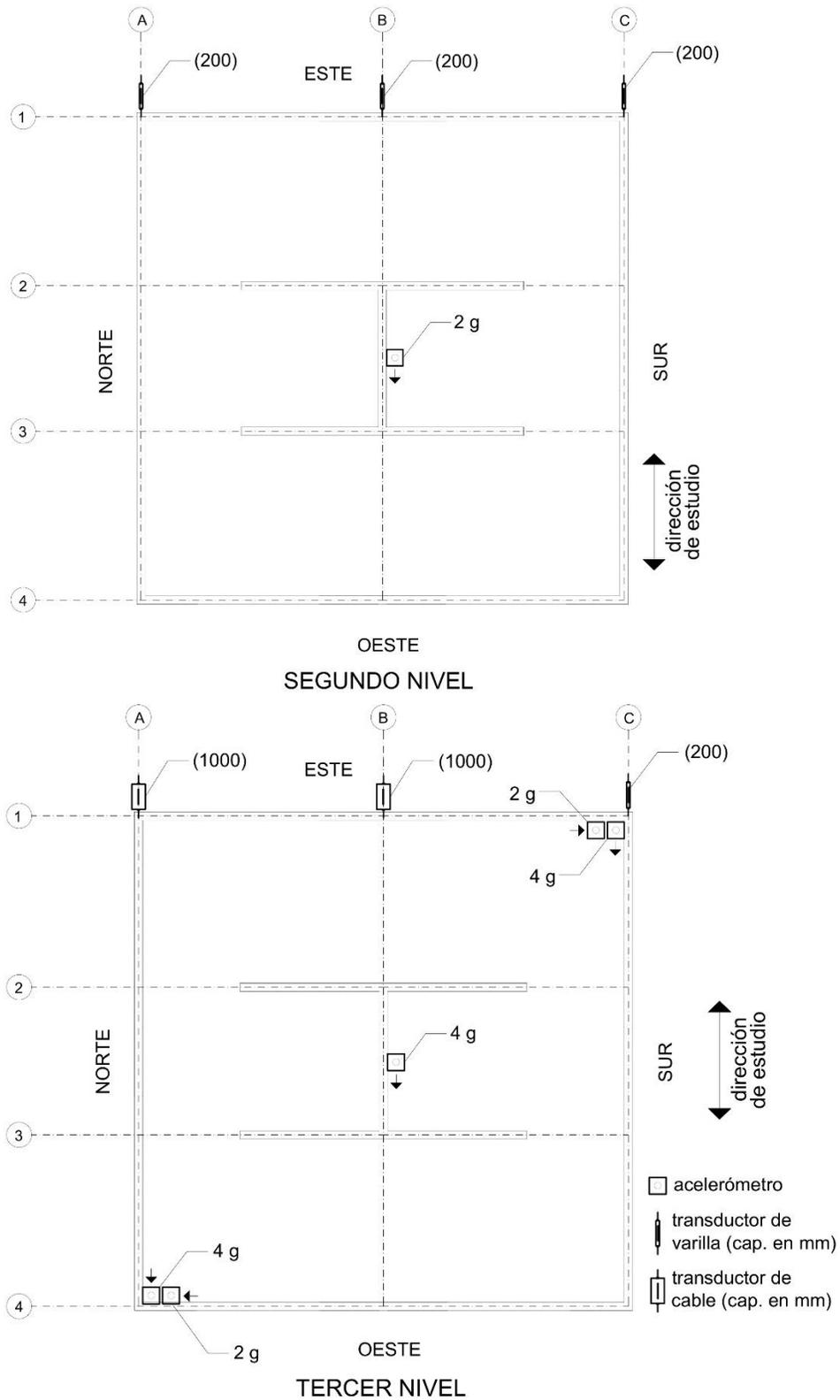


Figura 2.49 b. Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento externos en planta

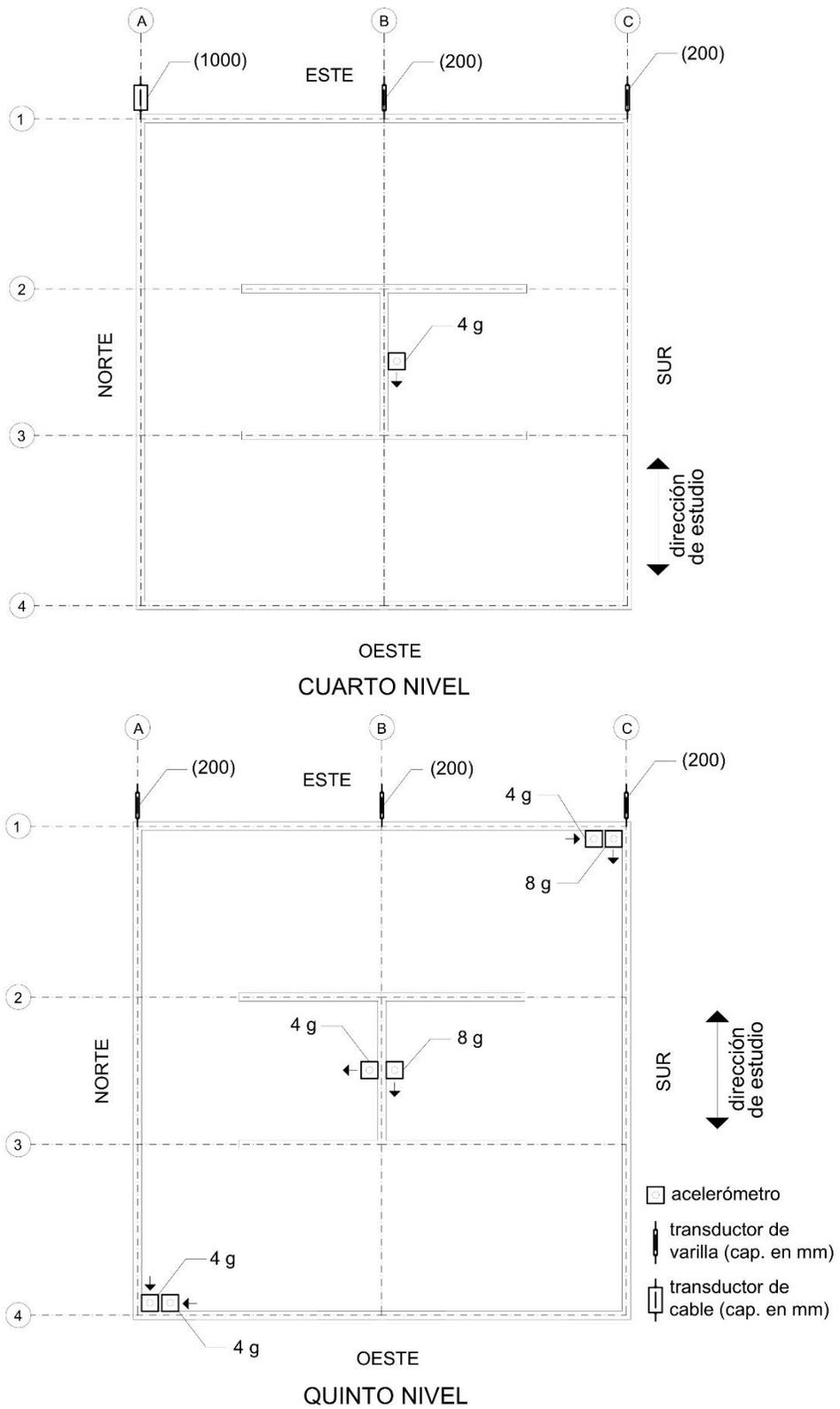


Figura 2.49 c. Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento externos en planta

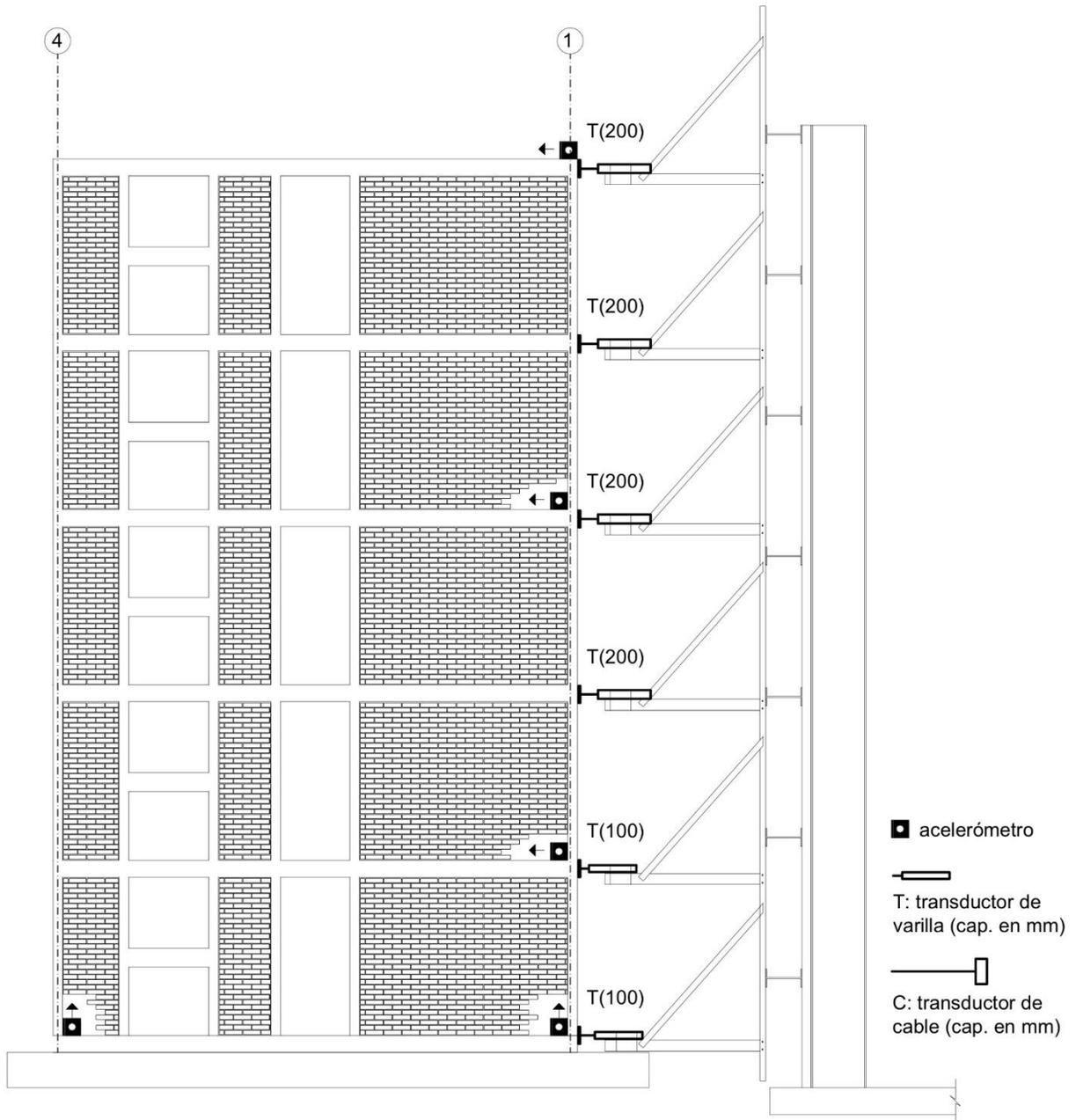


Figura 2.50. Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en eje C

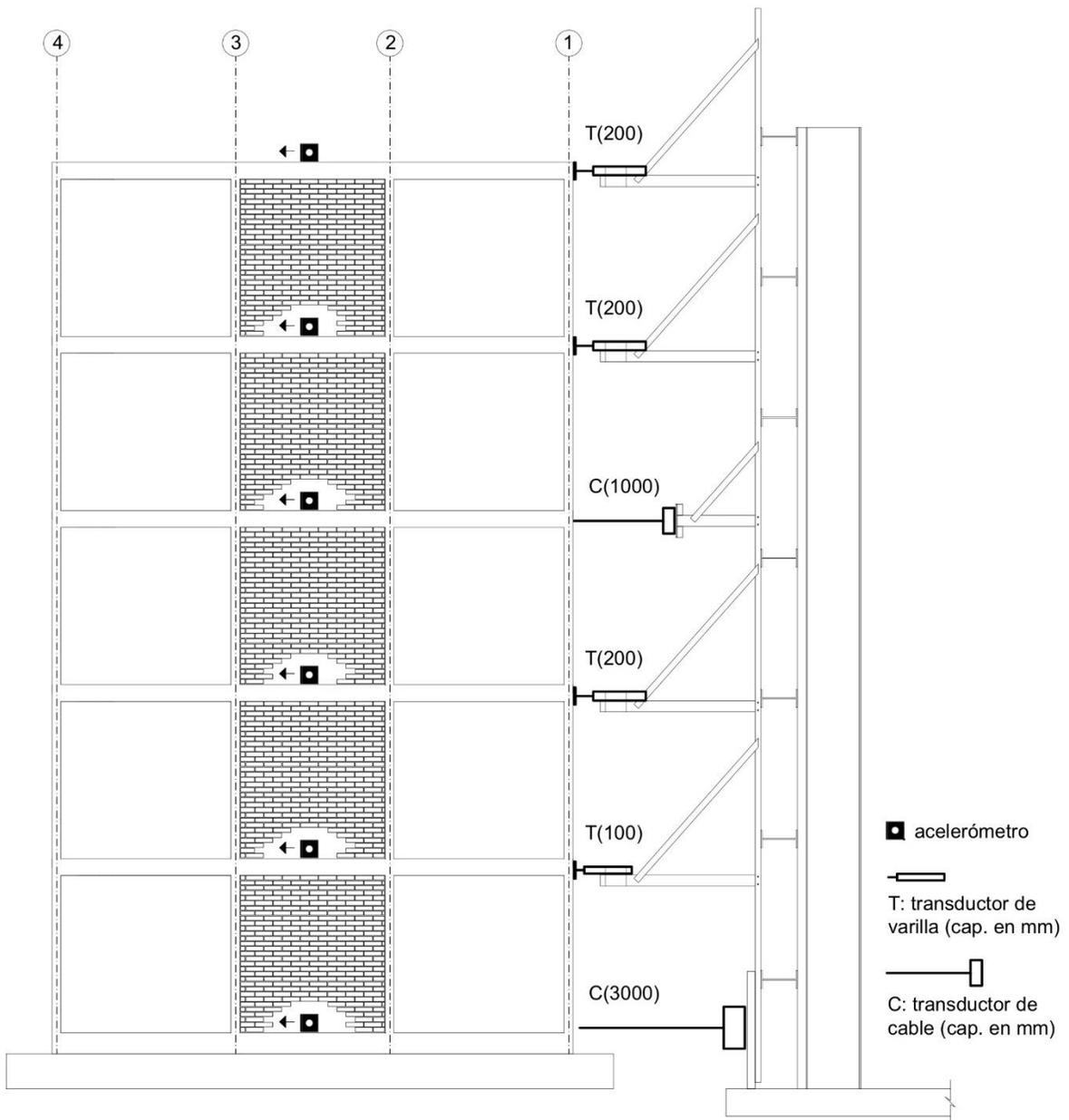


Figura 2.51. Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en eje B

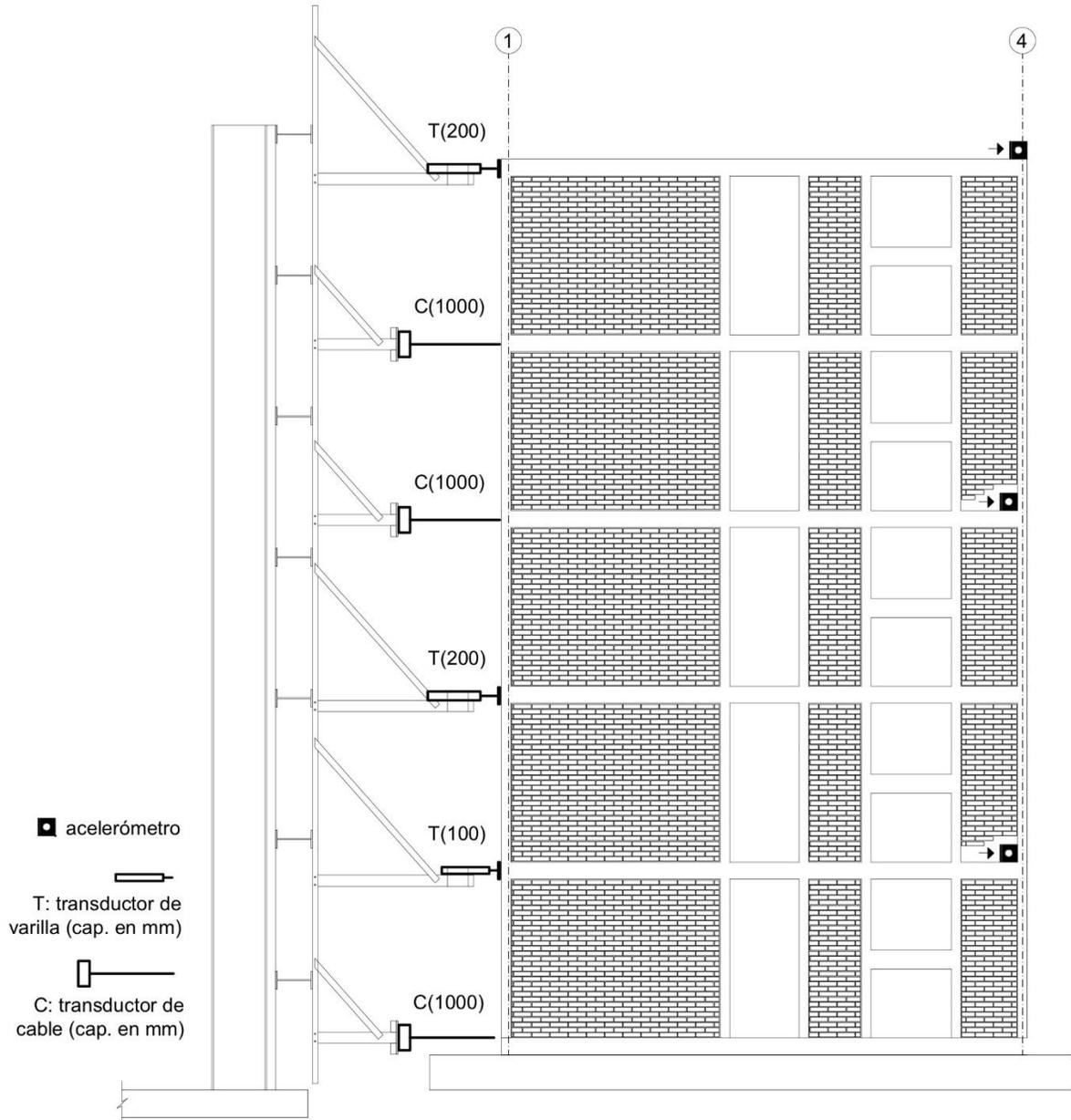
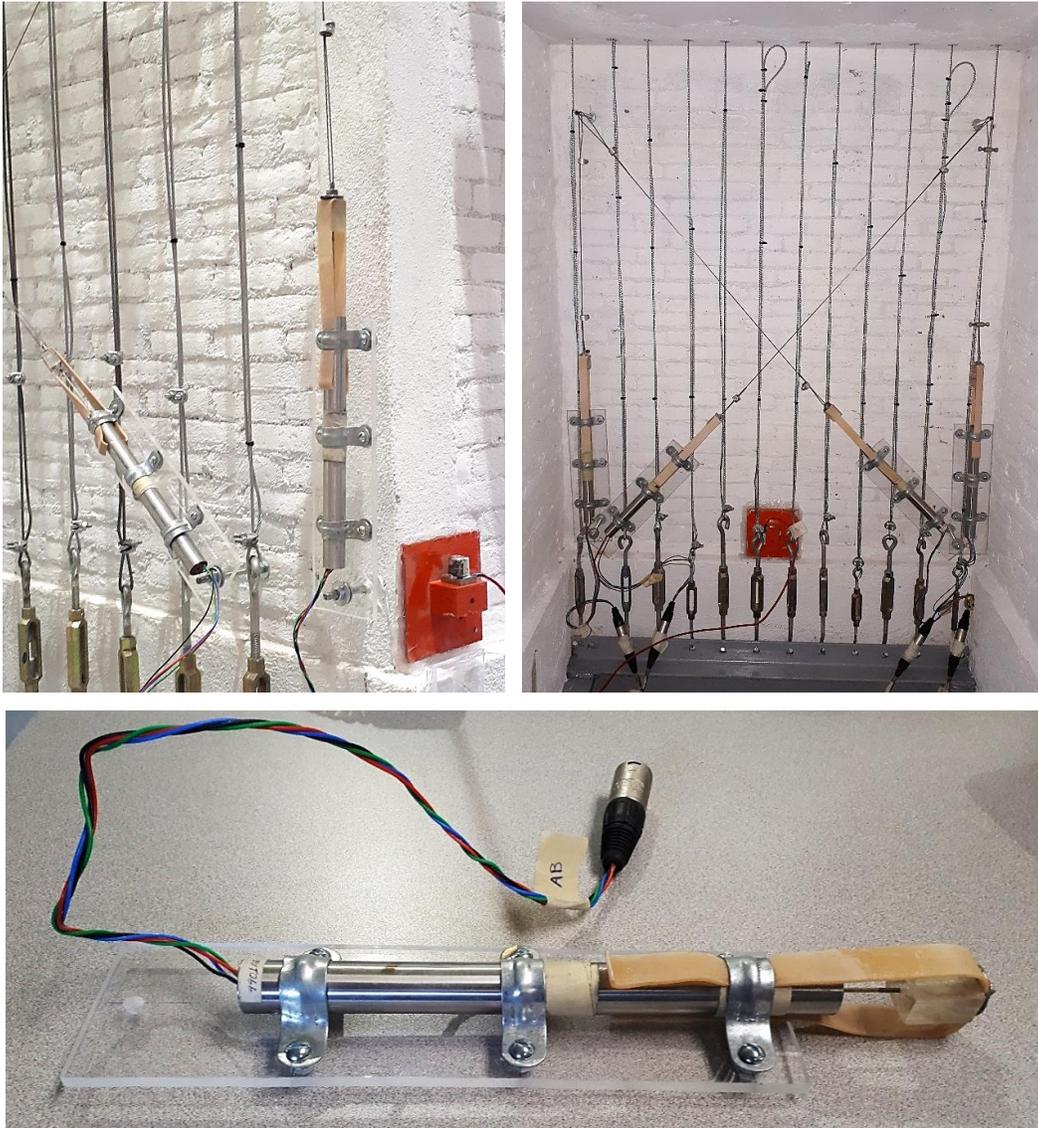


Figura 2.52. Distribución de acelerómetros y transductores de desplazamiento en eje A

Para medir las deformaciones angulares de los muros, causadas por deformaciones de cortante, se colocó un dispositivo formado por un transductor de desplazamiento tipo LVDT (Trans-Tek, rangos de medición de  $\pm 12.7$ ,  $25.4$  y  $50.8$  mm), una liga, y un alambre de piano, como se muestra en la Fig. 2.53. La función de este dispositivo fue registrar las deformaciones diagonales inducidas entre dos esquinas opuestas de un muro. Se colocó

el mismo dispositivo también a lo largo del eje de los castillos para medir las deformaciones axiales y en las dalas de acoplamiento de puertas y ventanas para medir las rotaciones y curvaturas respecto a los muros. En total, se colocaron 12 sensores en dalas de acoplamiento, 10 en los muros y castillos de la fachada del eje A y cuatro en los muros y castillos del eje B.



*Figura 2.53. Detalle de dispositivos formados por sensor tipo Trans-Tek*

Además de los transductores de desplazamiento tipo LVDT (Trans-Tek), se colocaron transductores de vástago (CDP-10, CDP-25 y CDP-50 mm), con el mismo objetivo de registrar las deformaciones diagonales inducidas entre dos esquinas opuestas de un muro y para medir las deformaciones axiales. Se fijaron a un perfil tubular de aluminio y a soleras

de aluminio que sirvieron como placas de respaldo, como se muestra en la Fig. 2.54. En total, se colocaron 22 sensores en la fachada A y ocho en el eje B. En la sección 3.4.1.9 se presentan los valores de las rotaciones y deformaciones angulares de los muros.

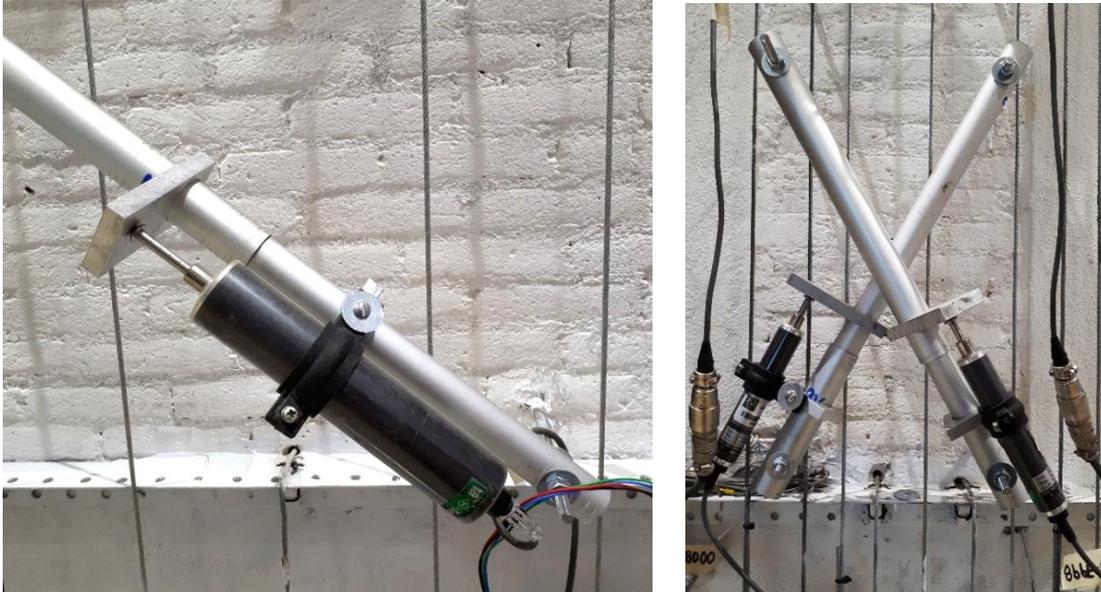


Figura 2.54. Detalle de dispositivos formados por transductores de vástago

De acuerdo con la Fig. 2.55, las deformaciones por corte se pueden evaluar a partir del cambio de longitud de dos diagonales opuestas, mediante la ecuación 2.8.

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| = \left| \frac{\delta_1}{l_1} \right| + \left| \frac{\delta_2}{l_2} \right| \quad (2.8)$$

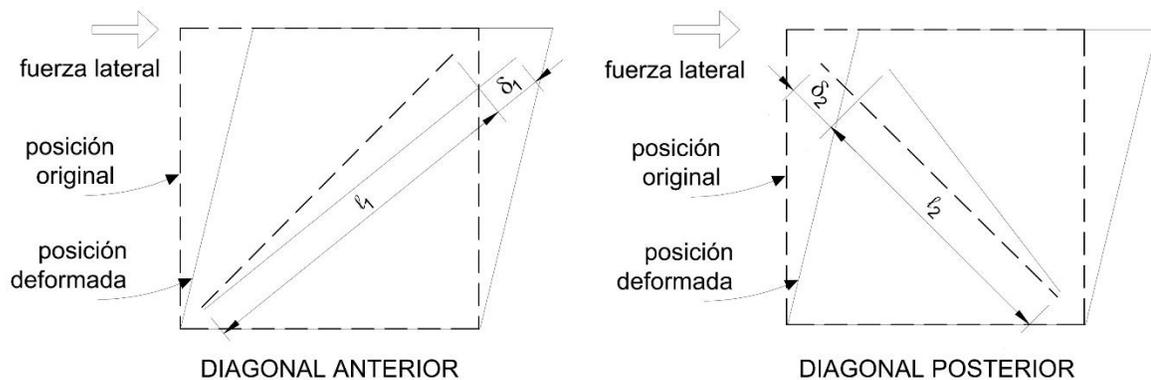


Figura 2.55. Deformación angular de un muro de mampostería

donde:

$\gamma$  es la deformación angular del muro;

- $\varepsilon_1$  deformación de la diagonal anterior;
- $\varepsilon_2$  deformación de la diagonal posterior;
- $\delta_1$  acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior;
- $\delta_2$  acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior;
- $l_1$  longitud inicial de la diagonal anterior; y,
- $l_2$  longitud inicial de la diagonal posterior.

En la Fig. 2.56 se muestra la fijación de un transductor tipo Trans-Tek en la dala de acoplamiento de una de las ventanas sobre el eje A. Se puede observar que el sensor fue soportado por una placa de acrílico anclada a la dala de concreto, por medio de una barra roscada con resina epóxica. El extremo del vástago roscado se fijó al paño del castillo por medio de una placa de acrílico a la que se le practicó una rosca.

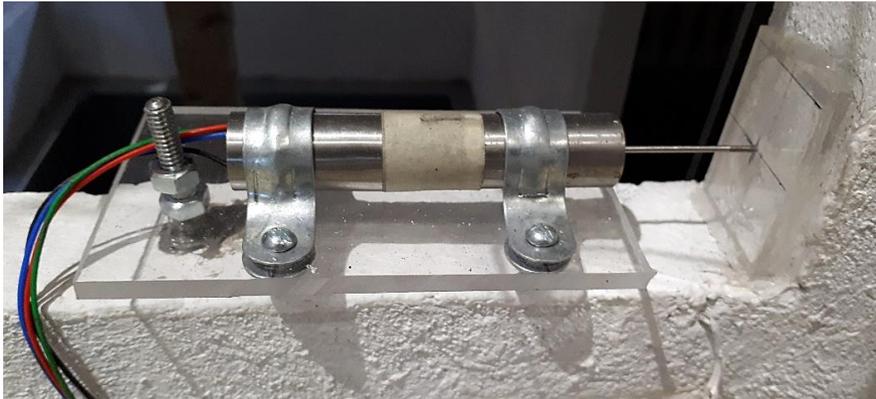


Figura 2.56. Transductor tipo en dala de acoplamiento

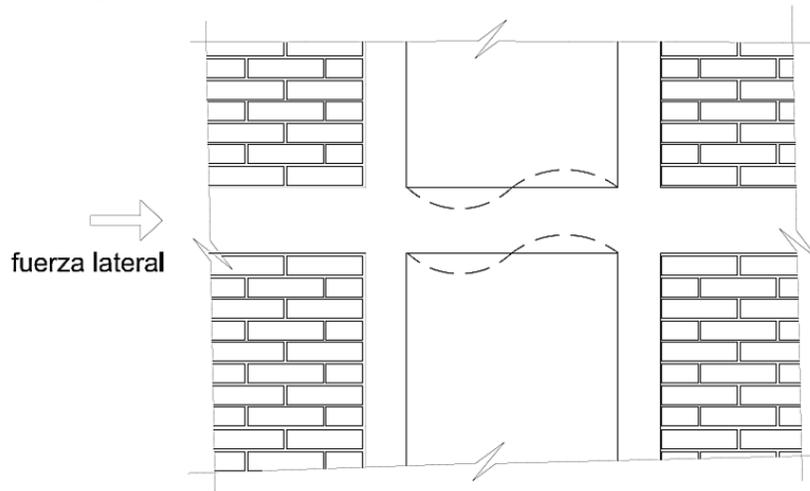


Figura 2.57. Deformación en curvatura doble en una dala de acoplamiento

La distribución de todos los transductores se muestra en las Figs. 2.58 a 2.60.

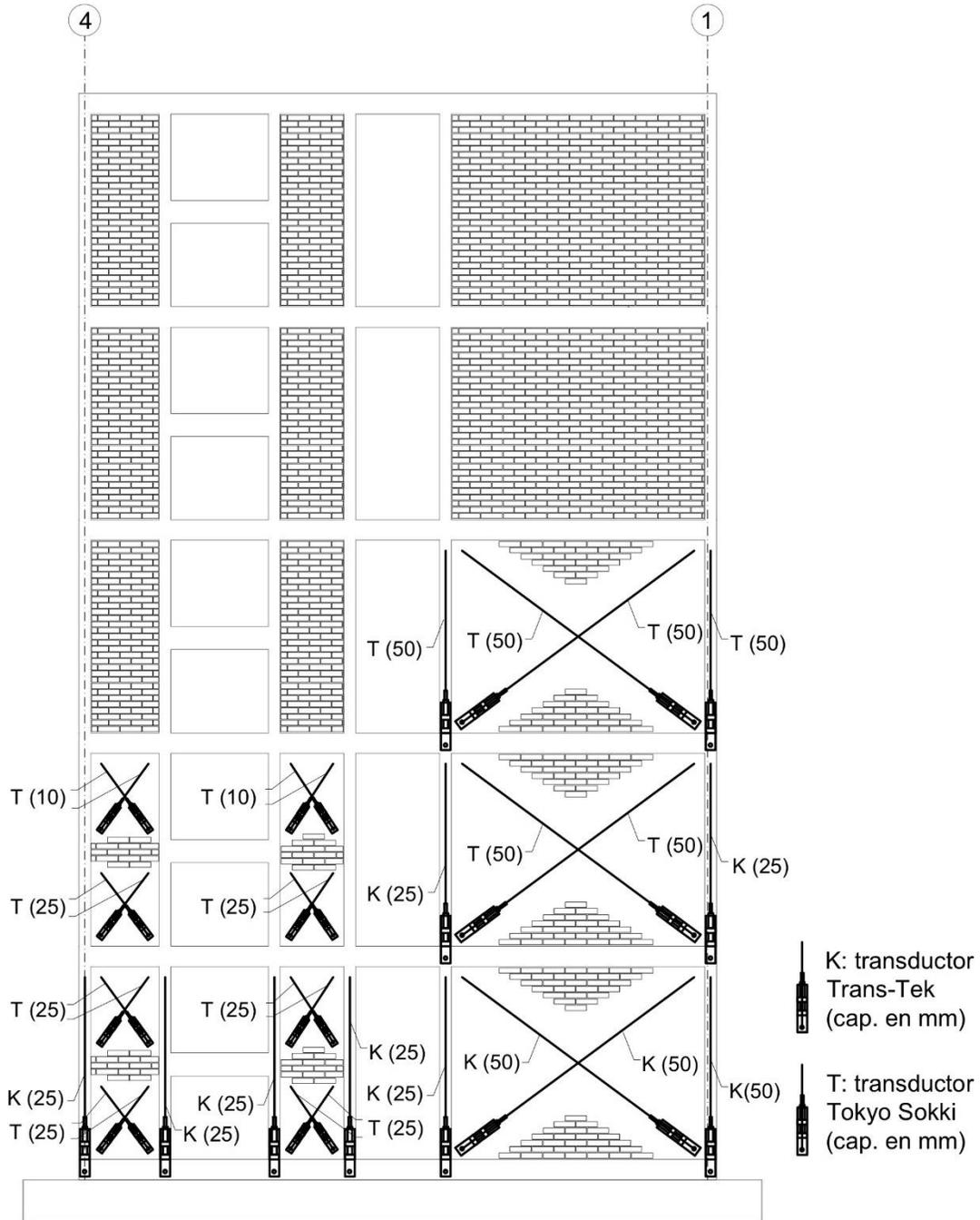


Figura 2.58. Distribución de transductores en los muros del eje C

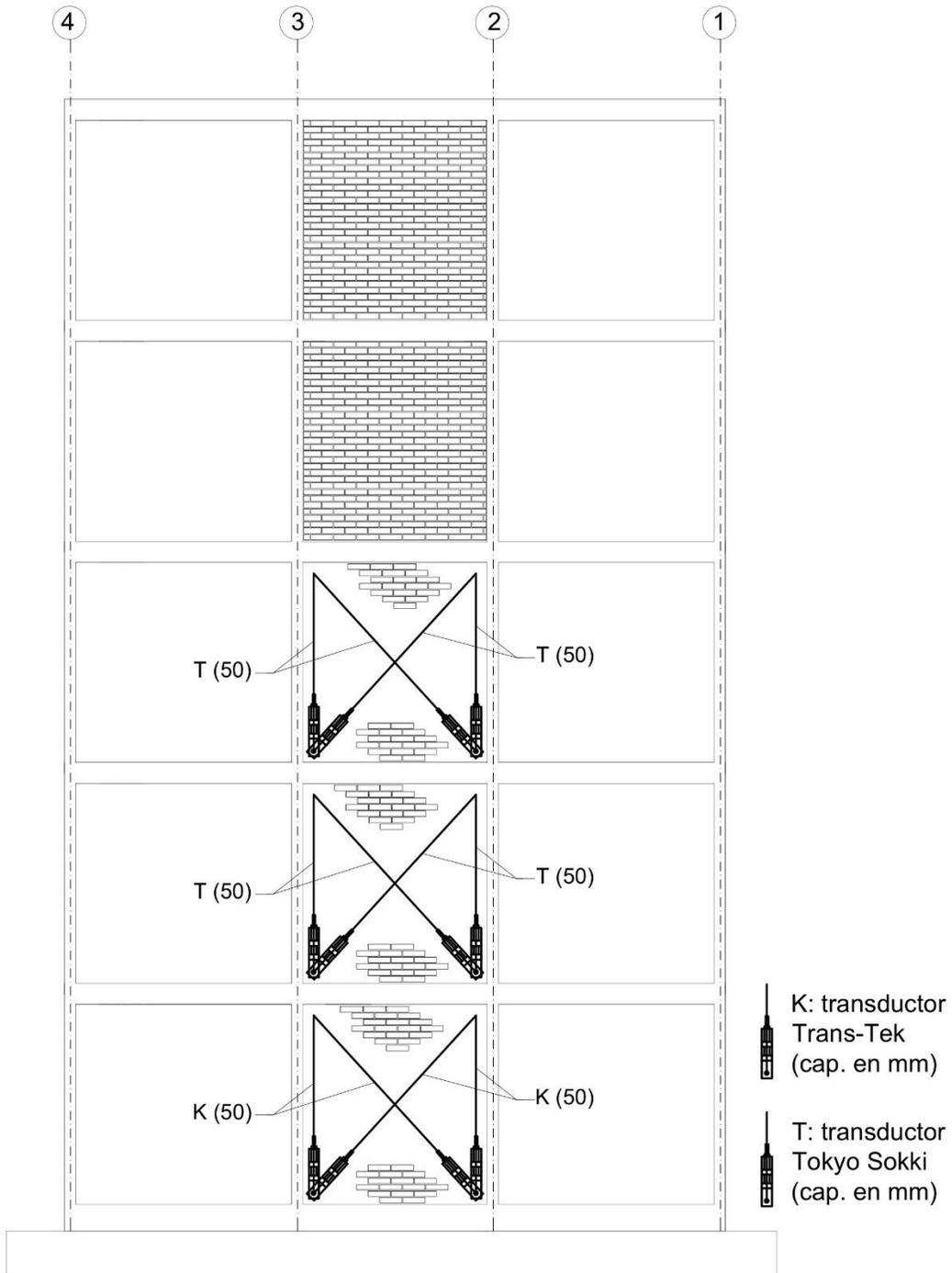


Figura 2.59. Distribución de transductores en los muros del eje B

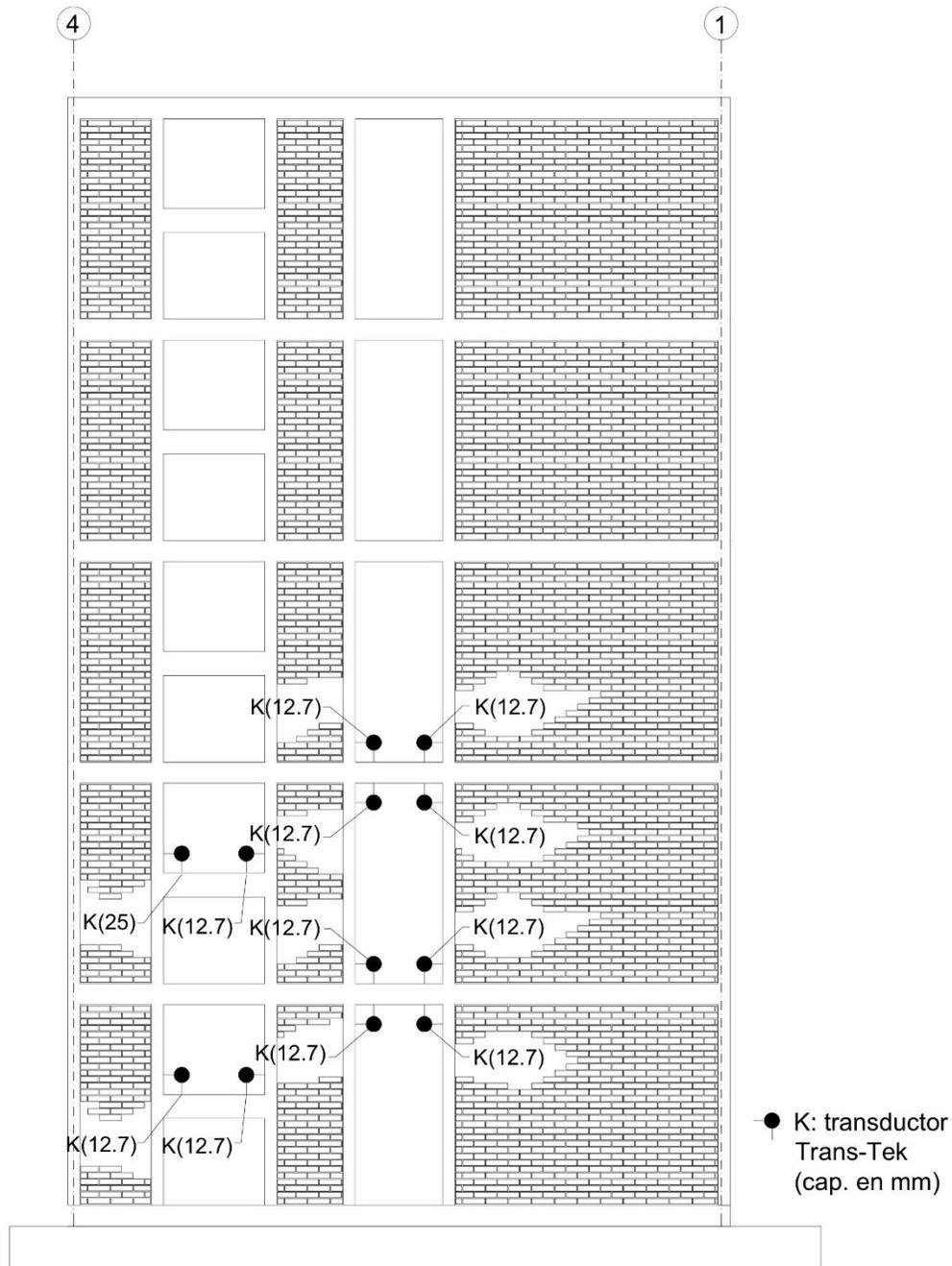


Figura 2.60. Distribución de transductores en las dalas de acoplamiento

Para conocer si la dala de cimentación se deslizó con respecto a las vigas metálicas atornilladas a la mesa, se colocó un transductor de vástago (CDP-50 mm) sobre el eje B, como se muestra en la Fig. 2.61. Se puede observar que el sensor se fijó a una base metálica adherida a la viga de cimentación por medio de un sistema magnético. En la sección 3.4.1.6 se discuten los resultados obtenidos.



*Figura 2.61. Transductor en eje B en cimentación del modelo*

Para medir si se presentó un deslizamiento entre la dala de cimentación y los muros de mampostería del primer nivel, se colocaron dos transductores de vástago (CDP-50 mm) en los ejes A y C, como se muestra en la Fig. 2.62. En la sección 3.4.1.6 se muestran los resultados de los desplazamientos obtenidos.



*Figura 2.62. Transductores en ejes A y C en cimentación del modelo*

La ubicación en planta de los tres transductores que se colocaron en la cimentación se muestra en la Fig. 2.63.

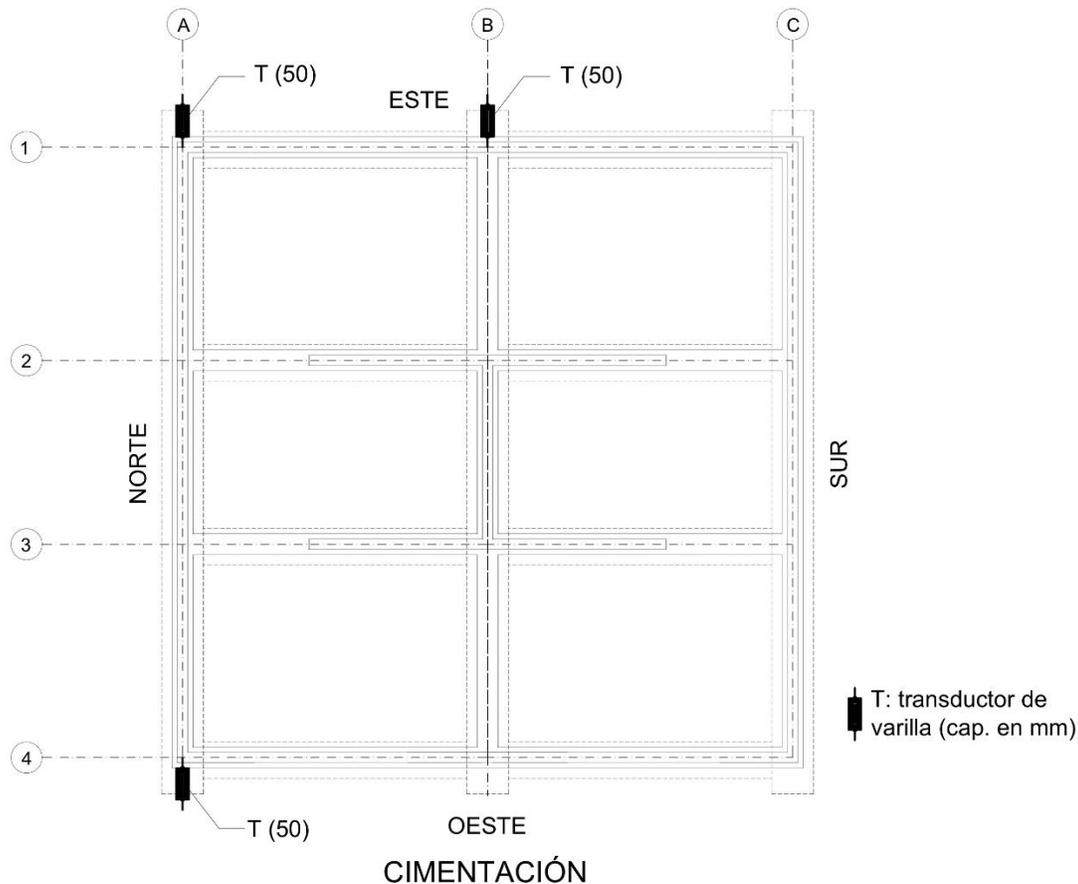


Figura 2.63. Distribución de transductores en cimentación del modelo

### 2.8.2 Instrumentación interna

Se utilizaron deformímetros eléctricos (Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd., de 2 mm de longitud) adheridos a las barras para medir las deformaciones del acero de refuerzo longitudinal y transversal de los castillos y dalas. En los castillos, los sensores se colocaron en los extremos superior e inferior en altura debido a que el estado de daño que se presentó en los modelos de uno, dos y tres niveles, demostró que las mayores deformaciones se concentran en los extremos de los castillos del primer nivel, una vez que penetra el agrietamiento inclinado de la mampostería en los castillos. En las dalas, las barras longitudinales se instrumentaron en las zonas donde potencialmente se concentraría la plastificación, esto es, en los extremos de las dalas de acoplamiento sobre las aberturas de las puertas. Debido a la simetría en planta y elevación del modelo en la dirección de estudio, se decidió instrumentar el eje A (mismo donde se colocaron los transductores de desplazamiento) y el eje central B. Únicamente se instrumentaron los primeros dos niveles,

ya que es donde se esperaría la plastificación del acero de refuerzo. En total, se colocaron 34 deformímetros eléctricos cuya distribución en altura se muestra en las Figs. 2.64 y 2.65.

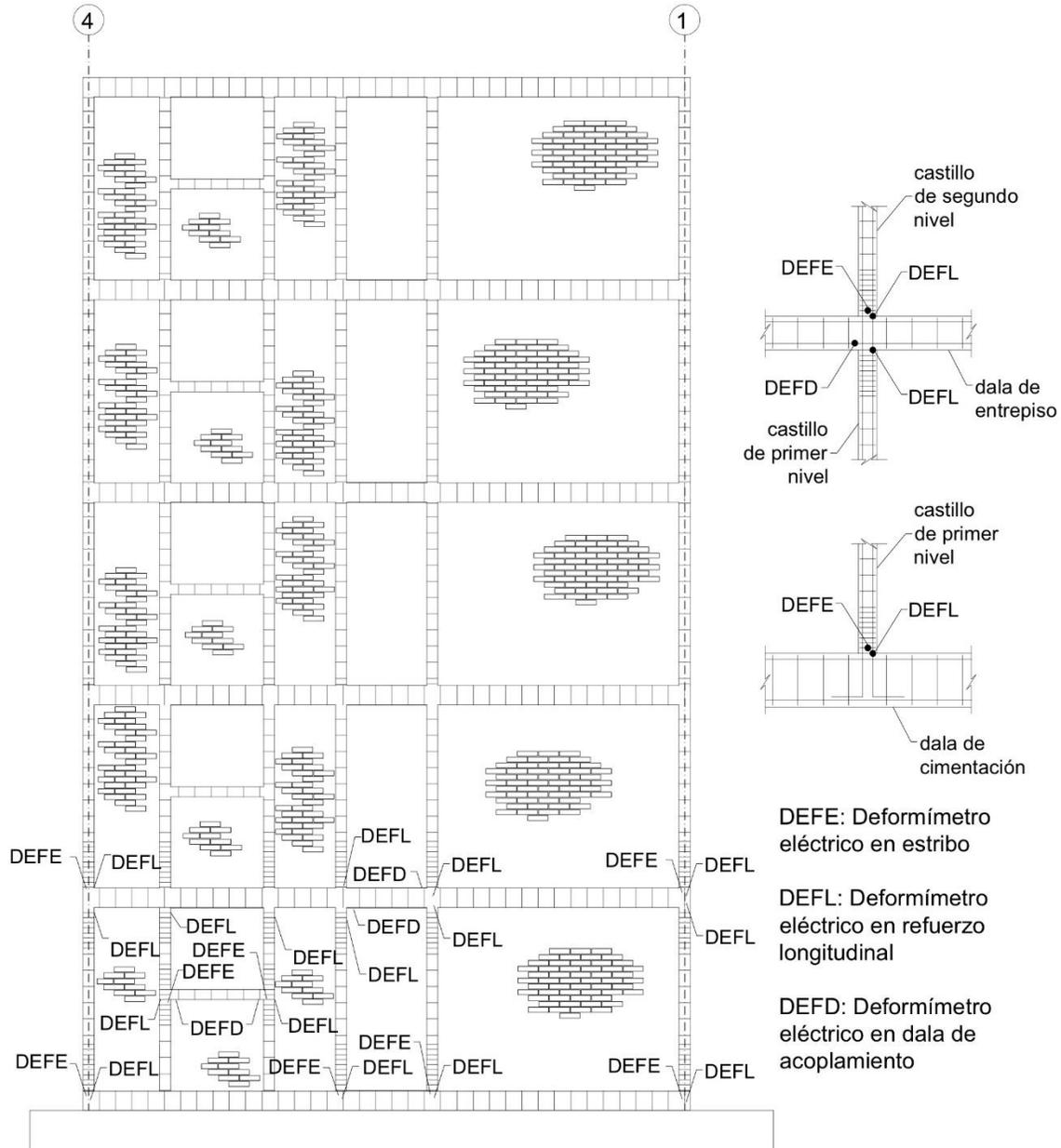
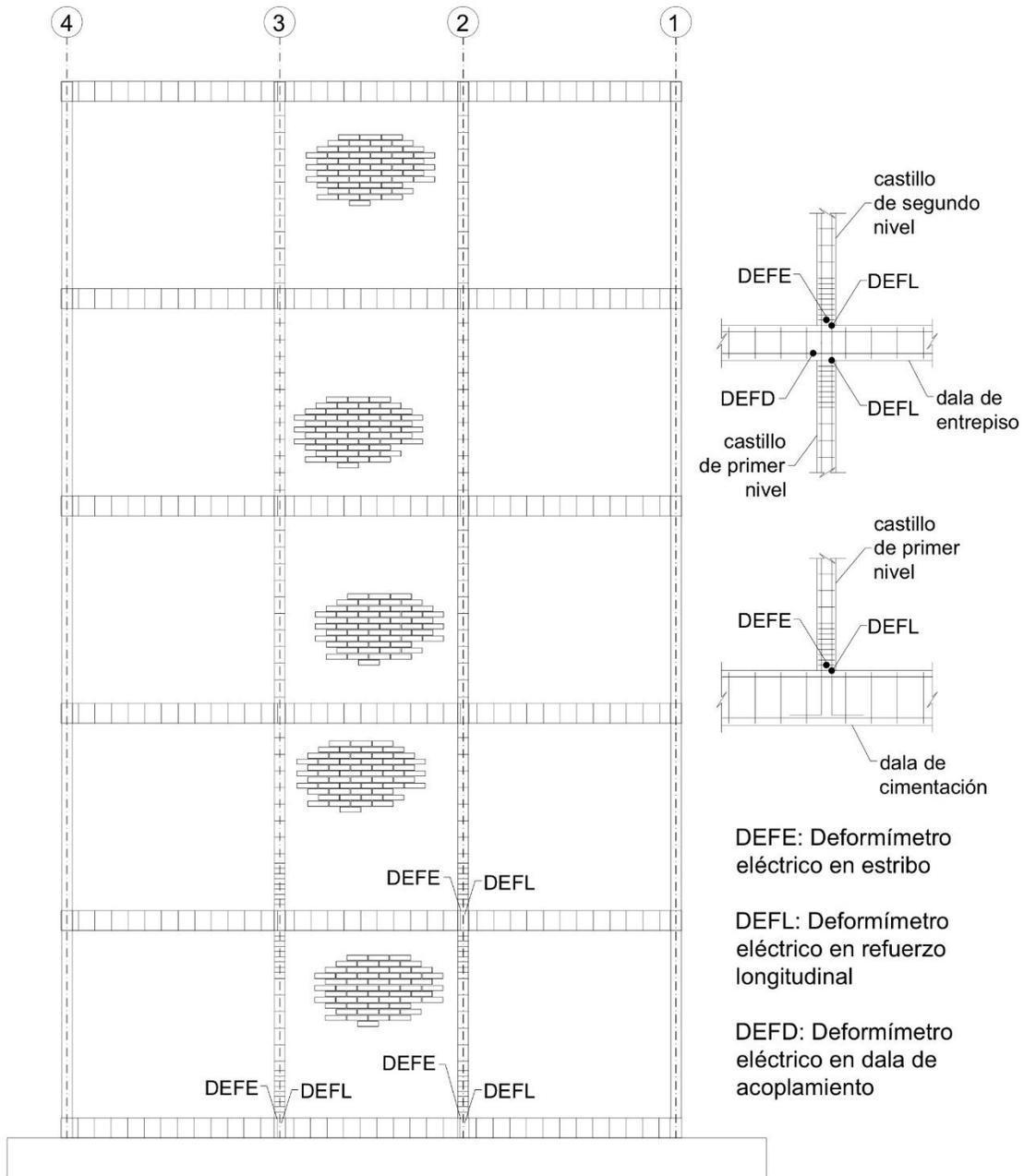


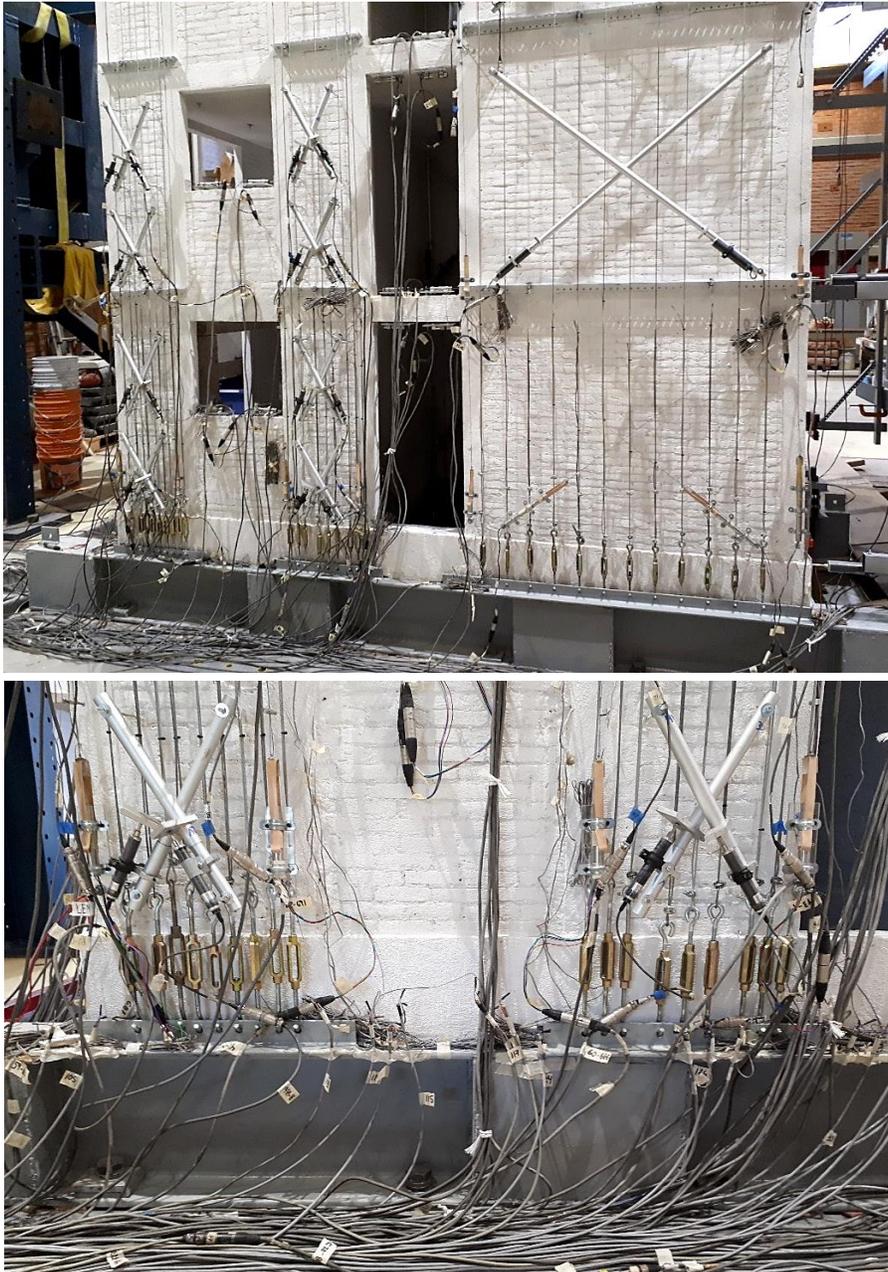
Figura 2.64. Distribución de deformímetros eléctricos en fachada del eje C



*Figura 2.65. Distribución de deformímetros eléctricos en eje B*

El número total de instrumentos (131) estuvo limitado por la capacidad del sistema de lectura de datos conformado por 132 canales. Se decidió instrumentar principalmente los primeros dos niveles, ya que es ahí donde se esperaba mayor daño de acuerdo con lo observado en los modelos de uno, dos y tres niveles. Sin embargo, en este caso el tercer piso presentó daños considerables y la instrumentación resultó escasa. El mecanismo de falla del modelo se discute en la sección 3.3.

Para la lectura y almacenamiento de las señales, se utilizó un sistema de captura de datos controlado por un programa de computadora especialmente diseñado para pruebas dinámicas. Las señales eléctricas se filtraron y amplificaron por medio de acondicionadores. Los datos se capturaron usando una frecuencia de 250 muestras por segundo. Las señales fueron posteriormente procesadas en los dominios del tiempo y de la frecuencia usando el programa DEGTRA 10.3.0 (Ordaz, 2015). Se aplicaron correcciones de línea base y procesos de filtrado de 0.10 a 40 Hz. En las Figs. 2.66 y 2.67 se muestra una vista del modelo instrumentado, previo a los ensayos.



*Figura 2.66. Modelo instrumentado en fachada sur*

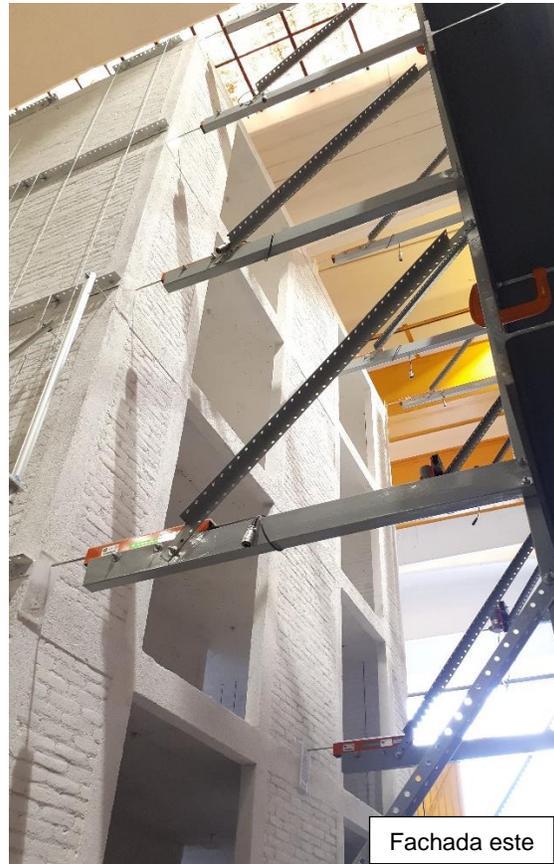


Figura 2.67. Modelo instrumentado

## 2.9 Señales de aceleración

Con el propósito de definir las señales sísmicas a ser reproducidas en la mesa vibradora e inducir diferentes estados límite sobre el modelo, se analizaron las señales de tiempo para algunos registros sísmicos con magnitud  $M \geq 6$ , ocurridos en la zona epicentral de la República Mexicana. Para evaluar las características de los diferentes sismos y su influencia en la respuesta del prototipo, se generaron espectros elásticos de aceleración, velocidad y desplazamiento. Una vez que se obtuvo analíticamente el periodo fundamental de vibración del prototipo, se eligieron de los espectros elásticos de desplazamiento, sismos que pudieran inducir el agrietamiento. El criterio que se consideró para determinar si se produciría agrietamiento fue que la distorsión en planta baja fuera igual o mayor al 0.10%, con base en los resultados observados de ensayos previos (modelos de uno, dos y tres niveles). La modelación analítica se presenta en la sección 2.10 y se supuso que el primer modo de vibrar dominaría la respuesta de la estructura.

El primer evento sísmico seleccionado fue el ocurrido en San Luis de la Loma, Guerrero en 2014 (SLU) con M 7.3. El siguiente evento fue el registrado en Fresnillo de Trujano, Oaxaca en 2017 (FTIG) con M 7.2. El tercer evento sísmico fue el registrado en San Juan de los Llanos, en Iguala, Guerrero en 2012 (SJLL) con M 7.2. A éste se le aplicó un incremento gradual de intensidad que fue desde el 125%, 150%, 175% a 200%. Finalmente, el último sismo fue el ocurrido en Acapulco, Guerrero en 1989 (DIANA) con M 6.9. Para este evento se generó un sismo sintético con M 7.6 que se escaló con un incremento gradual de intensidad (mayor severidad) al 125% y 150%. Este sismo fue el único que se empleó también en el modelo de tres niveles (Arias, 2005) y se seleccionó para comparar los resultados del comportamiento entre ambos especímenes. El orden de los sismos aplicados se eligió de tal forma que las demandas de desplazamiento incrementaran gradualmente, iniciando con una etapa elástica donde se presentaran distorsiones en el primer nivel menores al 0.10%. Para tal fin, se emplearon los espectros de respuesta de cada sismo y se obtuvieron los desplazamientos esperados en la azotea. La demanda en el primer nivel se determinó considerando un perfil triangular invertido de desplazamientos. En la Tabla 2.10 se muestra la demanda esperada de desplazamientos en el primer nivel y azotea.

*Tabla 2.10. Demanda esperada de desplazamientos y distorsiones*

	<b>SLU</b>	<b>FTIG</b>	<b>SJLL</b>	<b>DIANA</b>
Desplazamiento en azotea, cm	0.35	0.77	3.13	4.63
Distorsión en primer nivel, %	0.07	0.15	0.63	0.93

En Fig. 2.68 se presentan los espectros de respuesta de los sismos utilizados, el espectro de diseño, así como el espectro de peligro uniforme obtenido con el programa *Prodisis*, considerando un periodo de retorno de 181 años (Ordaz y Arroyo, 2018). Se puede observar que las ordenadas espectrales superan las esperadas y que el orden de aplicación de los sismos se realizó de acuerdo con el incremento de intensidad de los mismos (SLU, FTIG, SJLL).

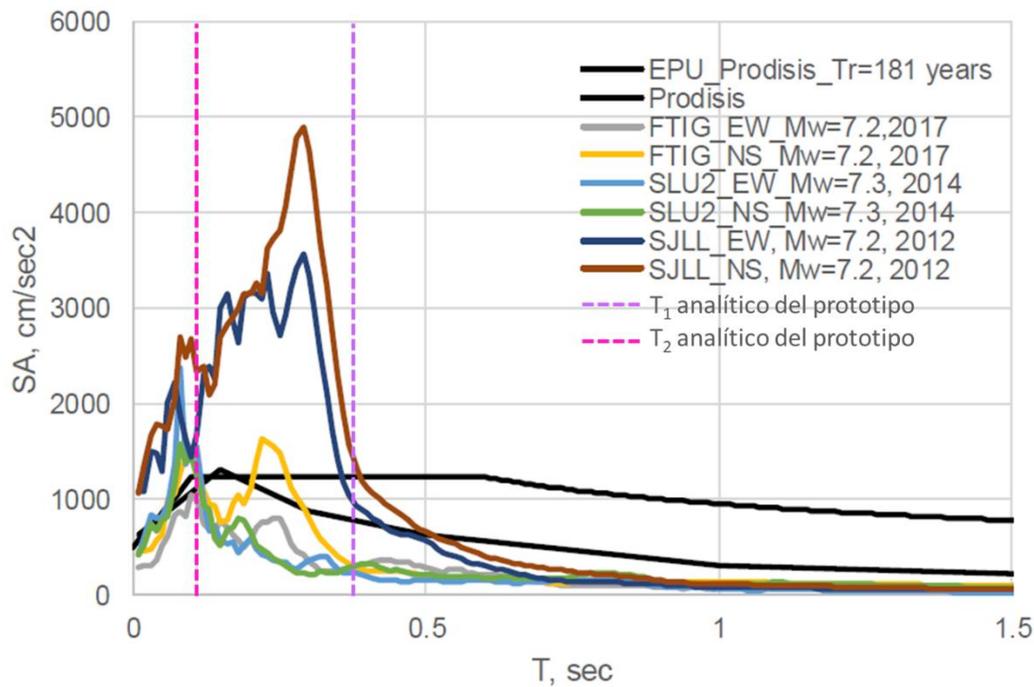


Figura 2.68. Espectros de respuesta de los sismos aplicados

Una vez que los eventos fueron elegidos, se aplicaron los requerimientos de similitud para obtener los registros que serían aplicados en el modelo a escala reducida. Los factores de escala que se utilizaron para aceleración y tiempo se muestran en las ecuaciones 2.9 y 2.10. Se puede observar que las aceleraciones del modelo (aplicadas a la mesa vibradora) se obtuvieron al multiplicar por 2.4 las aceleraciones del registro del prototipo. Asimismo, el tiempo del registro empleado en el modelo se obtuvo dividiendo entre 2.4 el tiempo del registro del prototipo.

$$\text{Aceleración} \quad S_a = \frac{A_P}{A_M} = \frac{1}{S_L} \quad \Rightarrow \quad A_M = 2.4 A_P \quad (2.9)$$

$$\text{Tiempo} \quad S_t = \frac{t_P}{t_M} = S_L \quad \Rightarrow \quad t_M = 0.42 t_P \quad (2.10)$$

En la Fig. 2.69 se presentan los acelerogramas y los espectros de desplazamiento del modelo para un amortiguamiento del 5% del crítico.

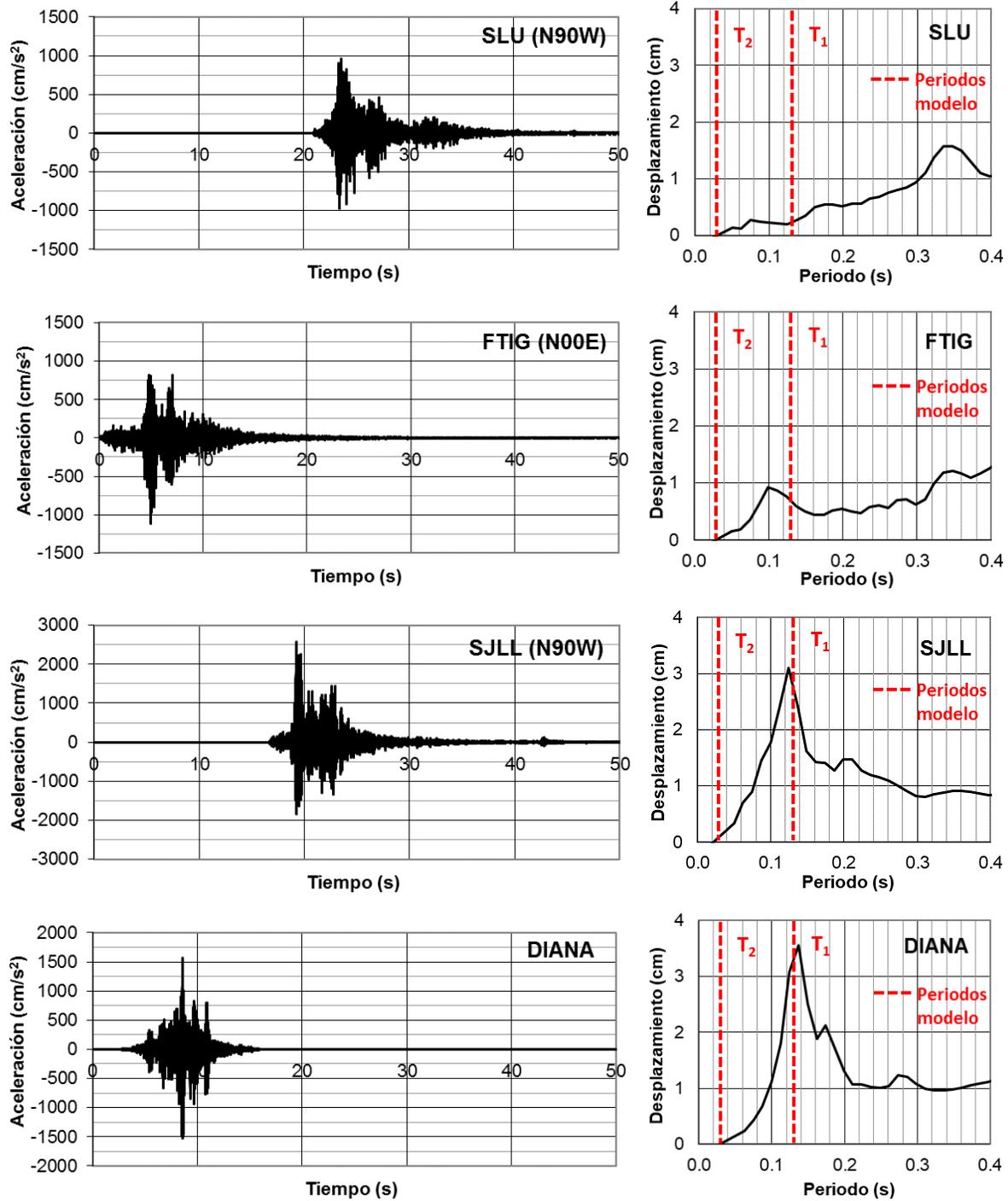


Figura 2.69. Acelerogramas del modelo y espectros de desplazamiento

## 2.10 Predicción analítica

El análisis dinámico no lineal de estructuras de mampostería sometidas a fuerzas laterales y verticales resulta complejo cuando se requieren reproducir los comportamientos locales. Entre otras razones, se encuentra la heterogeneidad de los materiales que componen a la mampostería confinada, su fragilidad y su susceptibilidad a agrietamientos locales que dan lugar a comportamiento inelástico desde niveles pequeños de carga o deformación (Meli, 1992). Otro reto consiste en la modelación del comportamiento inelástico de la mampostería en las conexiones entre muro y elementos confinantes de concreto.

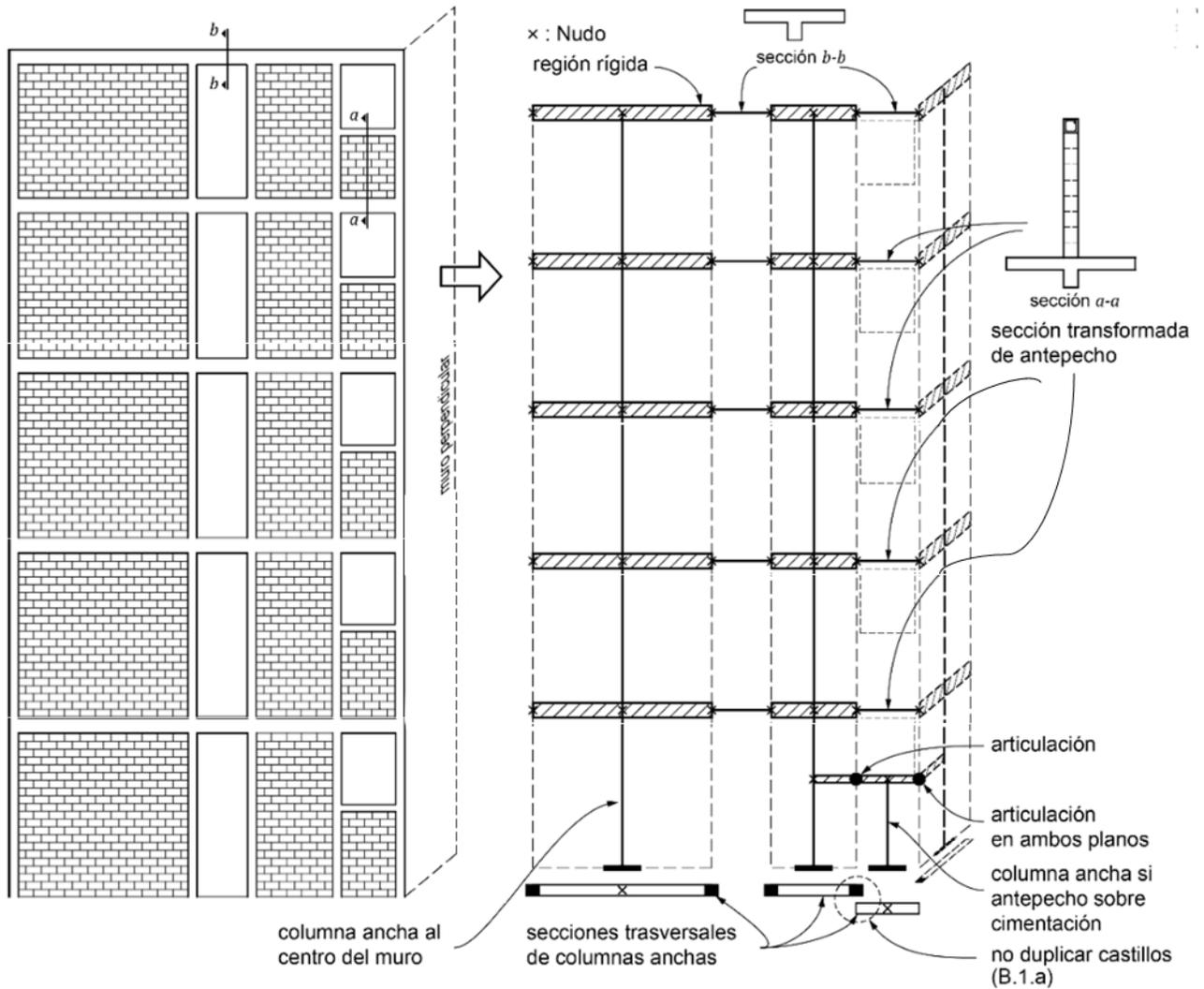
Entre los métodos de análisis aplicados para modelar los muros de mampostería confinada se encuentran el método de la columna ancha y el método de los elementos finitos, mismos que pueden elaborarse con ayuda de paquetes de cómputo especializados (SMIE, 2015). Para el análisis elástico lineal de la estructura tridimensional, se aplicaron ambas metodologías, mediante el uso del programa *Staad Pro v8i SS6*. El objetivo de los análisis fue conocer la rigidez inicial, los periodos de vibración y las formas modales. Se usaron las dimensiones medidas de los elementos, los pesos obtenidos de los materiales y las propiedades mecánicas obtenidas en laboratorio en la fecha cercana al día del ensaye.

### 2.10.1 Teoría de la modelación

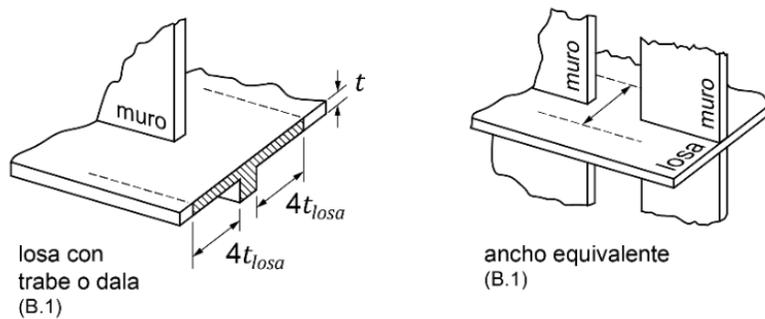
La estructura se modeló primero según la analogía de la columna ancha (SMIE, 2015). El método consiste en modelar los muros como elementos prismáticos (barras) en la altura. Su sección transversal es la sección transformada de la mampostería incluyendo los castillos. El centro de la barra se localiza en el centro geométrico del muro y para que éste pueda conectarse con otros elementos, se utilizan elementos infinitamente rígidos que salen perpendiculares al eje del muro hasta llegar al borde. Este artificio reproduce la hipótesis de que la sección permanece plana antes y después de la deformación, y permite que elementos que no conectan en el eje del muro, generen los momentos flexionantes correspondientes.

Las dalas se modelan con un elemento en sección "T" donde el patín tiene un ancho efectivo igual a ocho veces el espesor de la losa más el ancho de la dala. Los muros ubicados bajo ventanas deben modelarse como columna ancha y elementos rígidos, pero este último debe estar articulado en sus extremos. Para los niveles superiores, la sección del muro bajo la ventana debe incluirse en la sección de la viga como un elemento continuo (SMIE, 2015).

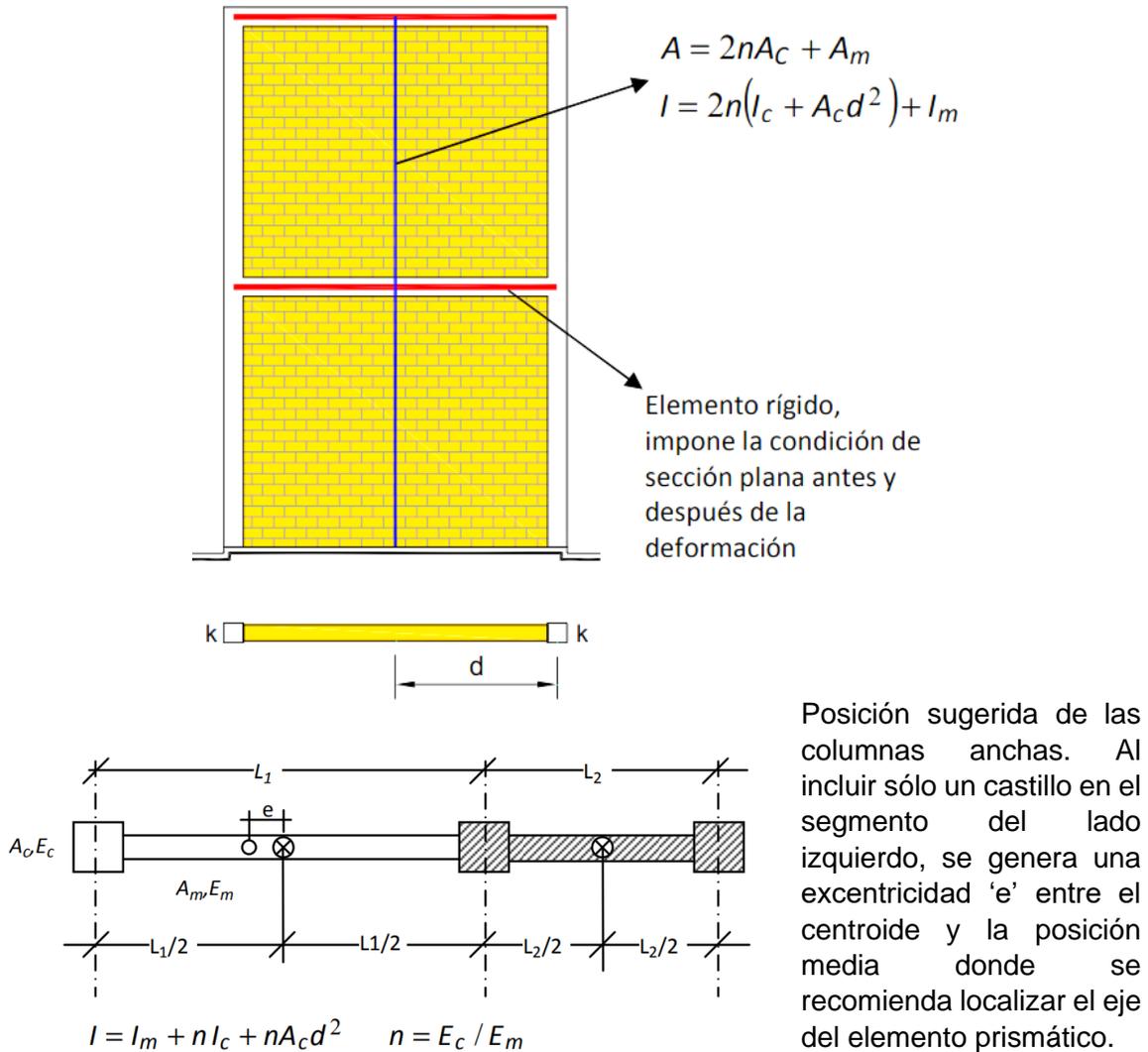
En la Fig. 2.70 se muestra un esquema del método considerado y algunas de las recomendaciones mencionadas.



**Modelo de columna ancha (NTC-M 2017)**



**Ancho equivalente en losas (NTC-M 2017)**

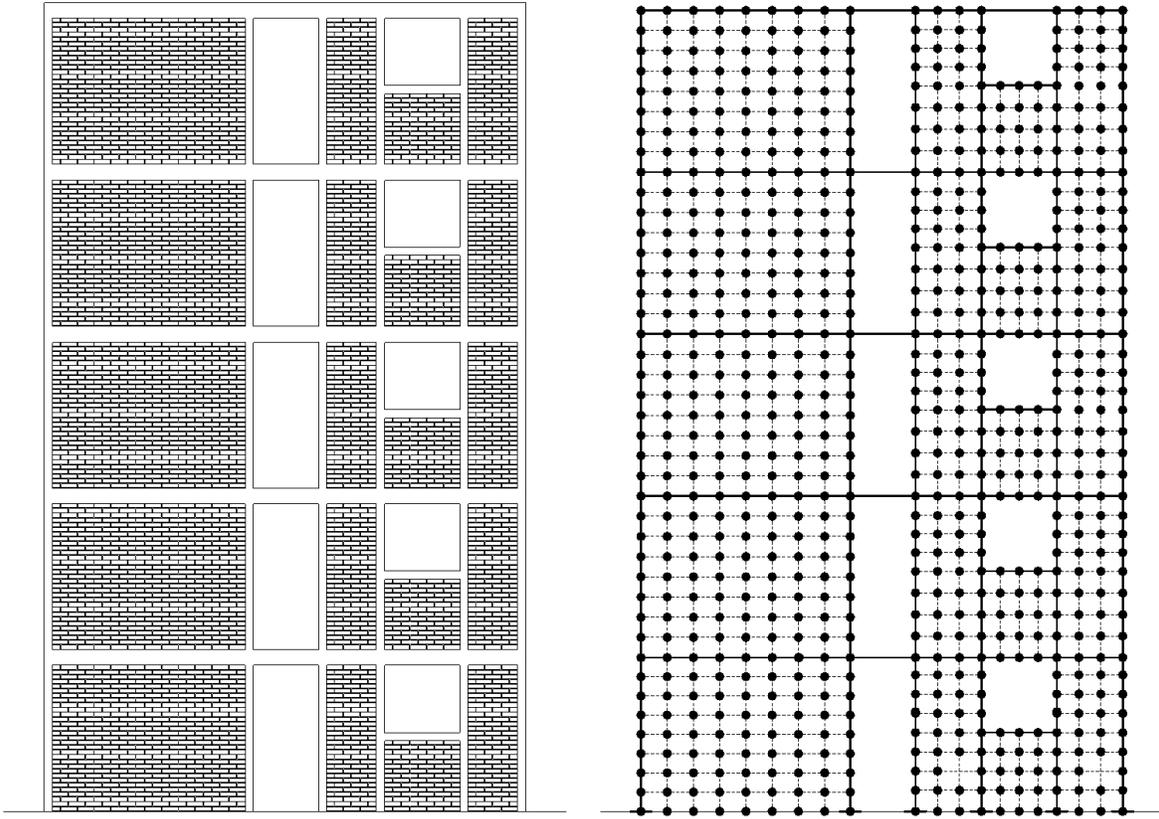


**Sección transformada (SMIE, 2015)**

Figura 2.70. Consideraciones para modelar con método de columna ancha

También se modeló usando el método de análisis con elementos finitos (MEF). El MEF consiste en discretizar la estructura en elementos cuya relación de aspecto sea cercana a la unidad y en ningún caso sea mayor que dos. Es necesario que todo elemento contiguo comparta los mismos nudos. Los castillos se modelaron con elementos tipo barra y los muros con elementos membrana (que sólo toman fuerzas en su plano) o tipo cascarón (que pueden tomar fuerzas y momentos en el sentido transversal). Las NTC-M especifican que debe considerarse que los muros de mampostería no son capaces de resistir momento fuera de su plano, para fines de análisis. Si se usan elementos tipo cascarón deben liberarse

los grados de libertad correspondientes a dichos giros (SMIE, 2015). En la Fig. 2.71 se muestra el modelo realizado con el método de elementos finitos.



*Figura 2.71. Modelo de elementos finitos*

### *2.10.2 Respuesta elástica de la estructura*

Debido a que el modelo de elementos finitos presentó resultados más aproximados a los obtenidos experimentalmente con pruebas de vibración ambiental, se decidió elaborar una serie de modelos elásticos con este método, las cuales representaran el comportamiento durante los ensayos. El valor del periodo fundamental del modelo realizado con el método de elementos finitos fue aproximadamente 20% mayor que el periodo medido experimentalmente, mientras que el periodo del modelo realizado con el método de columna ancha fue aproximadamente 70% mayor que el medido experimentalmente. Las propiedades dinámicas de la estructura registradas se presentan en la sección 3.5. Las propiedades mecánicas de los materiales que se asignaron a los modelos fueron las obtenidas mediante ensayos de especímenes en laboratorio en una fecha cercana al día del ensayo del modelo. En el primer modelo que se realizó se consideraron las secciones

sin agrietar. Posteriormente, en cada evento la rigidez de algunos muros (los agrietados durante el ensaye) fue degradada en los modelos siguiendo los valores de degradación de rigidez obtenidos experimentalmente y que se presentan en la sección 3.5.1. El coeficiente sísmico empleado se obtuvo tomando el cortante basal máximo registrado en cada evento y las fuerzas laterales por piso se aplicaron siguiendo una distribución triangular invertida, de acuerdo con el método estático de análisis sísmico que supone un primer modo de vibrar. El amortiguamiento considerado en cada modelo se obtuvo de los resultados experimentales que se presentan en la sección 3.5.3. En la Tabla 2.11 se muestra el cortante basal máximo registrado en cada evento, la degradación de rigidez del modelo, el periodo fundamental analítico y el registrado experimentalmente, así como el desplazamiento de azotea analítico y el registrado experimentalmente. Se puede observar en la tabla que el periodo analítico de la estructura se aproxima al registrado experimentalmente, sin embargo, los desplazamientos en la azotea presentan diferencias en los sismos SLU, FTIG y SJLL, a diferencia del registro DIANA, donde los desplazamientos esperados son similares a los registrados.

Tabla 2.11. Respuesta esperada y medida durante los ensayes

				Periodo analítico	Periodo medido	Desplazamiento analítico en azotea	Desplazamiento medido en azotea	
				T, s	T, s	d <sub>az</sub> , mm	d <sub>az</sub> , mm	
Sismo	V <sub>b</sub> , tf (kN)	K, %	ξ (%)	T, s	T, s	d <sub>az</sub> , mm	d <sub>az</sub> , mm	
ETAPA I	SLU 100%	15.63 (156)	100	3.74	0.160	0.132	10.00	0.95
	FTIG 100%	18.05 (181)	58	3.91	0.161	0.142	12.55	2.12
	SJLL 60%	13.44 (134)	32	4.42	0.180	0.145	10.95	6.67
	SJLL 100%	18.62 (186)	24	4.86	0.190	0.155	16.44	3.98
	DIANA 100%	9.83 (98)	18	5.41	0.204	0.174	9.90	11.78
	DIANA 125%	12.90 (129)	22	5.44	0.204	0.175	13.11	11.32
	DIANA 150%	16.05 (161)	21	5.66	0.219	0.180	18.28	13.53
	SJLL 125%	19.97 (200)	17	5.86	0.237	0.182	25.98	2.26
ETAPA II	DIANA' 100%	11.22 (112)	23	5.96	0.225	0.182	13.78	9.55
	DIANA' 125%	10.20 (102)	19	6.19	0.235	0.188	13.50	11.76
	DIANA' 150%	12.51 (125)	16	6.36	0.248	0.190	18.40	13.67
	SJLL' 125%	14.47 (145)	19	6.80	0.248	0.191	21.34	5.48
	SJLL 150%	16.71 (167)	16	6.92	0.249	-	24.85	6.13
	SJLL 175%	19.60 (196)	13	7.95	0.266	0.211	32.77	14.19
	SJLL 200%	15.06 (151)	6	8.19	0.330	0.235	37.27	9.08

### 2.10.3 Predicción del comportamiento

Para obtener los datos preliminares sobre la respuesta global y el modo de falla del modelo, se calcularon las resistencias por corte y flexión usando los lineamientos de la sección 5 de las NTC-M (2017).

Para calcular la resistencia a cortante se empleó la ecuación 2.11, que corresponde a la ecuación 5.4.2 de las NTC-M 2017. La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería para cada muro  $V_{mR}$ , es igual a:

$$V_{mR} = F_R [(0.5 v'_m A_T + 0.3 P) * f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T f \quad (2.11)$$

donde:

$F_R$  factor de resistencia;

$v'_m$  resistencia a compresión diagonal para diseño de la mampostería;

$A_T$  área bruta de la sección transversal del muro, que incluye a los castillos;

$P$  carga axial total que actúa sobre el muro; y,

$f$  factor de relación de aspecto, que se obtiene con la ecuación 2.12, que corresponde a la 5.4.3 de las NTC-M 2017:

$$\begin{aligned} 1.5 \text{ si } \frac{H}{L} &\leq 0.2 \\ 1.0 \text{ si } \frac{H}{L} &\geq 1.0 \end{aligned} \quad (2.12)$$

La fuerza cortante resistente de entrepiso, asociada al modo de falla por cortante, se calculó como la sumatoria de los cortantes resistentes de cada muro. El cálculo de la resistencia se hizo para la planta baja, ya que es donde el cortante fue mayor. Se usó un factor de resistencia unitario, ya que se contaba con todos los datos de las propiedades de los materiales obtenidos de ensayos de laboratorio y existía menor incertidumbre (resistencia nominal). La resistencia a compresión diagonal para diseño fue el obtenido en la fecha cercana al ensayo del modelo para la mampostería de la planta baja. Se supuso que las fuerzas en altura siguieron una distribución triangular invertida. En la tabla 2.12 se presentan los resultados obtenidos.

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado con elementos externos o internos se calcula con base en las hipótesis estipuladas en la sección 3.1.6 de las NTC-M 2017, que se enlistan a continuación:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Para calcular la resistencia a flexocompresión se usaron las ecuaciones 2.13 a 2.15 que corresponden a la 5.3.1 a 5.3.3 de las NTC-M 2017. El momento resistente de diseño,  $M_R$ , es igual a:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \Sigma A_s f_y) \quad (2.13)$$

$$M_R = F_R A_s f_y d' + 0.3 P_u d \quad \text{si} \quad 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (2.14)$$

$$M_R = (1.5 F_R A_s f_y d' + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si} \quad P_u > \frac{P_R}{3} \quad (2.15)$$

donde:

- $F_R$  factor de resistencia;
- $F_E$  factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez;
- $f'_m$  resistencia a compresión para diseño de la mampostería;
- $A_T$  área bruta de la sección transversal del muro, que incluye a los castillos;
- $A_s$  área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro de mampostería confinada;
- $f_y$  esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo;
- $d'$  distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro;
- $d$  distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;
- $P_u$  carga axial de diseño; y,
- $P_R$  resistencia de diseño del muro a carga vertical.

La resistencia a flexocompresión de entrepiso se calculó como la sumatoria de los momentos resistentes de cada muro. El cálculo de la resistencia se hizo para la planta baja. Se usó un factor de resistencia unitario y se utilizaron los valores de resistencia a compresión de la mampostería y el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal obtenidos de los ensayos en laboratorio en una fecha cercana al ensayo del modelo. En la tabla 2.12 se presentan los resultados obtenidos.

*Tabla 2.12. Cortante y momento flexionante basal esperado y experimental*

Ciclo	Resistencia experimental		Resistencia nominal NTC-M 2017	
	$V_b$ , t (kN)	$M_b$ , t-m (kN-mm)	$V_b$ , t (kN)	$M_b$ , t-m (kN-mm)
<b>Negativo</b>	19.97 (200)	50.72 (507,000)	14.71 (147)	10.22 (102,200)
<b>Positivo</b>	18.62 (186)	44.06 (440,600)	14.71 (147)	10.22 (102,200)
	<b>Sobre resistencia (SR) =</b>		1.3	4.6

$V_b$  es el cortante basal asociado al modo de falla por cortante.  
 $M_b$  es el momento flexionante basal.

Al comparar el cortante basal que corresponde al modo de falla por cortante supuesto, se puede concluir que la predicción de la resistencia a corte usando las ecuaciones del reglamento, subestima la capacidad en un 30% cuando se le compara con la obtenida experimentalmente (la sobre resistencia es igual a 1.3). En el modelo de un nivel se estimó que el valor de sobre resistencia por corte era del orden de 2.0 y en el modelo de tres niveles fue del orden de 1.3. Por otro lado, cuando se compara el momento basal experimental con el obtenido analíticamente con las ecuaciones de la norma, se observa que, si bien la demanda fue superior, la falla del modelo de cinco niveles fue por cortante. Lo anterior sugiere que se tiene una reserva de resistencia en las estructuras de mampostería diseñadas de acuerdo con las ecuaciones de la norma vigente.

### 3. ENSAYE DEL MODELO Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

#### 3.1 Introducción

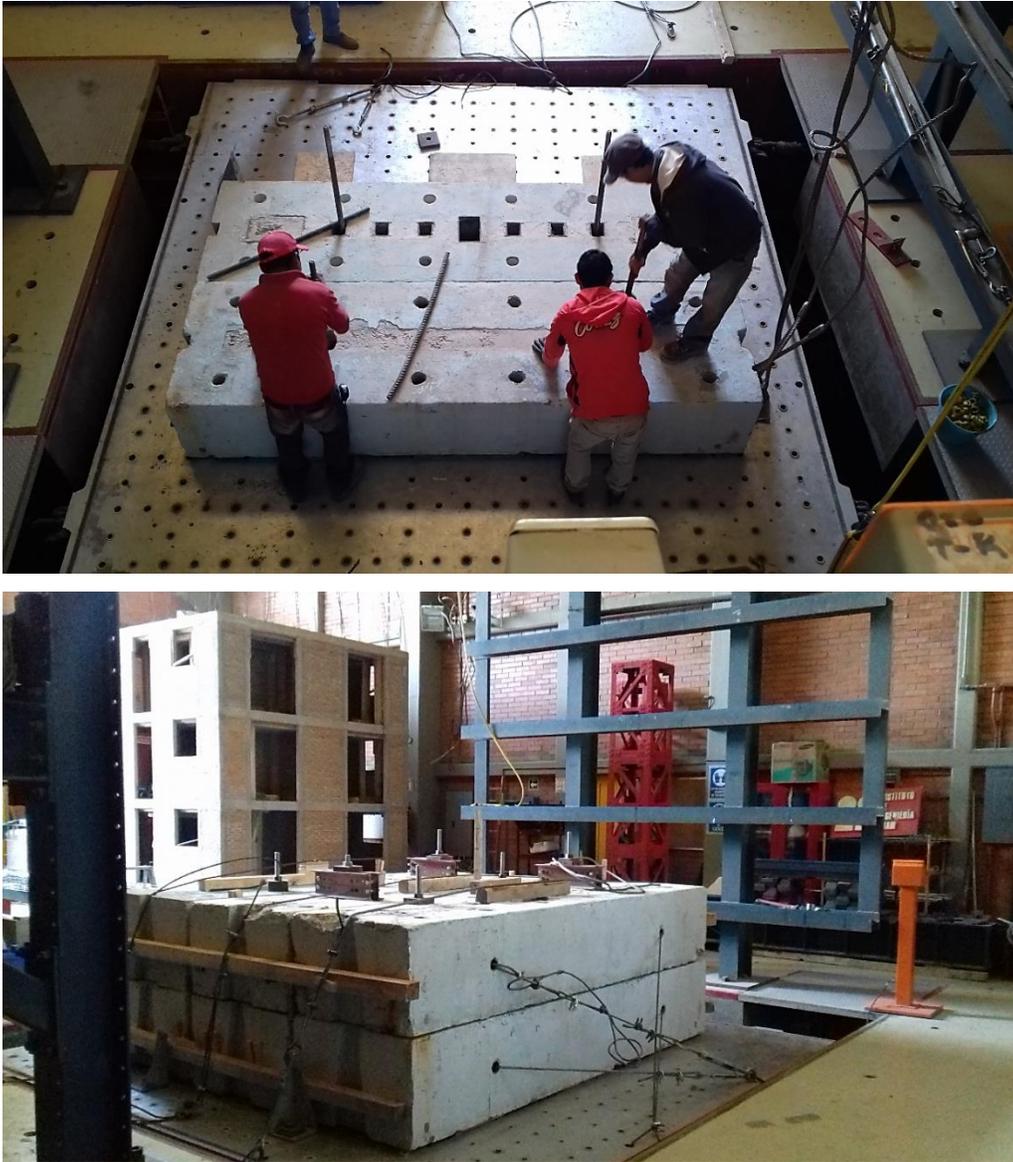
En este capítulo se describe el programa general de ensayos, así como el comportamiento global y local del modelo. Se explica la secuencia de las pruebas de vibración ambiental y pruebas dinámicas, así como las características medidas de las señales de aceleración aplicadas por la mesa vibradora. Se describe la propagación del daño con base en los patrones de agrietamiento. Y finalmente, se explica el comportamiento global del modelo en términos del comportamiento histerético, degradación de rigidez, disipación de energía y capacidad de deformación, a partir de la información obtenida de las historias de aceleración, desplazamiento y deformación.

#### 3.2 Programa de ensayos

##### 3.2.1 *Calibración de la mesa vibradora*

El sistema de control de una mesa vibradora es el encargado de realizar todas las operaciones necesarias para lograr el movimiento deseado por el usuario (Lehmann, 2012). El sistema de control se utiliza para comparar el valor medido de la respuesta (aceleración, velocidad o desplazamiento medido) con una entrada de referencia (variable de control), para así producir la entrada apropiada (señal de control) al sistema (Carrillo, 2015). Debido a que no existe una comparación entre la salida del sistema y la entrada, la exactitud dependerá de un proceso de calibración del controlador (Carrillo, 2013). Con la calibración es posible reducir la desviación o error al valor más pequeño posible. El proceso consiste en corregir la variación de la respuesta para permitir estabilizar la respuesta al valor deseado y evitar que esta variación se incremente con el tiempo, provocando diferencias entre los datos de entrada y los datos de salida (Barrientos, 2008).

En este caso, para calibrar la MV-II de la UNAM se fijó a la plataforma un peso equivalente al del modelo de cinco niveles. Se colocaron aproximadamente 16 tf (160 kN) mediante seis bloques de concreto reforzado de 50 x 80 x 300 cm (altura, ancho, largo). Los bloques se fijaron a la mesa con cables, barras roscadas, placas y tornillos como se muestra en la Fig. 3.1.



*Fig. 3.1. Masa equivalente para calibración de la mesa vibradora*

Con todo rigor, la mesa vibradora debió calibrarse con una estructura de altura similar al modelo de cinco niveles, ya que la masa y sus propiedades dinámicas serían las mismas que las que se usarían durante las pruebas dinámicas. El momento de volteo y el periodo natural de vibración es distinto para una masa concentrada que para una masa distribuida en la altura. Se decidió emplear los bloques de concreto ya que el modelo podría sufrir algún tipo de agrietamiento o daño durante el proceso de calibración.

La calibración del sistema se realizó con dos métodos: ruido blanco y registros sísmicos. Para el ruido blanco se aplicó una señal aleatoria con aceleración pico efectiva de  $50 \text{ cm/s}^2$  ( $0.05 \text{ g}$ ) y un rango de frecuencias entre  $0.10$  y  $50 \text{ Hz}$ . Para los registros sísmicos, se reprodujeron las historias de aceleraciones de los cuatro sismos seleccionados (SLU, FTIG, SJLL y DIANA) afectados por su factor de escala ( $1:2.4$ ). Se buscó para ambos métodos que la función de transferencia entre la señal de entrada y la señal de salida fuera cercana a la unidad, especialmente en las frecuencias de interés ( $1$  a  $10 \text{ Hz}$ ). Las funciones de transferencia obtenidas se muestran en la Fig. 3.2.

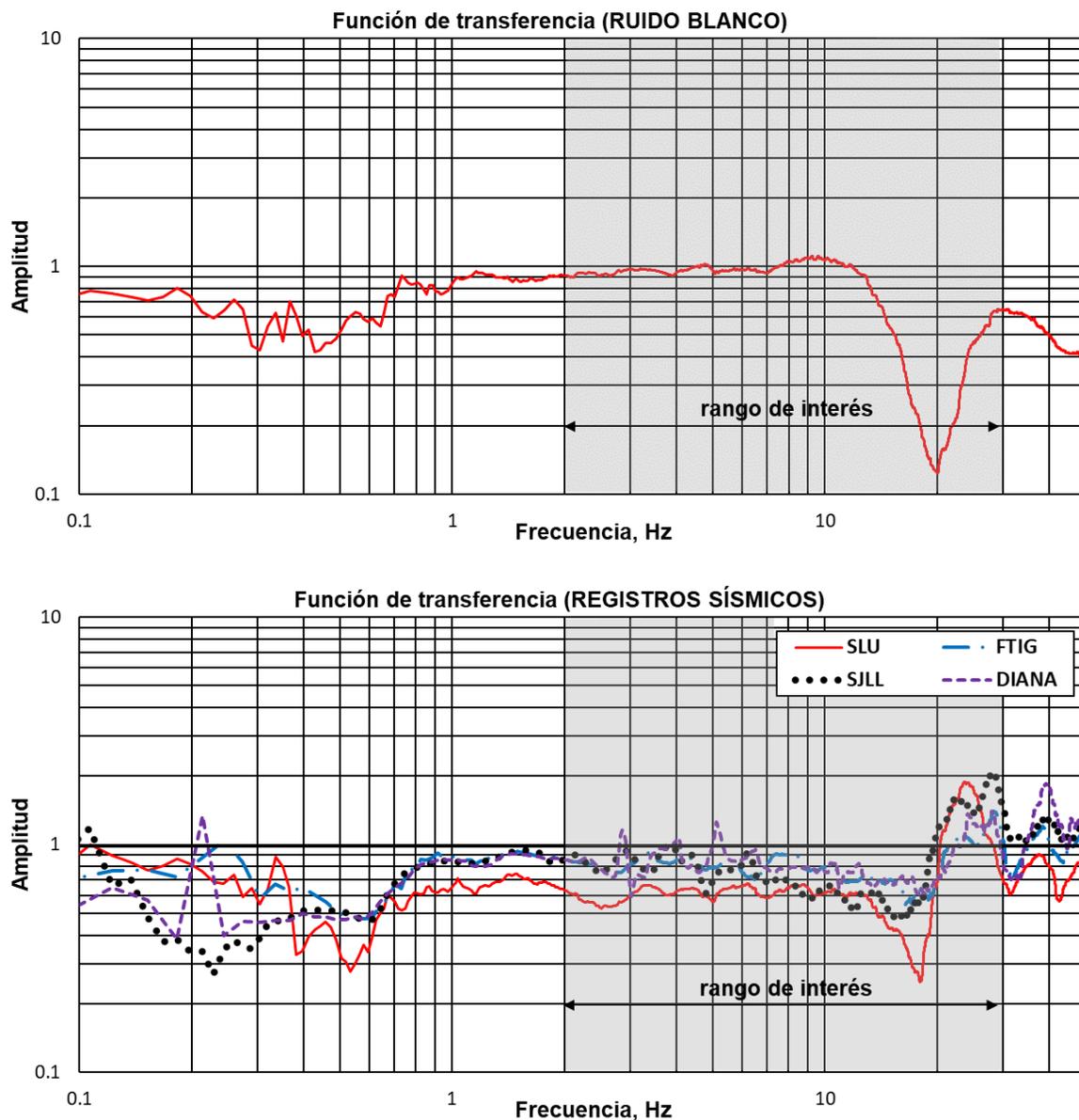


Fig. 3.2. Funciones de transferencia resultado de la calibración de la mesa vibradora

Se aplicaron tres tipos de pruebas en la mesa vibradora para determinar las características dinámicas del modelo y su degradación, producto del incremento en la severidad de los sismos: pruebas de vibración ambiental, ensayos dinámicos (destructivos) y de ruido blanco.

### 3.2.2 Pruebas de vibración ambiental

Las pruebas de vibración ambiental consisten en registrar el movimiento de una estructura o equipo originado por solicitaciones de carácter ambiental (baja amplitud), mediante acelerómetros. Las señales medidas y almacenadas son acondicionadas (amplificadas y filtradas), para posteriormente ser procesadas e interpretadas mediante un análisis espectral convencional (Zamora, 2016). Los acelerómetros se colocaron en los extremos y centros de masa en la planta de cimentación y en el quinto nivel, como se muestra en la Fig. 3.3. Los ensayos de vibración ambiental permitieron determinar los periodos naturales de vibración antes de que el modelo fuera sometido a las acciones sísmicas inducidas por la mesa vibradora. Se realizaron dos pruebas de vibración ambiental, una con el sistema de postensado desactivado y otro con los cables tensados. En la Tabla 3.1, se presentan los resultados obtenidos.

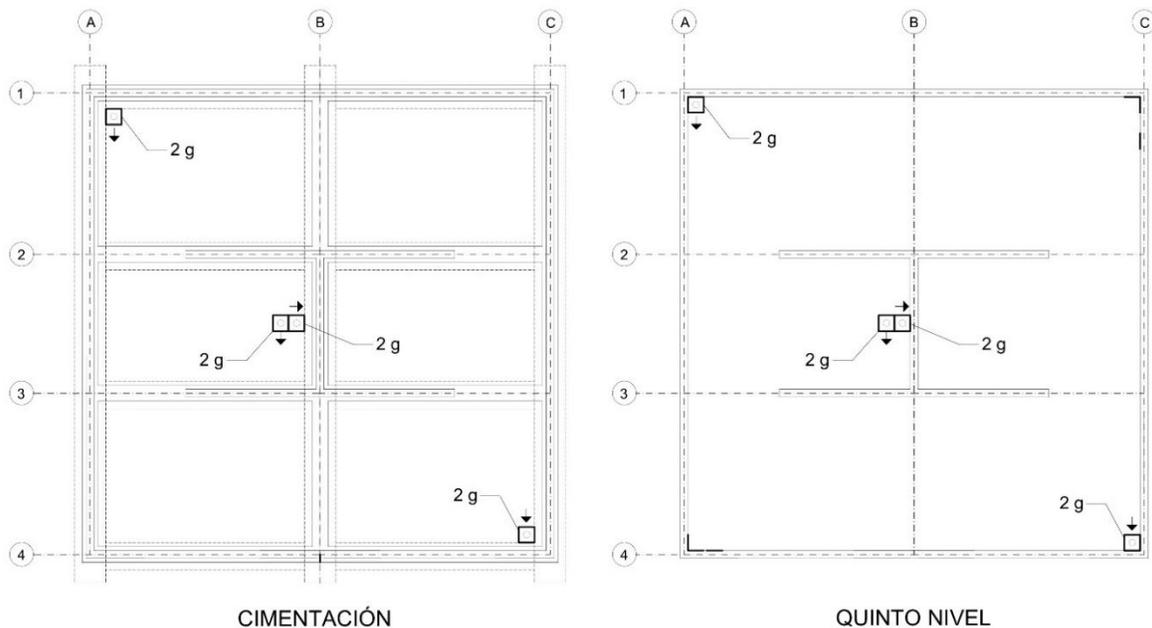


Fig. 3.3. Distribución de acelerómetros para las pruebas de vibración ambiental

*Tabla 3.1. Resultados de pruebas de vibración ambiental*

<b>Tipo de ensayo</b>	<b>Frecuencia, Hz</b>	<b>Periodo, s</b>
Sin sistema de postensado	7.67	0.13
Con sistema de postensado	7.71	0.13

Como se puede observar, el sistema de postensado que se utilizó para satisfacer el requisito de leyes de similitud para esfuerzos axiales en muros no afectó las propiedades dinámicas de la estructura de manera significativa, como se explicó en el capítulo 2. El periodo fundamental de la estructura registrado fue de 0.13 segundos, que corresponde a un valor cercano al obtenido analíticamente (0.16 s).

### *3.2.3 Ensayes dinámicos o de vibración forzada*

El modelo fue sometido a una serie de excitaciones sísmicas con el fin de que se alcanzaran los niveles de desempeño esperados: límites elástico, máximo y último. Las señales correspondieron a intensidades de movimiento que se incrementaron de forma gradual. Como se mencionó en la sección 2.9, las señales reproducidas en la mesa vibradora fueron un sismo sintético (DIANA) y tres historias acelerográficas registradas en la zona de subducción del Pacífico Mexicano (SLU, FTIG y SJLL).

En la Tabla 3.2 se presentan las características de los registros sísmicos aplicados al modelo en términos de aceleraciones máximas, así como de intensidad y de duración de la fase intensa.

Los ensayos se realizaron durante dos días diferentes. En el primer día, se aplicó el sismo SLU al 100% con el que se esperaba que el modelo permaneciera elástico. Posteriormente se aplicó el registro FTIG al 100% y se presentaron los primeros agrietamientos inclinados en los muros. Se sometió después el modelo a los registros SJLL al 60% y al 100%. Se decidió aplicar el primero a un porcentaje menor debido a que se esperaba daño severo, ya que este registro presentó un alto contenido de frecuencias y altos valores de aceleraciones. Posteriormente se aplicaron los sismos DIANA al 100%, 125% y 150%. Este registro, que fue el único que se repitió para el modelo de tres niveles, no afectó la estructura de forma significativa, por lo que se repitió el registro SJLL al 125%. Los ensayos se interrumpieron al término de este último registro, debido a que se detectó un agrietamiento entre la dala de cimentación y las vigas metálicas que se anclaron a la mesa vibradora. Se

decidió reforzar la cimentación con placas metálicas como se explicó en la sección 2.7.1, y la campaña experimental se retomó días después.

Tabla 3.2 Características de los sismos reproducidos por la mesa vibradora

	Sismo	Aceleración máxima <sup>1</sup> , g	Velocidad pico del suelo (PGV) <sup>3</sup> , cm/s	Intensidad de Arias <sup>5</sup> , g-s	Duración <sup>7</sup> , s
ETAPA I	SLU 100%	0.76 (1.25) <sup>2</sup>	7.14 (9.91) <sup>4</sup>	0.47 (1.19) <sup>6</sup>	8.7
	FTIG 100%	1.07 (1.76)	14.92 (14.56)	0.51 (2.80)	6.2
	SJLL 60%	1.51 (1.51)	22.01 (21.86)	1.05 (1.35)	5.4
	SJLL 100%	2.53 (2.18)	36.86 (31.93)	2.91 (3.11)	5.4
	DIANA 100%	1.54 (1.40)	32.06 (24.39)	1.23 (1.55)	4.4
	DIANA 125%	1.91 (1.67)	40.18 (28.39)	1.92 (2.39)	4.4
	DIANA 150%	2.29 (1.86)	48.08 (32.41)	2.77 (3.19)	4.4
	SJLL 125%	3.13 (2.37)	45.76 (37.92)	4.55 (4.44)	5.4
ETAPA II	DIANA' 100%	1.54 (1.45)	32.06 (24.26)	1.23 (1.55)	4.4
	DIANA' 125%	1.91 (1.63)	40.18 (28.39)	1.92 (2.39)	4.4
	DIANA' 150%	2.29 (1.80)	48.08 (32.76)	2.77 (3.19)	4.4
	SJLL' 125%	3.13 (2.40)	45.76 (36.86)	4.55 (4.44)	5.4
	SJLL 150%	3.76 (2.53)	54.86 (38.60)	6.55 (6.04)	5.4
	SJLL 175%	4.37 (2.61)	63.97 (39.53)	8.90 (8.04)	5.4
	SJLL 200%	5.07 (2.54)	73.89 (41.32)	11.64 (9.42)	5.4

<sup>1</sup> Señal de aceleración de entrada en la mesa vibradora

<sup>2</sup> Los valores entre paréntesis corresponden a la aceleración reproducida por la mesa vibradora.

<sup>3</sup> Velocidad pico del suelo (PGV) que hace referencia a la señal de entrada en la mesa vibradora.

<sup>4</sup> Los valores entre paréntesis corresponden a la velocidad reproducida por la mesa vibradora.

<sup>5</sup> Intensidad que hace referencia a la señal de aceleración de entrada en la mesa vibradora

<sup>6</sup> Los valores entre paréntesis corresponden a la intensidad de la señal reproducida por la mesa vibradora.

<sup>7</sup> Hace referencia a la duración de la fase intensa del sismo.

En la segunda fase de pruebas, se repitió la secuencia a partir de los registros DIANA 100%, 125% y 150%, se continuó posteriormente con el SJLL al 125%, 150%, 175% y finalmente al 200%. En total, durante el programa de ensayos se aplicaron 15 movimientos.

En las Figs. 3.4 a 3.11 se presentan las historias de aceleración y espectros de respuesta de las señales de entrada y de las reproducidas en la mesa vibradora para las configuraciones original y con refuerzo en la cimentación. Como se puede observar, existen

algunas diferencias entre las señales de aceleración de entrada y las reproducidas en la mesa, principalmente durante los sismos de mayor intensidad, ya que la mesa no es capaz de reproducir aceleraciones mayores que 3 g con especímenes de gran masa.

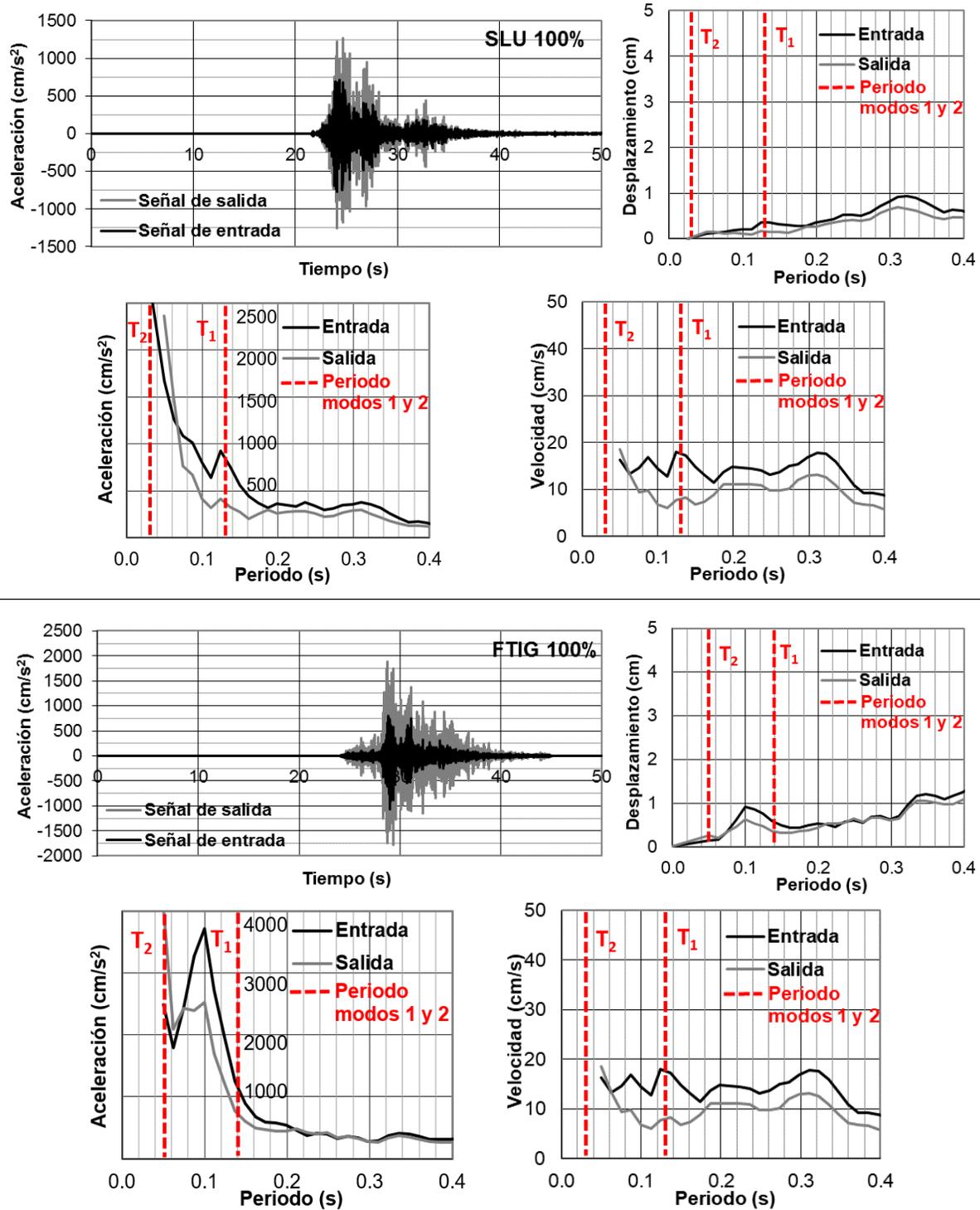


Fig. 3.4. Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)

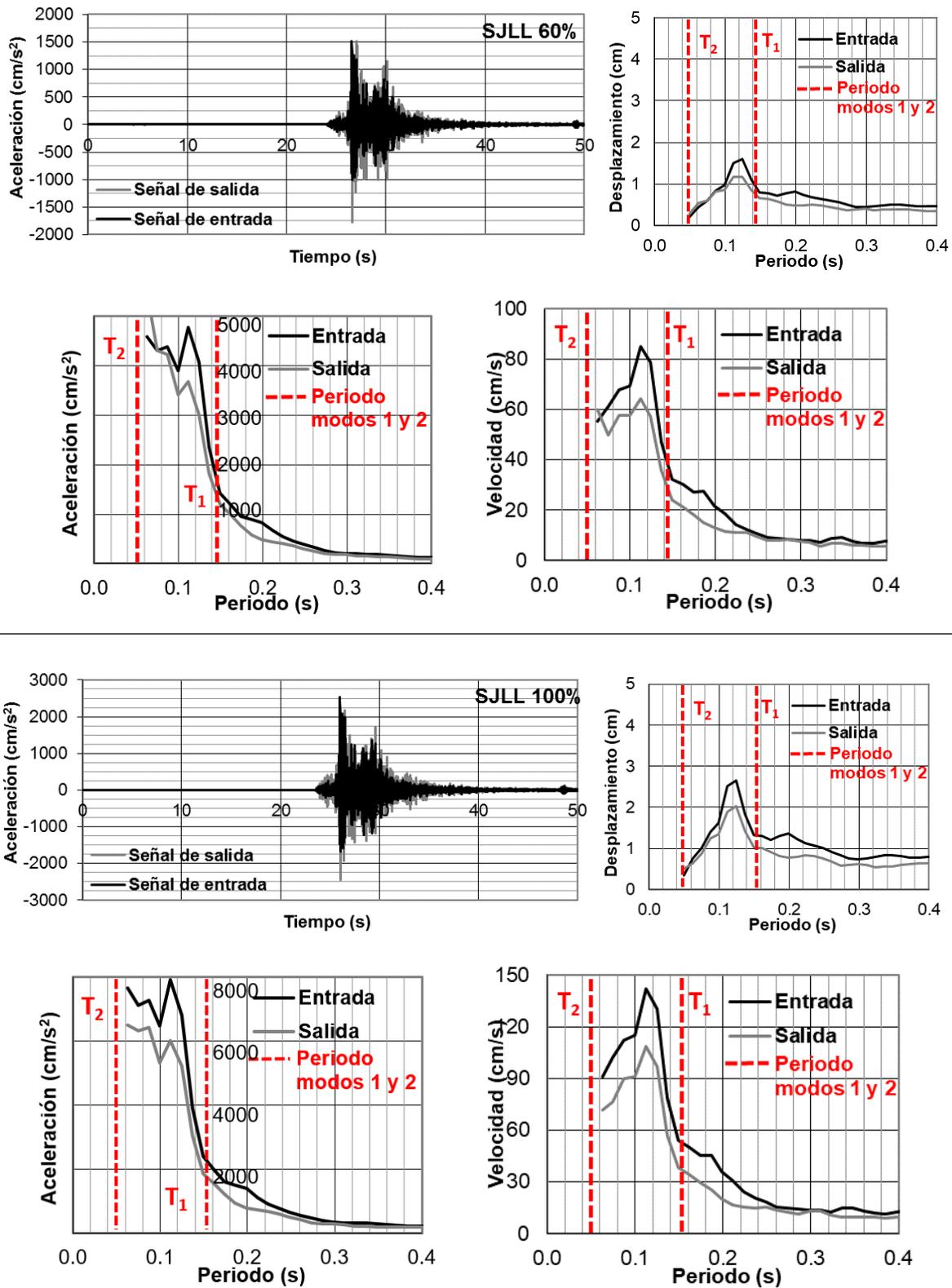


Fig. 3.5. Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)

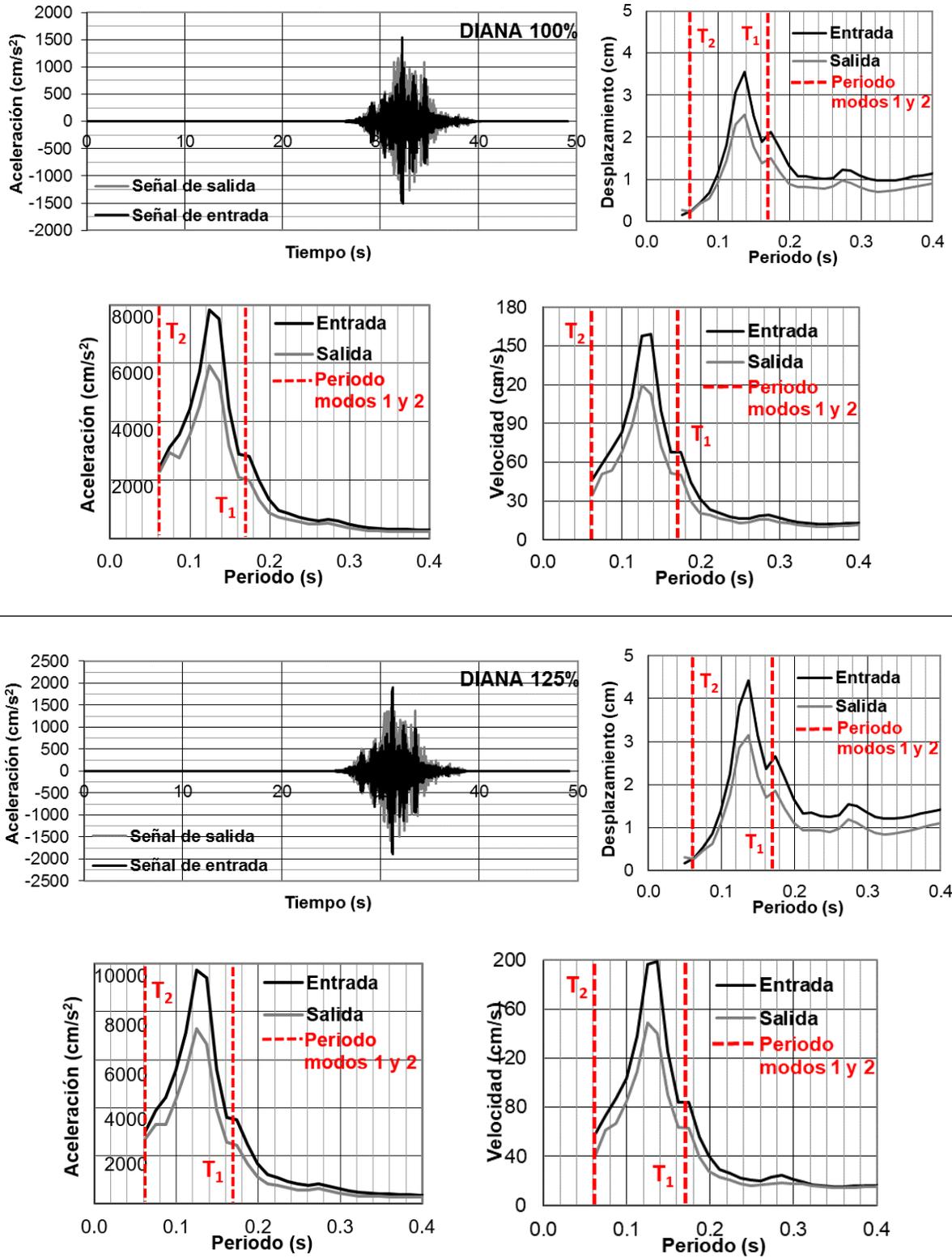


Fig. 3.6. Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)

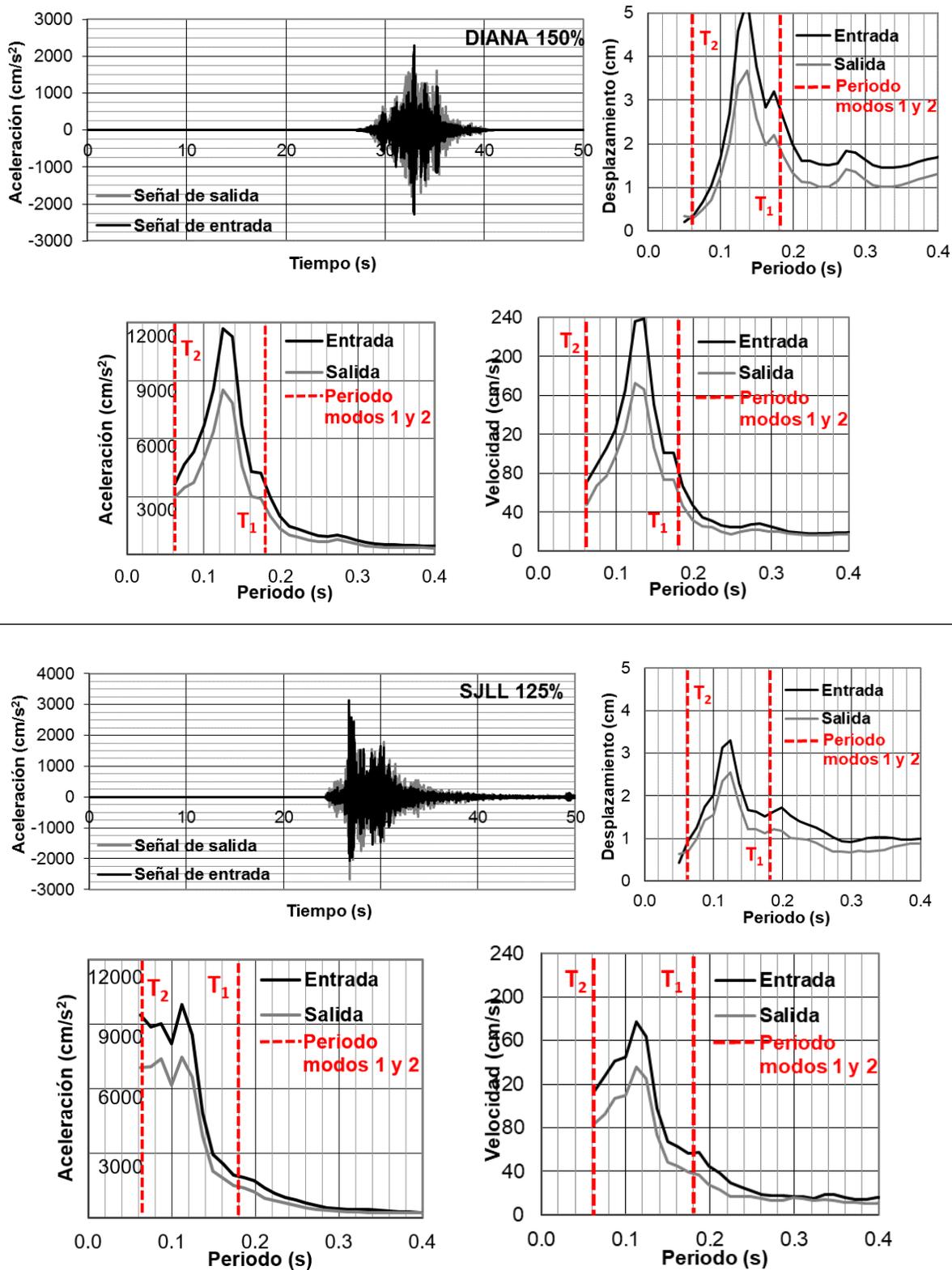


Fig. 3.7. Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)

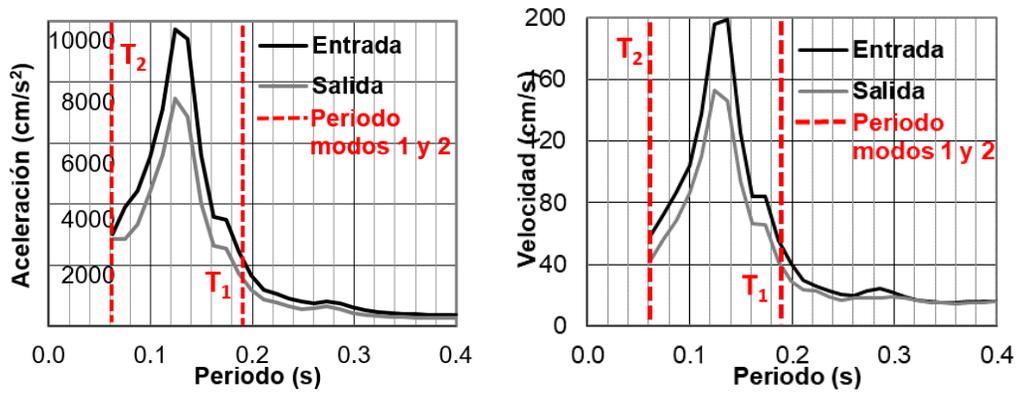
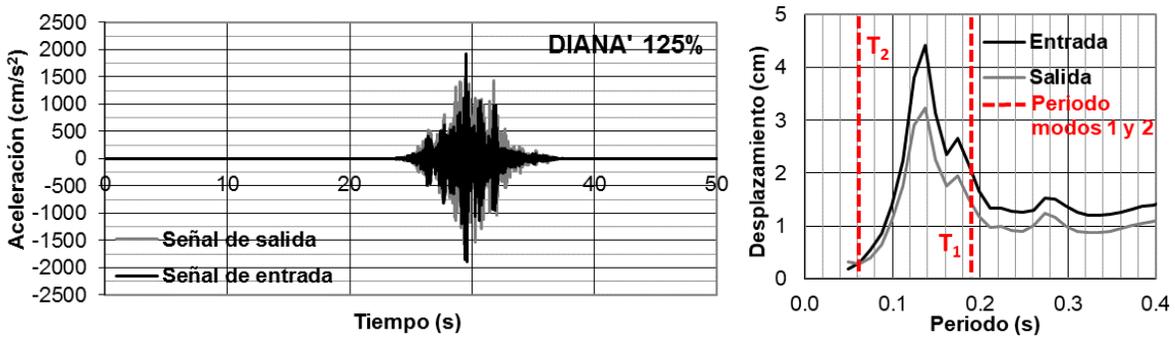
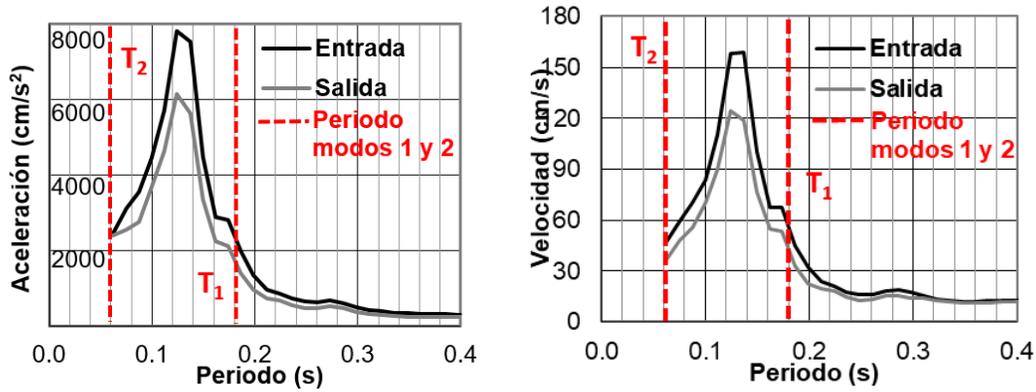
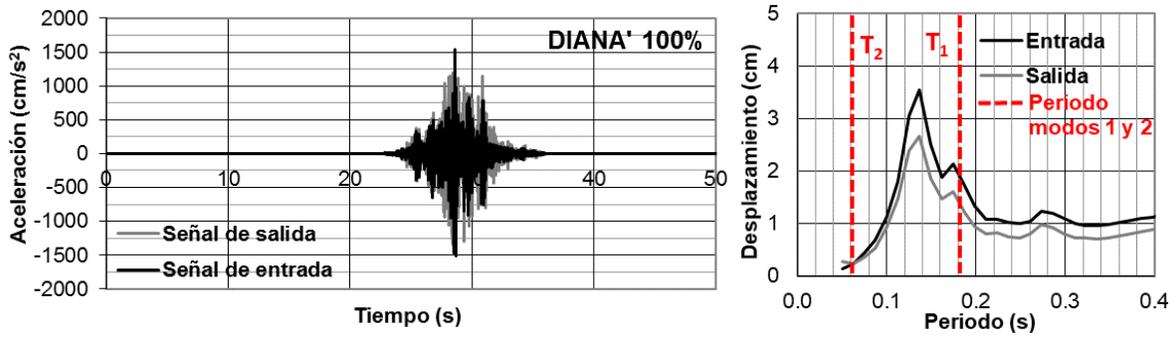


Fig. 3.8. Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)

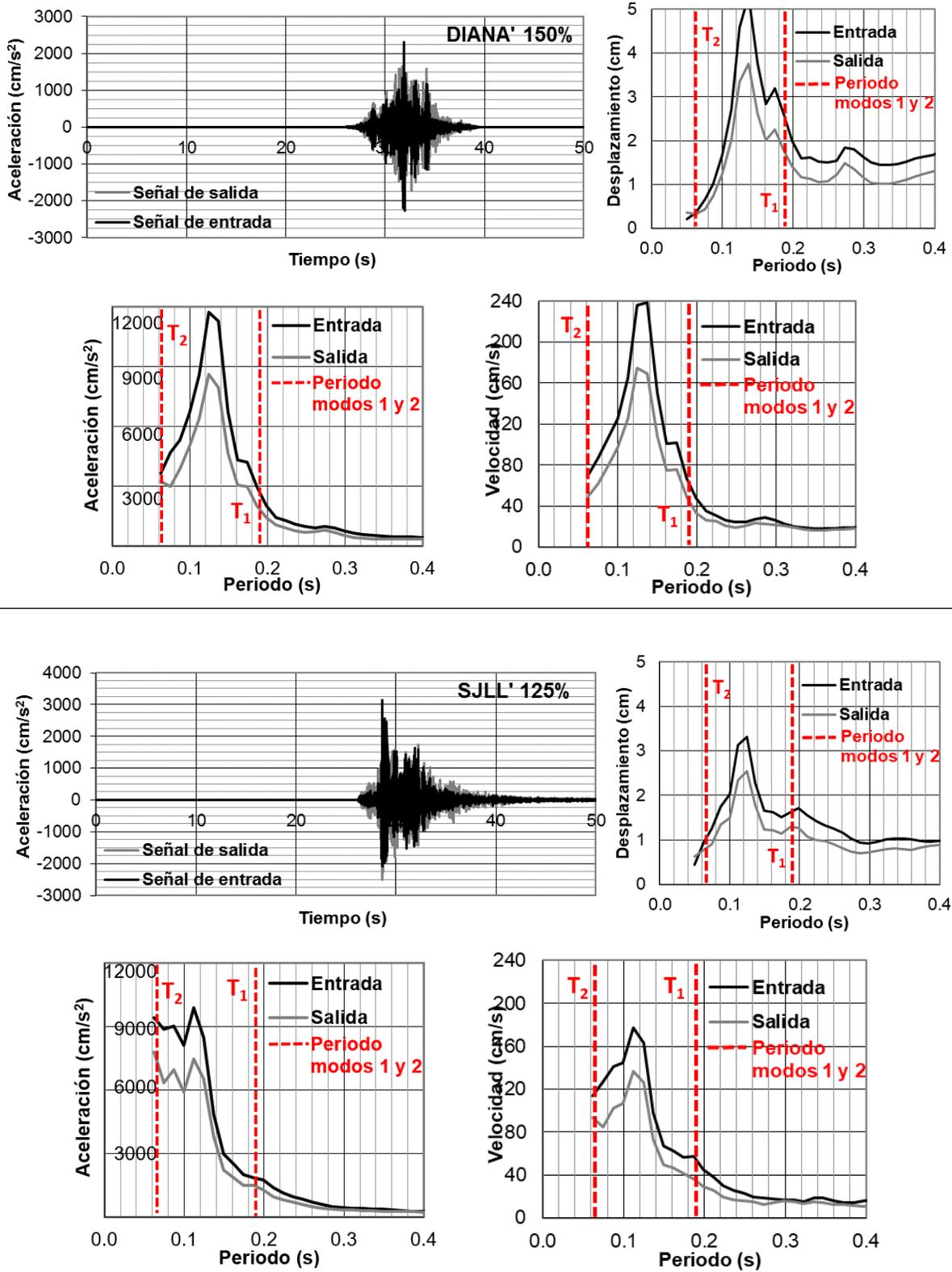


Fig. 3.9. Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)

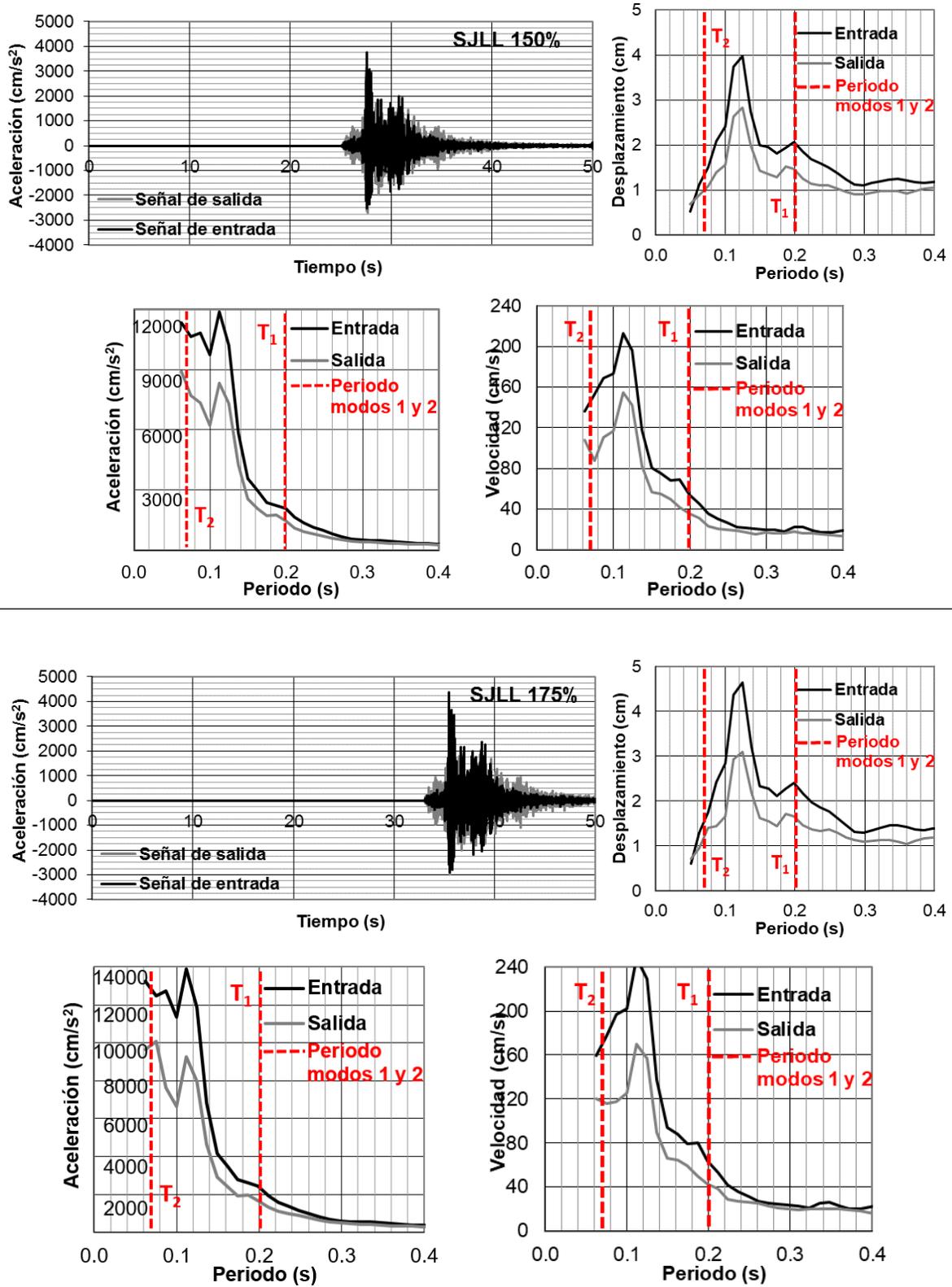


Fig. 3.10. Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)

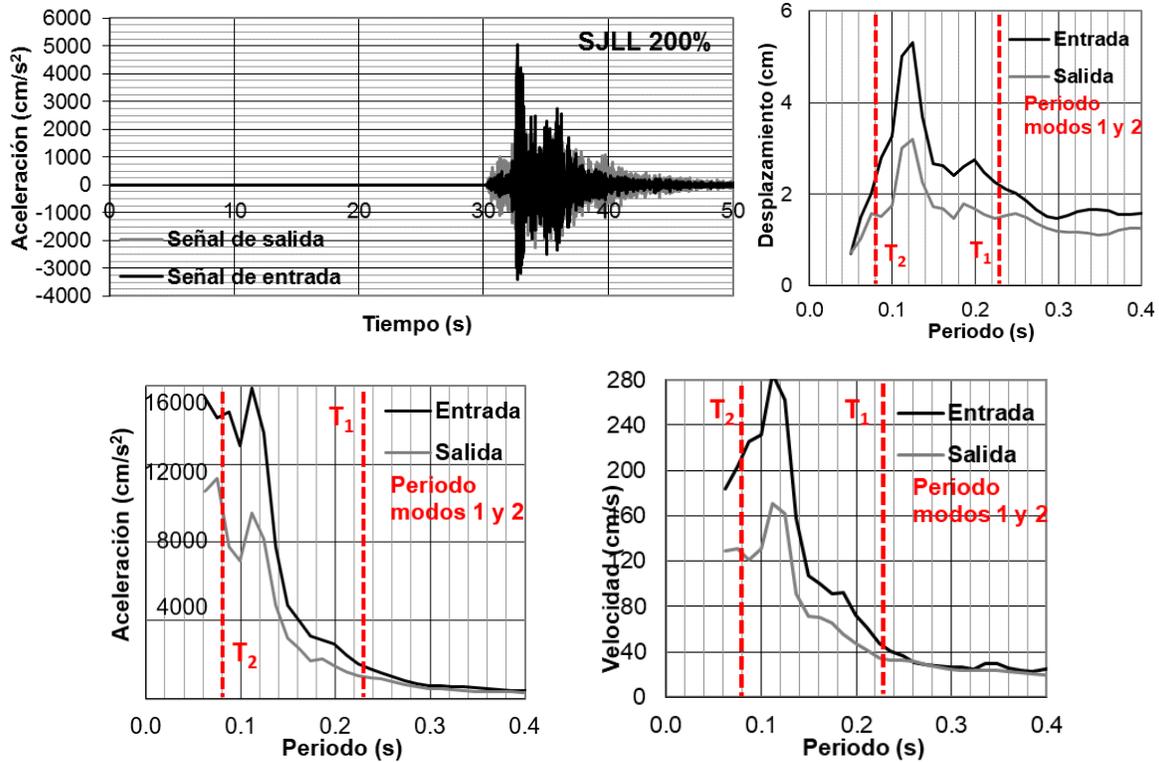


Fig. 3.11. Acelerogramas de entrada y reproducidos en la mesa vibradora y espectros de respuesta (aceleración, velocidad y desplazamiento)

Como se muestra en las Figs. 3.4 a 3.11, para el periodo de interés medido, las señales de entrada y de salida (espectrales) fueron muy cercanas.

### 3.2.4 Pruebas de ruido blanco

Para identificar los cambios en las propiedades dinámicas entre cada ensayo dinámico, se aplicó una señal aleatoria (ruido blanco) con aceleración pico efectiva de 50 cm/s<sup>2</sup> (0.05 g) y un rango de frecuencias entre 0.1 y 50 Hz. Una señal de ruido blanco se caracteriza por tener una distribución constante de energía sobre todo el rango de frecuencias, permitiendo excitar los periodos de vibración de una estructura y, por lo tanto, caracterizar sus propiedades dinámicas (Arias, 2005).

### 3.3 Descripción de daños y mecanismo de falla

Una vez que se concluyó la instrumentación del modelo, se aplicó una capa de pintura vinílica blanca sobre la superficie de los elementos estructurales que permitió visualizar las grietas. Con el objetivo de registrar la evidencia del comportamiento del modelo durante las pruebas dinámicas, se emplearon nueve cámaras de video convencionales cuya ubicación se muestra en las Figs. 3.12 a 3.14. Para el registro de la fachada norte se colocó una primera cámara en la puerta de acceso del laboratorio (N), la segunda cámara se ubicó en la esquina noreste (NE) y la tercera en la esquina noroeste (NO) enfocando los primeros dos niveles, que es donde se esperaba mayor daño. Para la fachada sur se colocó una cámara de frente enfocando los primeros dos niveles (S), otra en la esquina suroeste (SO) y dos cámaras en el nivel de mezzanine enfocando los últimos dos niveles del edificio (S2 y S3). Adicionalmente, se utilizaron dos cámaras en el interior del modelo, en el primer y segundo nivel (1N y 2N), para observar el daño en el muro interior del eje B.

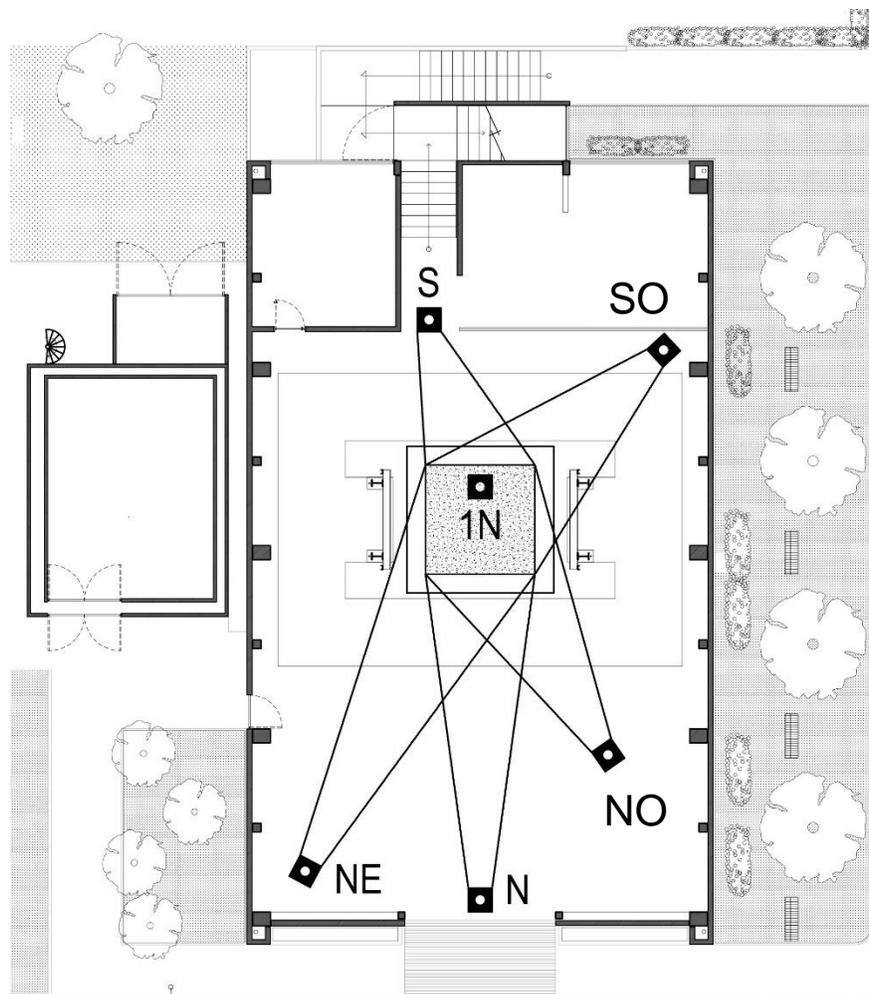


Fig. 3.12. Ubicación de cámaras de video en la planta baja de la MV-II UNAM

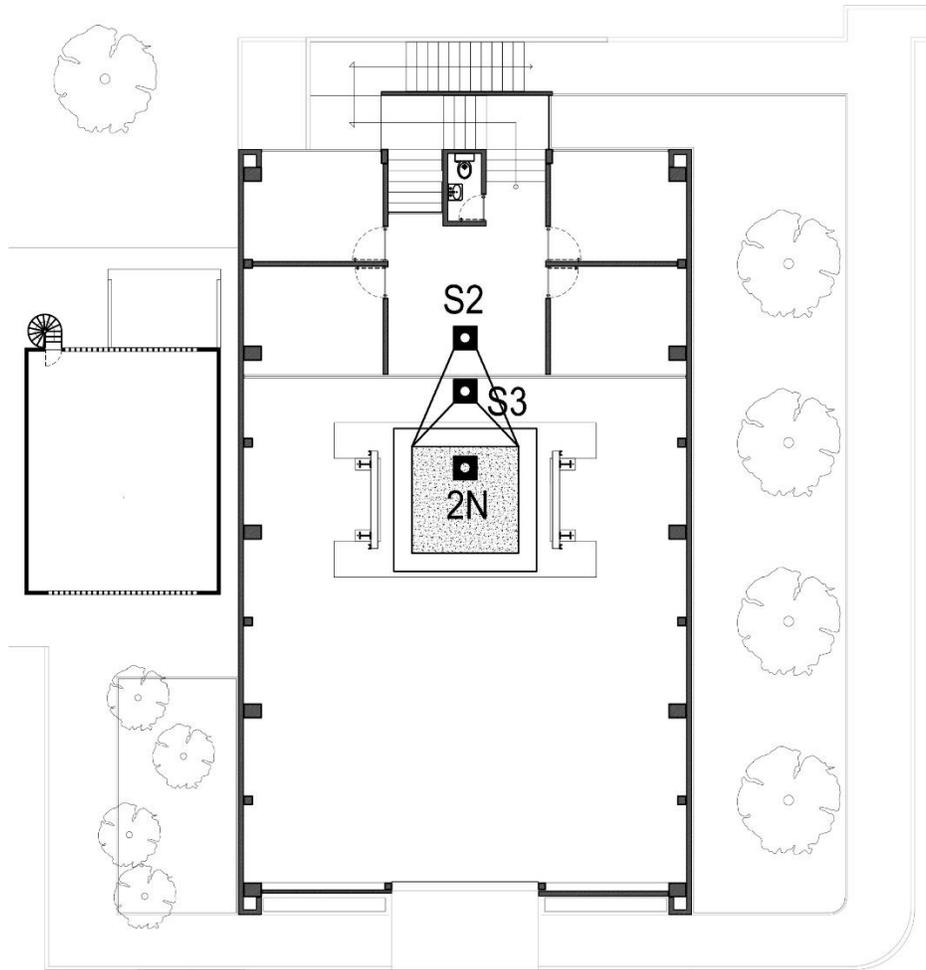


Fig. 3.13. Ubicación de cámaras de video en el nivel de mezzanine de la MV-II UNAM

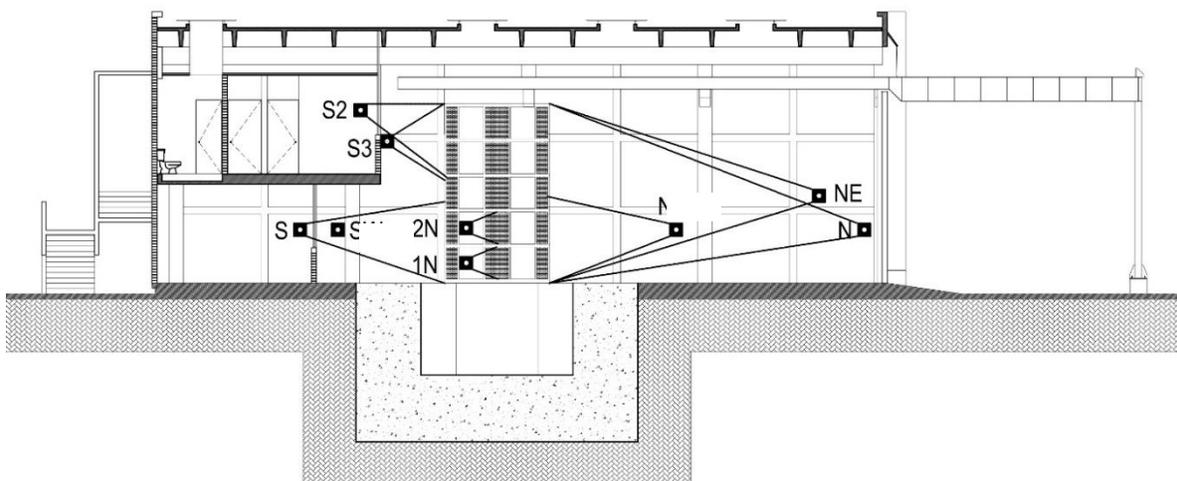


Fig. 3.14. Ubicación en elevación de cámaras de video en la MV-II UNAM

Al término de cada prueba, se llevó a cabo una inspección visual de todos los elementos estructurales del modelo y se midió la propagación del agrietamiento y el estado general de daño. Se registró entre cada movimiento el tamaño máximo de grieta (TMG) en muros y castillos con ayuda de grietómetros. Se realizó un registro fotográfico de los elementos dañados y se dibujó en plano la ubicación y longitud de las grietas, lo que facilitó la interpretación del daño y la identificación de los mecanismos de falla.

En la Fig. 3.15 se muestra la planta tipo del modelo con la nomenclatura que se utilizó para identificar a los castillos y muros, con el objetivo de simplificar la descripción de los daños. Se hablará de muros robustos, cuando se haga referencia a los muros M13 y M19 (H/L=0.8); muros esbeltos para M14, M15, M20 y M21 (H/L=2.5); muros cabeceros para M1, M4, M9, y M12 (H/L=2.5) y M2 y M10 (H/L=1.3). El muro del eje central se denominó M17 (H/L=1.1), los muros divisorios correspondían a los muros M5, M6, M7 y M8 (H/L=1.1) y los pretilos de las ventanas se identificaron como M3 y M11.

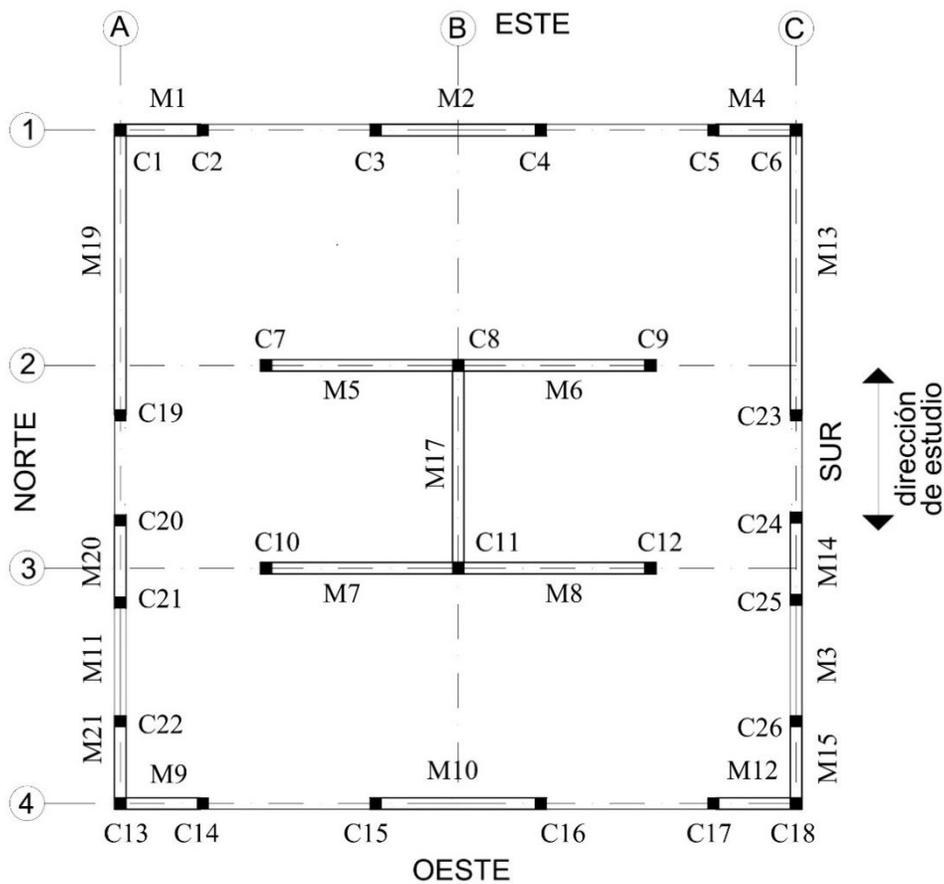


Fig. 3.15. Nomenclatura de muros y castillos del modelo

### 3.3.1 Primera etapa: modelo original

Previo al ensayo se revisó el modelo y no se registró agrietamiento alguno. Esto es consistente con la hipótesis de no agrietamiento (no degradación de rigidez) de las secciones gruesas que se utilizó en la predicción analítica. Después de la aplicación del primer sismo (SLU 100%  $I_{Arias} = 1.19$ ), se presentó una grieta horizontal en toda la longitud de la base del muro robusto M13 en la fachada sur (TMG= 0.25 mm). Mientras que, en la fachada norte, se presentaron las primeras grietas inclinadas en los muros esbeltos M20 y M21 (TMG= 0.45 mm), además de una grieta vertical entre el dentado del muro M19 y el castillo en esquina C1. Esta grieta vertical se extendió de forma horizontal a lo largo de la mitad inferior de la altura del muro (TMG= 0.60 mm), como se puede observar en la Fig. 3.16. El tamaño máximo de grieta (TMG) mostrado en las figuras corresponde al espesor máximo de las grietas de cada muro. Por otro lado, el muro del eje central (M17) mostrado en la Fig. 3.18 sufrió un agrietamiento diagonal en toda su longitud de esquina superior a esquina inferior con un espesor aproximado de 0.60 mm. Todas las grietas se presentaron inicialmente en la planta baja. Como se explicará en la sección 3.4.1.7, el comportamiento del modelo en esta etapa alcanzó el estado límite elástico.

Durante el segundo sismo aplicado (FTIG 100%  $I_{Arias} = 2.80$ ), se registraron las primeras grietas inclinadas que atravesaron el mortero y las piezas de tabique (TMG= 0.18 mm) en los muros del primer nivel en la fachada sur (muros M13, M14 y M15). En la Fig. 3.17 se muestra que las grietas del muro M19 de la fachada norte se extendieron (TMG= 0.35 mm) y se abrieron nuevas en el muro esbelto M20, ambos en primer nivel. Las grietas en muros esbeltos de la fachada norte se distribuyeron de forma inclinada en toda la altura de cada elemento. En esta etapa se distinguió la primera grieta vertical, entre el muro M19 y el borde del castillo en esquina C1 (TMG=0.30 mm). En el muro del eje central (M17) aparecieron pequeñas grietas adyacentes a la principal, con un espesor aproximado de 0.05 mm.

Tras aplicar el sismo SJLL 60% ( $I_{Arias} = 1.35$ ), apareció una grieta horizontal en la base del muro de la ventana (M3) del primer nivel en la fachada sur (TMG= 0.15 mm), como se muestra en la Fig. 3.20. Se agrietó el muro esbelto M15 en la mitad inferior de la altura (TMG=0.40 mm) y ocurrió el primer agrietamiento horizontal en la base del muro robusto M13 en el segundo nivel (TMG= 0.18 mm). En la fachada norte se extendió horizontalmente la grieta del muro M19 en el centro del tablero hasta alcanzar el extremo (TMG= 1.60 mm) y surgió un agrietamiento horizontal en la base del muro de la ventana (M11) en el segundo nivel (TMG= 0.05 mm).

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

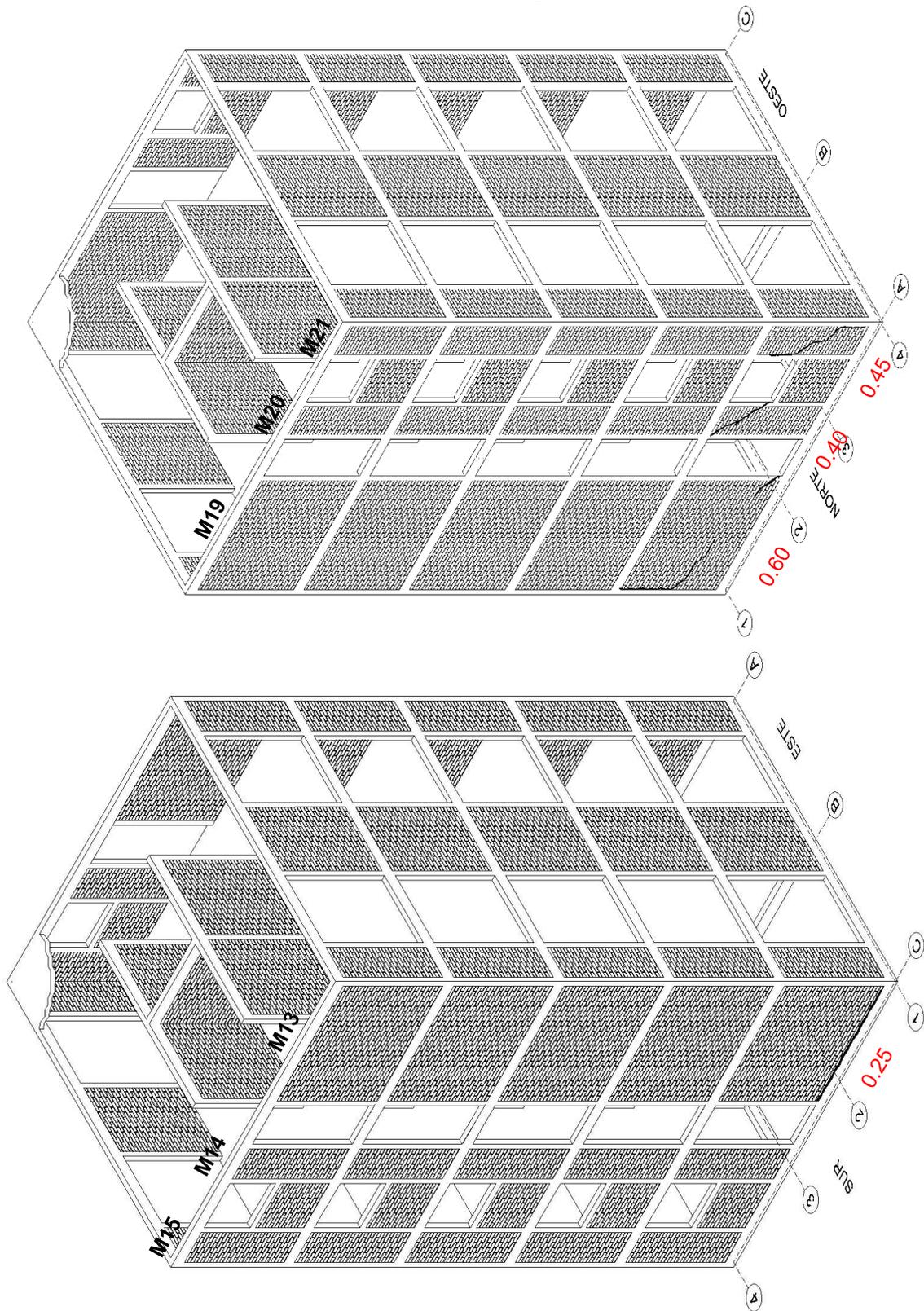


Fig. 3.16. Distribución de grietas en fachadas después del sismo SLU 100% ( $I_{Arias}=1.19$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

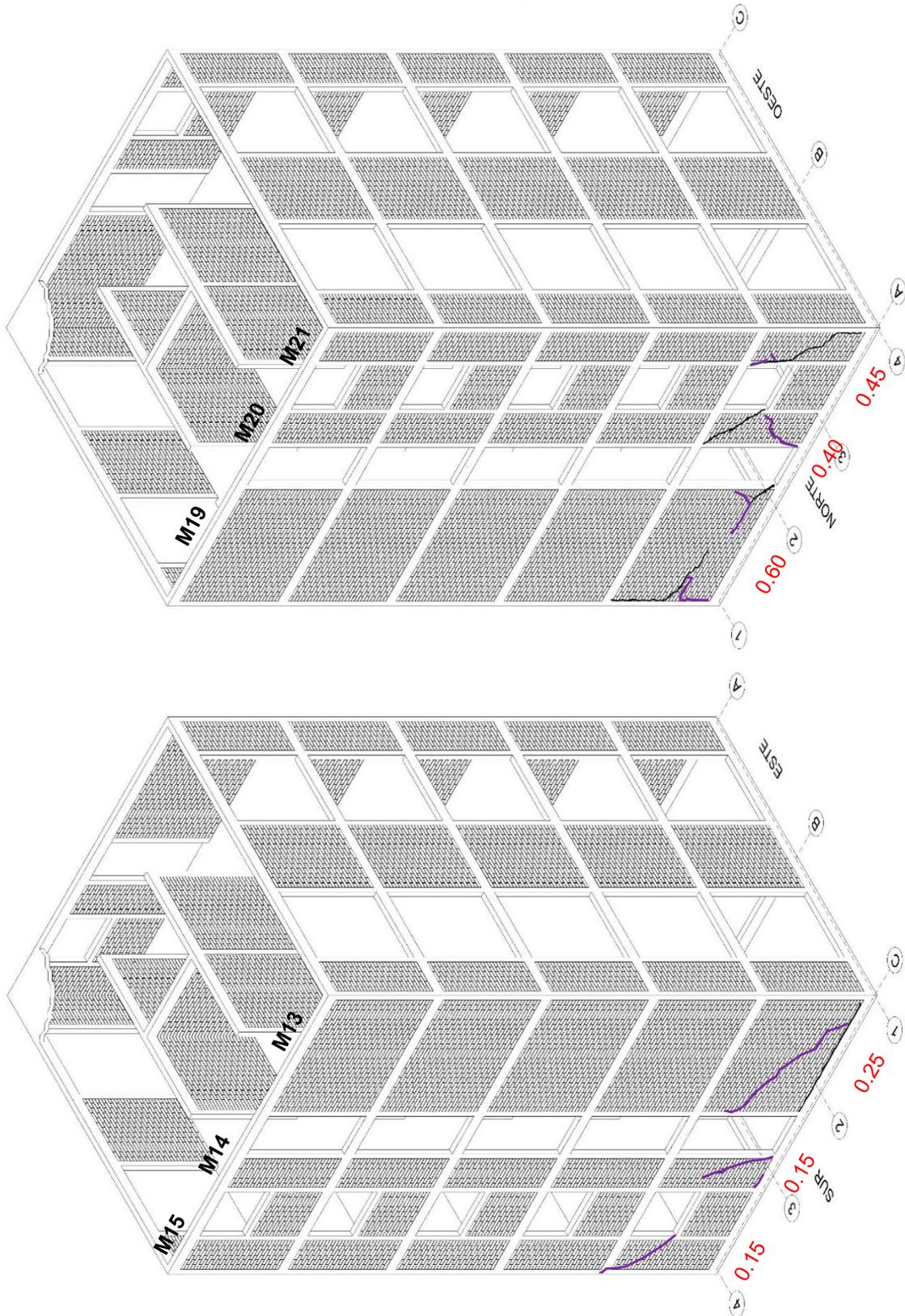


Fig. 3.17. Distribución de grietas en fachadas después del sismo FTIG 100% ( $I_{Arias}=2.80$ )

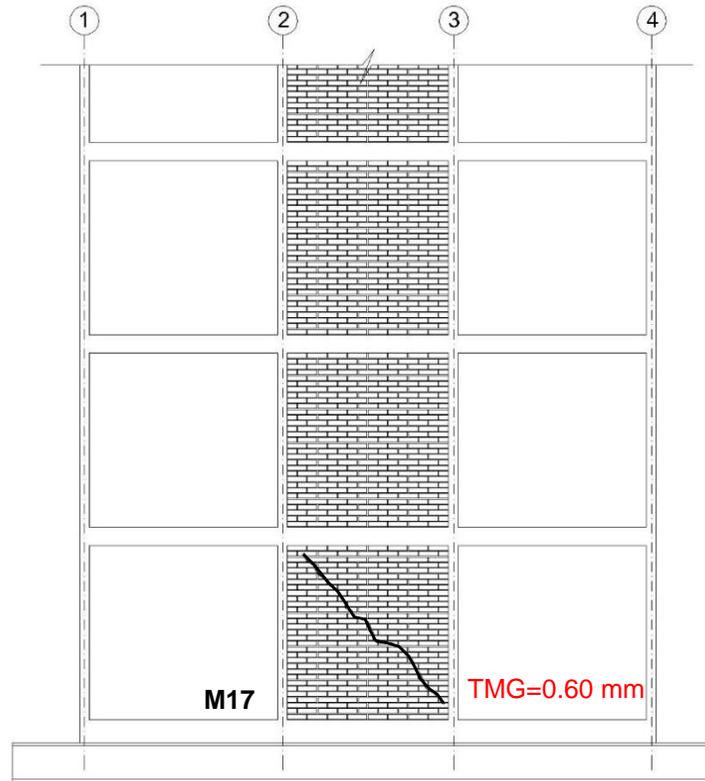


Fig. 3.18. Agrietamientos en muros centrales después del sismo SLU 100% ( $I_{Arias}=1.19$ )

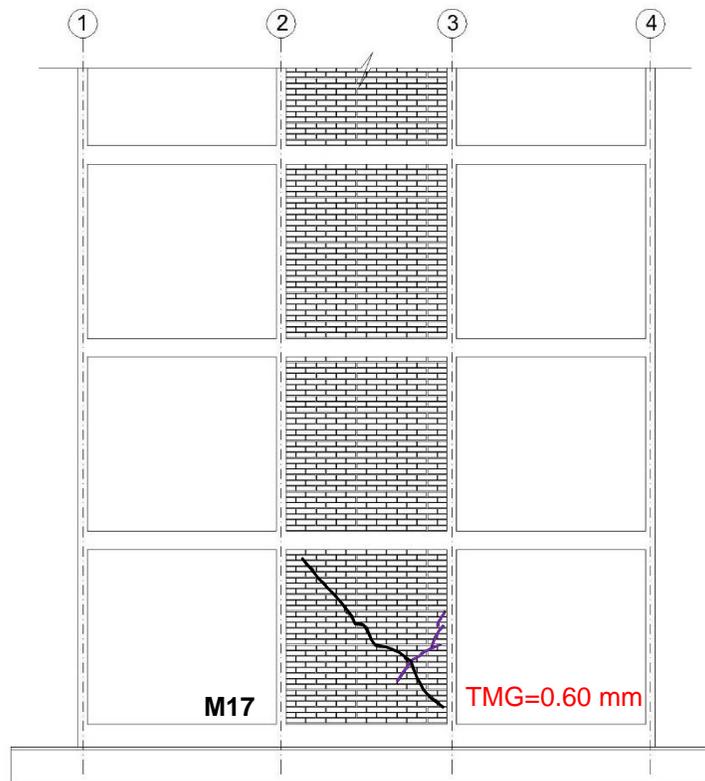


Fig. 3.19. Agrietamientos en muros centrales después del sismo FTIG 100% ( $I_{Arias}=2.80$ )

Durante la prueba SJLL 100% ( $I_{Arias} = 3.11$ ), se agrietó el muro M14 en el primer nivel en la mitad superior de su altura (TMG= 0.40 mm) y apareció el primer agrietamiento inclinado en los muros M13, M14 y M15 del tercer nivel (TMG= 0.25 mm). Como se puede observar en la Fig. 3.21, en la fachada norte se presentó una grieta sensiblemente horizontal en el muro robusto M19 del tercer nivel, con un espesor máximo medido de 4 mm. En ese mismo nivel, se registraron las primeras grietas inclinadas en los muros esbeltos M20 y M21 en toda la altura de los elementos (TMG= 5 mm). Respecto a la fachada este, se presentaron algunas fisuras horizontales en las bases de los muros M4 y M1 en el primer y segundo nivel (TMG= 0.15 mm). Asimismo, en la fachada oeste, se presentó un agrietamiento horizontal en la parte superior del muro M10 (TMG= 0.05 mm). El muro central M17 en el primer nivel se agrietó en la dirección opuesta al de la grieta originada previamente, iniciando al centro del tablero y extendiéndose hasta la esquina superior. Mientras que, en el tercer nivel, el muro M17 presentó un agrietamiento diagonal con un espesor medido de 3.5 mm, como se muestra en la Fig. 3.23.

La distribución del agrietamiento durante el ensayo DIANA 100% ( $I_{Arias} = 1.55$ ) se muestra en la Fig. 3.24. Se originó una grieta inclinada en la mitad inferior de la altura del muro M14 en el segundo nivel (TMG= 0.05 mm) y se extendió en toda la longitud del muro M13 la grieta horizontal en su base (TMG= 0.25 mm). Se detectó una grieta que sugirió una separación en toda la altura del primer nivel entre el muro M13 y el paño del castillo en esquina C6. Finalmente, en el muro central M17 del primer nivel se distinguió una grieta de 0.05 mm de espesor, que corrió desde el centro del tablero hasta la esquina inferior, en dirección opuesta a la grieta diagonal registrada previamente (Fig. 3.26).

Durante el registro sísmico DIANA 125% ( $I_{Arias} = 2.39$ ), ocurrió el primer agrietamiento inclinado en el cuarto nivel en el muro M15 (TMG= 0.05 mm), como se muestra en la Fig. 3.25. Incrementó el espesor de grietas en los muros esbeltos del primer nivel (0.80 mm) y en el muro robusto del tercer nivel (0.41 mm). Surgieron grietas inclinadas en los muros M13, M14 y M15 del segundo nivel (TMG= 0.25 mm) y grietas horizontales en la base de los muros cabeceros M2 y M4 del segundo nivel (TMG= 0.05 mm). En el muro central M17 del tercer nivel aparecieron nuevas grietas inclinadas en la dirección opuesta a las anteriores, como se muestra en la Fig. 3.27. Se distinguió la aparición de una grieta vertical al centro del muro robusto M19 del cuarto nivel (TMG= 0.05 mm), que pudo haber ocurrido como resultado de las altas aceleraciones verticales a las que se vio sometido el modelo, como se discutirá en la sección 3.4.1.5. Durante el ensayo se presentó un agrietamiento en

la base de la dala de cimentación, entre los ejes C y B de la fachada este y bajo el muro M12 en la fachada oeste.

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

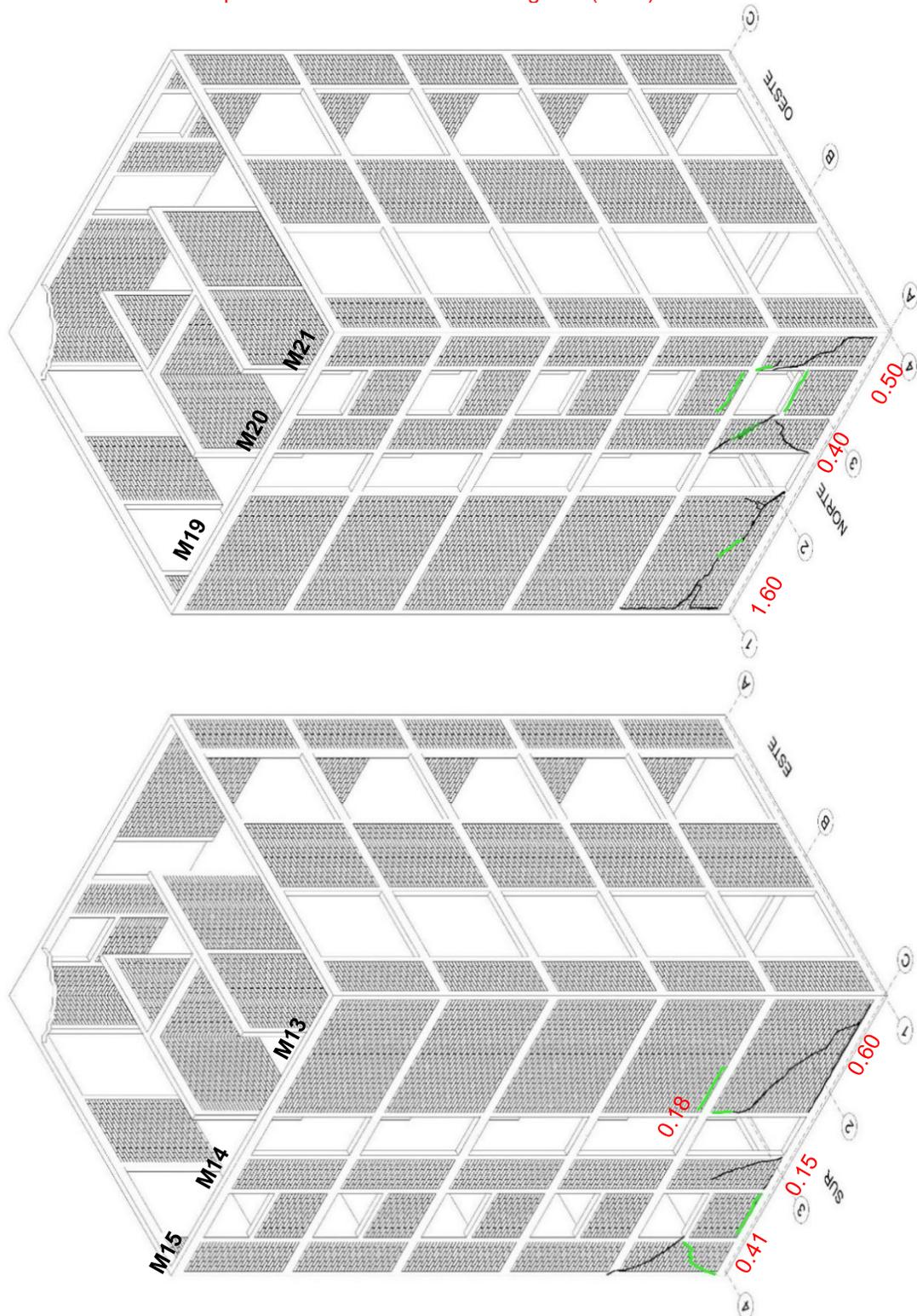


Fig. 3.20. Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 60% ( $I_{Arias}=1.35$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

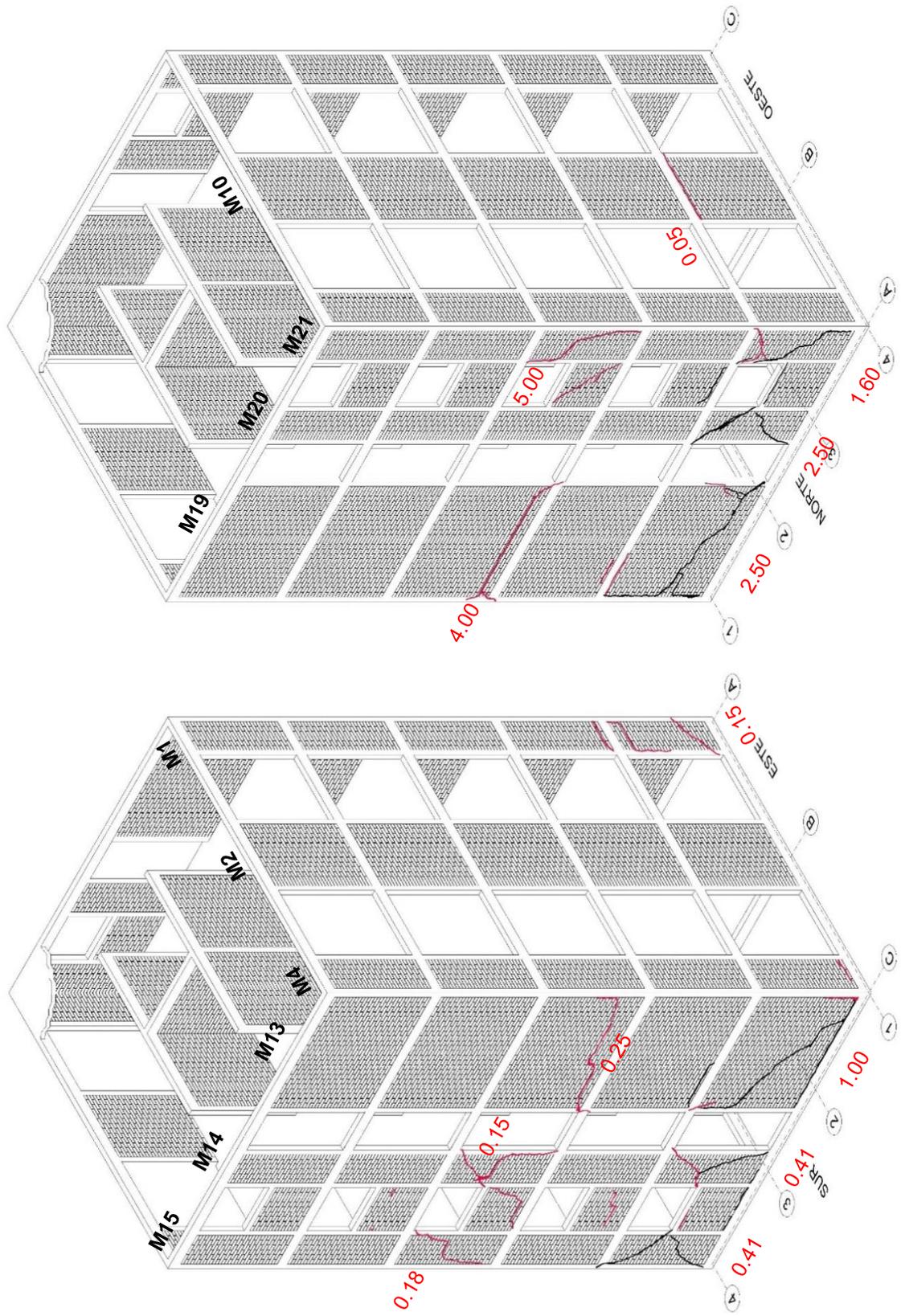


Fig. 3.21. Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 100% ( $I_{Arias}=3.11$ )

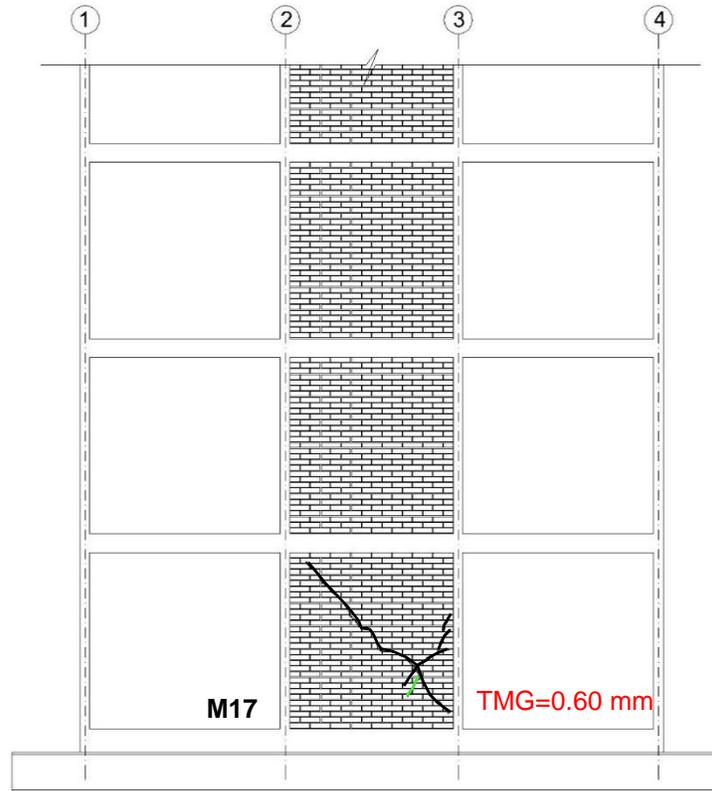


Fig. 3.22. Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 60% ( $I_{Arias}=1.35$ )

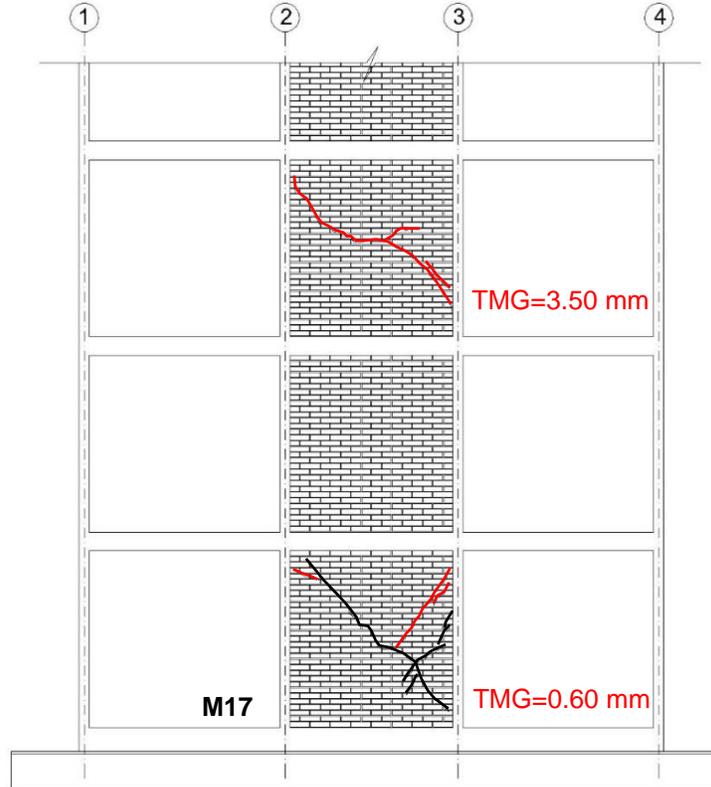


Fig. 3.23. Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 100% ( $I_{Arias}=3.11$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

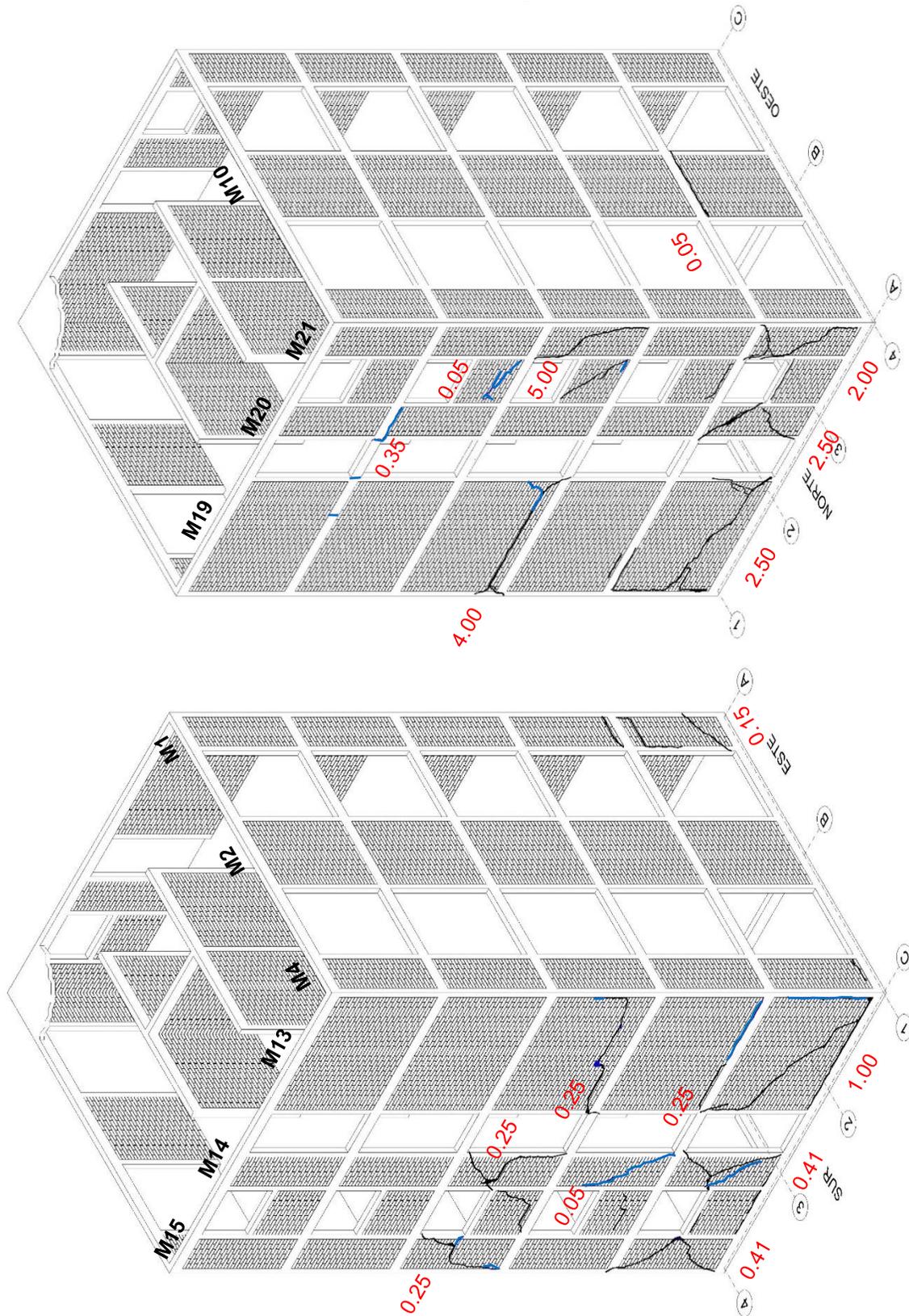


Fig. 3.24. Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA 100% ( $I_{Arias}=1.55$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

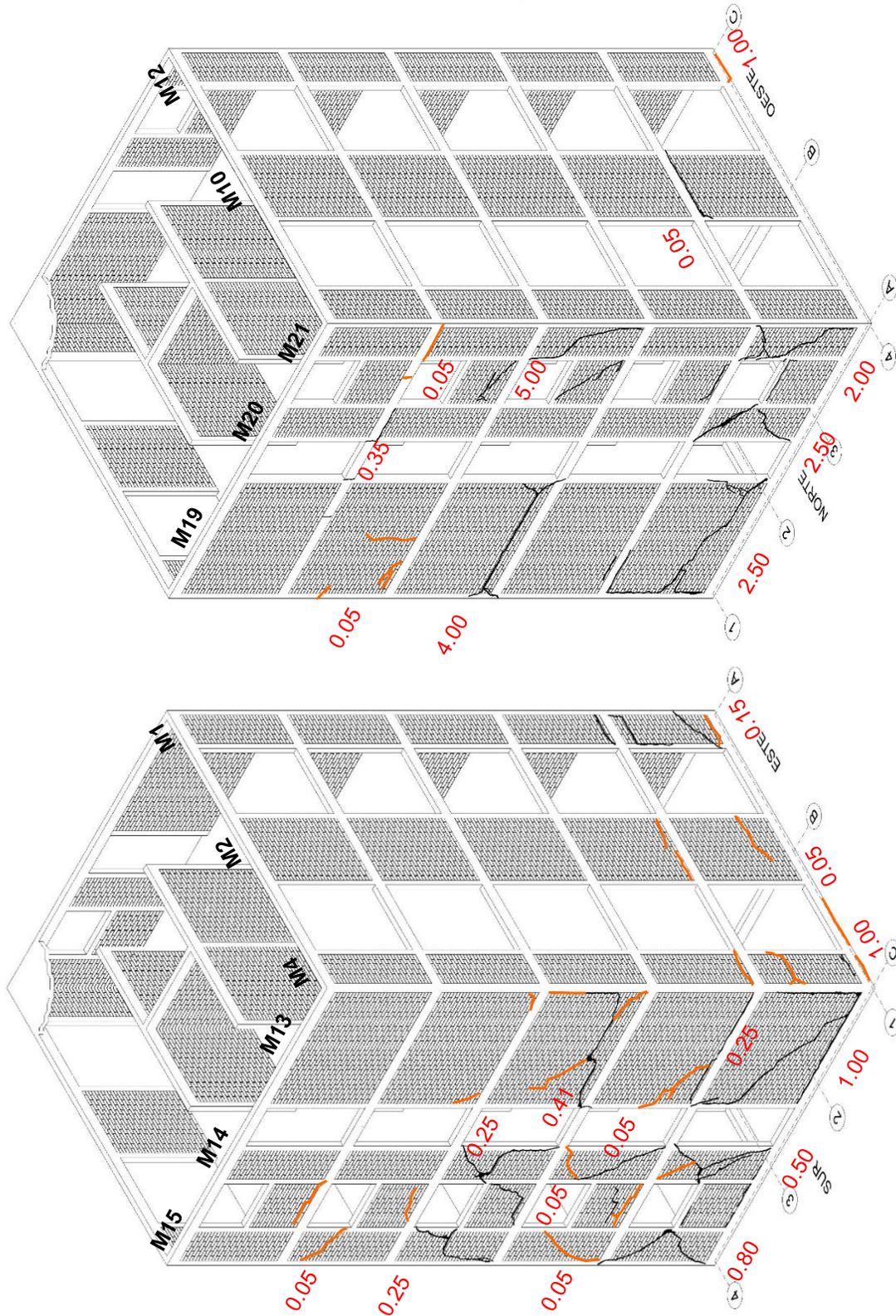


Fig. 3.25. Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA 125% ( $I_{Arias}=2.39$ )

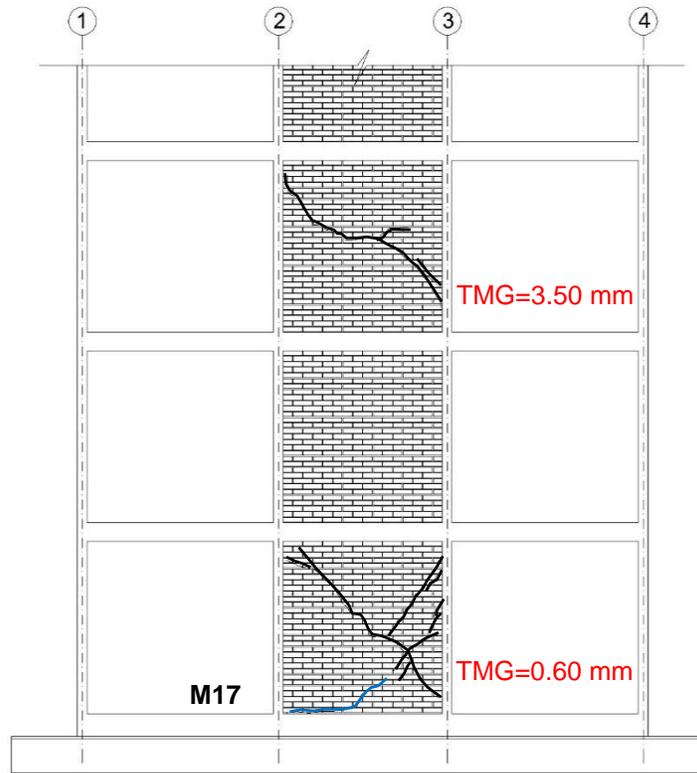


Fig. 3.26. Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA 100% ( $I_{Arias}=1.55$ )

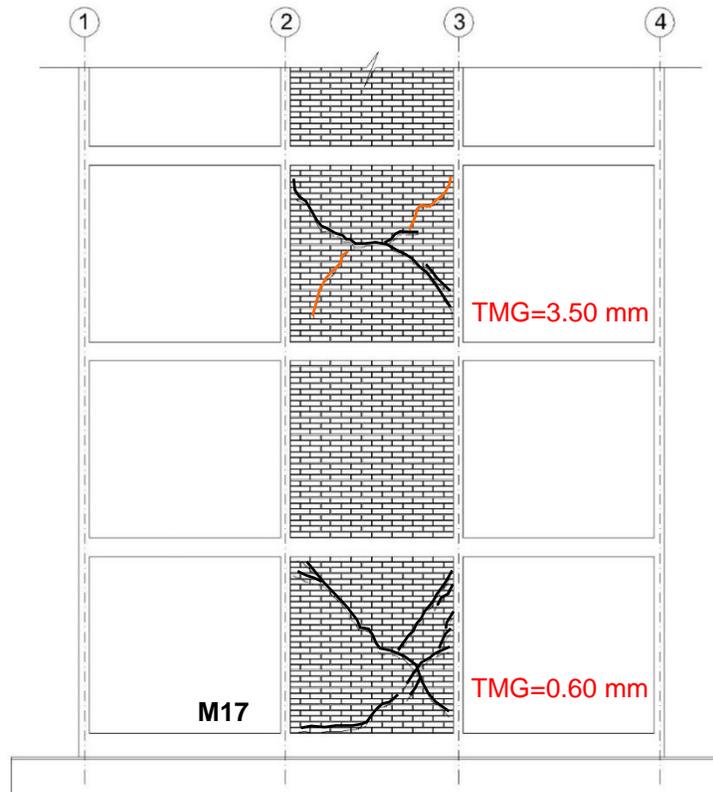


Fig. 3.27. Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA 125% ( $I_{Arias}=2.39$ )

Durante DIANA 150% ( $I_{Arias} = 3.19$ ) se propagó el daño en la fachada sur del tercer nivel (TMG= 0.41 mm). En los muros M13 y M15 del segundo nivel aparecieron grietas en dirección opuesta a la de las anteriores (TMG=0.25 mm). Como se puede observar en la Fig. 3.28, la fachada norte durante este sismo no sufrió daño significativo. Se registró en el muro central M17 del segundo nivel, el primer agrietamiento inclinado de extremo a extremo, con un espesor de 0.10 mm, como se muestra en la Fig. 3.30.

El último sismo que se aplicó en esta primera fase de ensayos fue el SJLL 125% ( $I_{Arias}=4.44$ ). Durante la prueba se presentó el primer agrietamiento inclinado en el muro M14 del quinto nivel (TMG= 0.05 mm), mismo que se asoció al giro de la cimentación, como se discutirá más adelante. Como se muestra en la Fig. 3.29, se extendió la grieta del muro M14 del cuarto nivel en la mitad superior de la altura y se presentó una grieta nueva en el muro robusto M13 del primer nivel, en dirección opuesta a la grieta registrada previamente. El tamaño máximo de grieta incrementó a 10.5 mm y se observó un desplazamiento fuera del plano en el muro. En la fachada norte, apareció el primer agrietamiento horizontal en el muro M19 del segundo nivel (TMG= 0.05 mm) y se extendió la grieta vertical de ese mismo muro en el cuarto nivel. En el muro central M17 del tercer nivel (TMG= 3.50 mm), se registró un agrietamiento en dirección opuesta a la grieta registrada previamente, como se muestra en la Fig. 3.31. Al término de este ensaye, se decidieron suspender las pruebas con el objetivo de reforzar la cimentación, siguiendo el proceso constructivo descrito en el capítulo anterior.

Con respecto al daño en niveles superiores en edificios de mampostería, se ha observado en campo y en estudios experimentales que el daño que puede sufrir un edificio en niveles intermedios puede atribuirse a diversas razones: respuesta de modos superiores de vibrar, cambios abruptos de rigidez y/o resistencia en altura, deficiente detallado, errores en el diseño de elementos en niveles superiores, efectos de torsión, irregularidades geométricas en planta, entre otros. Sin embargo, se tiene evidencia de que algunas estructuras han presentado un modo de falla frágil por compresión directa o reducción de resistencia a corte debido a la variación de las fuerzas axiales derivadas de las elevadas aceleraciones verticales que caracterizan algunos registros sísmicos en zonas epicentrales (Papazoglou y Elnashai, 1996).

Debido a que la fuerza axial en muros es menor para pisos más altos, es de esperar una reducción instantánea de la resistencia a corte en niveles superiores si las aceleraciones

verticales producen una reducción de la fuerza axial. Lo anterior, combinado con grandes demandas de corte en planta baja, justifica el daño que se ha observado en niveles intermedios. Entre diversos ejemplos, se puede mencionar que, durante el sismo de Kobe de 1995, la provincia de Chuo Ward (donde se registraron las más elevadas aceleraciones verticales) presentó el mayor número de edificios dañados en niveles intermedios. Aproximadamente el 10% del total de edificios dañados presentó este fenómeno, en edificios de entre 6 y 12 niveles de altura (Papazoglou y Elnashai, 1996). En la sección 3.4.1.5, se muestran en tablas los valores de aceleraciones verticales registrados y se discute su efecto en los daños observados.

El estado general de daño observado durante la primera fase de ensayos, con el modelo original, se muestra en las Figs. 3.32 y 3.33.

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

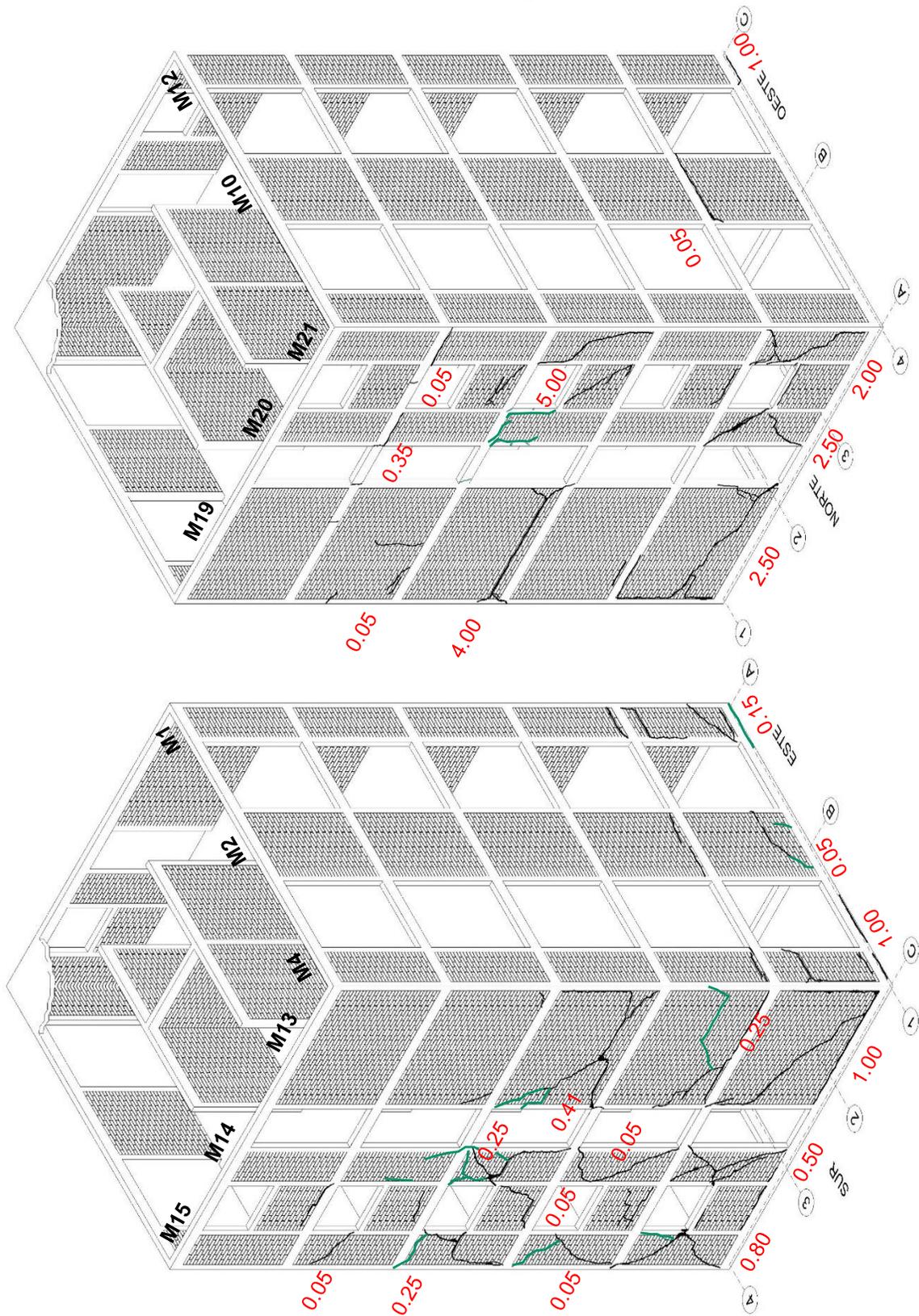


Fig. 3.28. Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA 150% ( $I_{Arias}=3.19$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

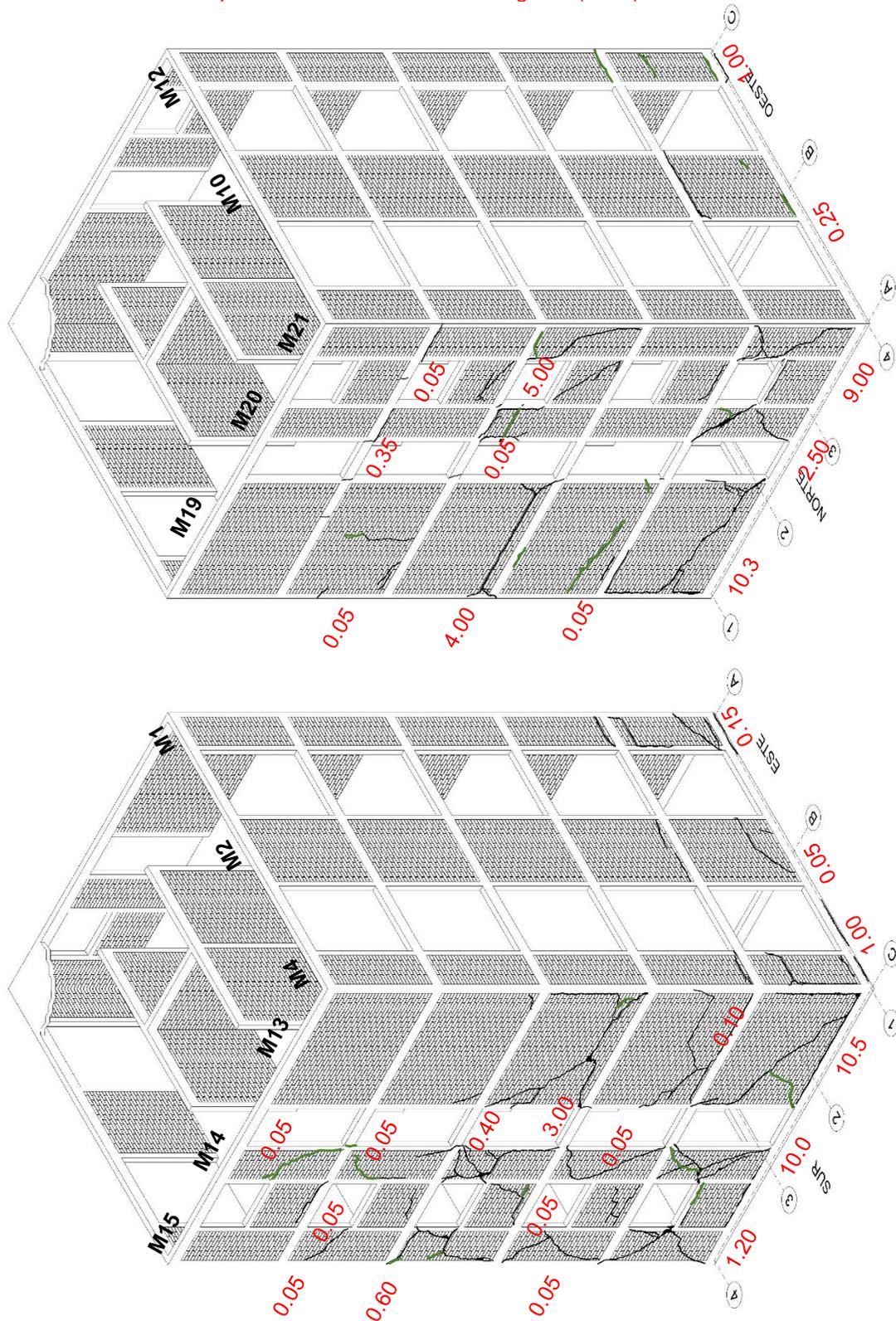


Fig. 3.29. Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 125% ( $I_{Arias}=4.44$ )

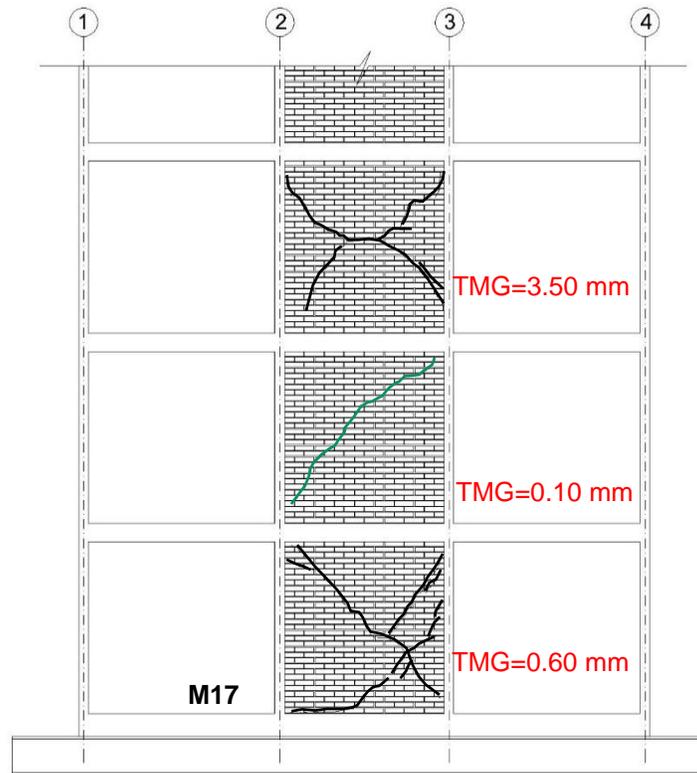


Fig. 3.30. Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA 150% ( $I_{Arias}=3.19$ )

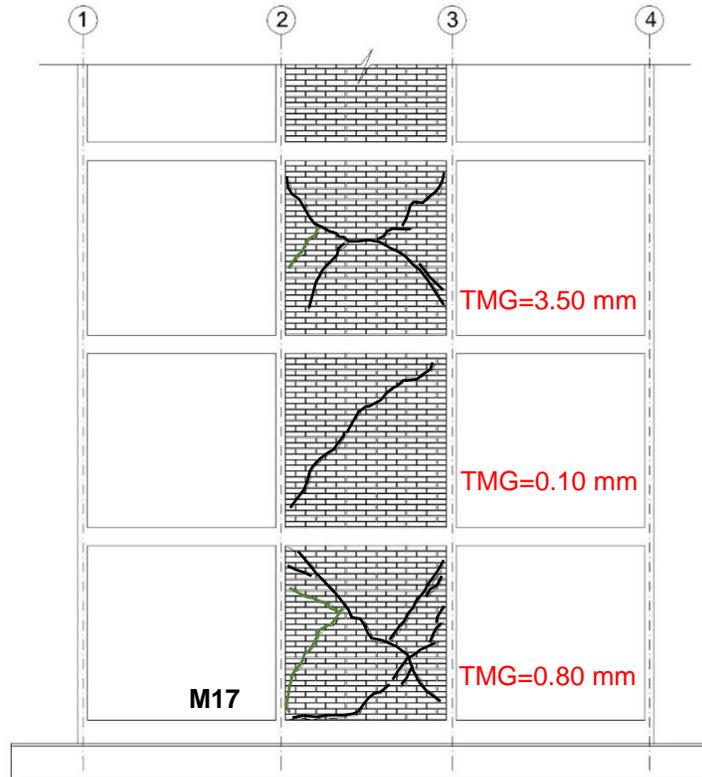


Fig. 3.31. Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 125% ( $I_{Arias}=4.44$ )

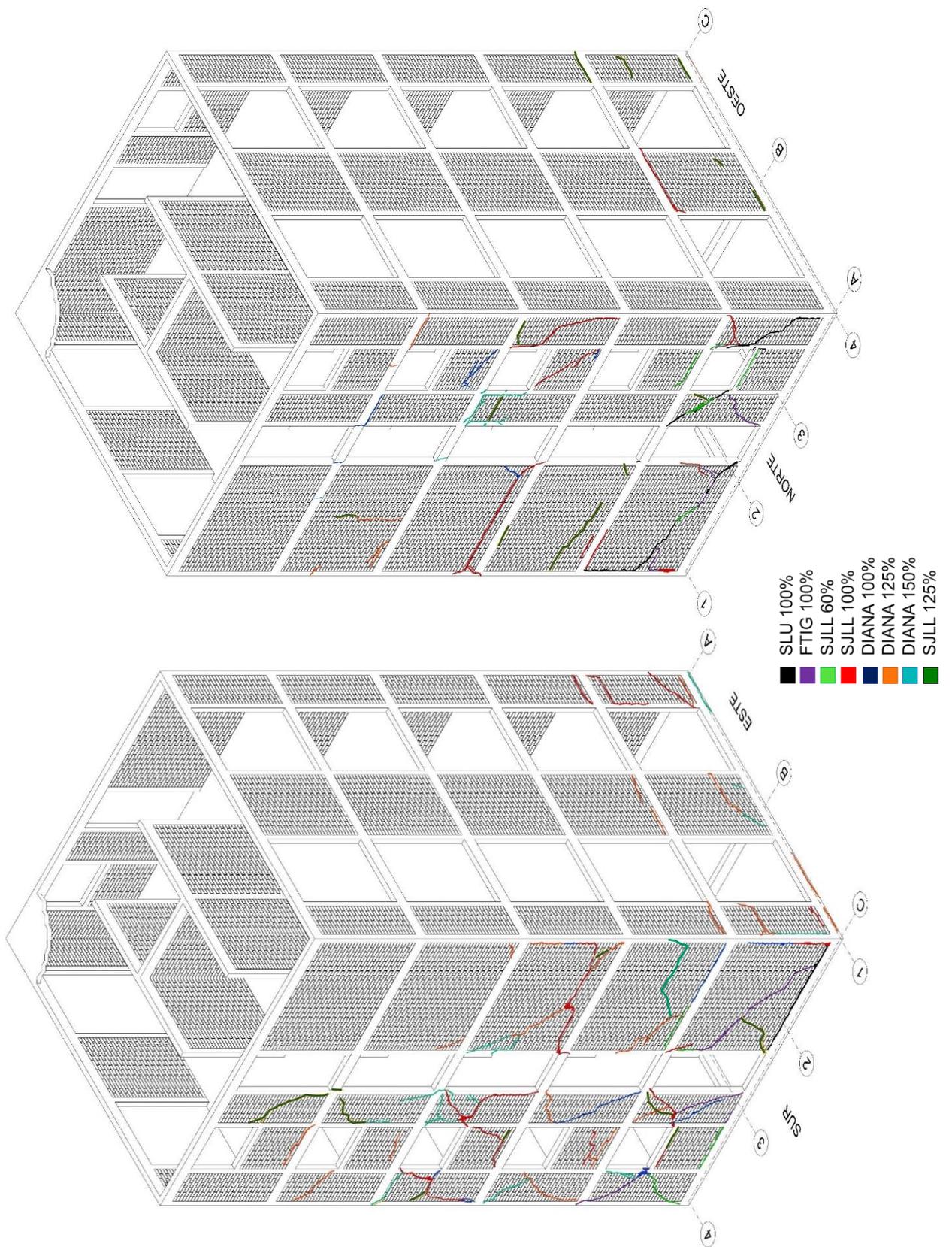


Fig. 3.32. Estado general de daño del modelo original

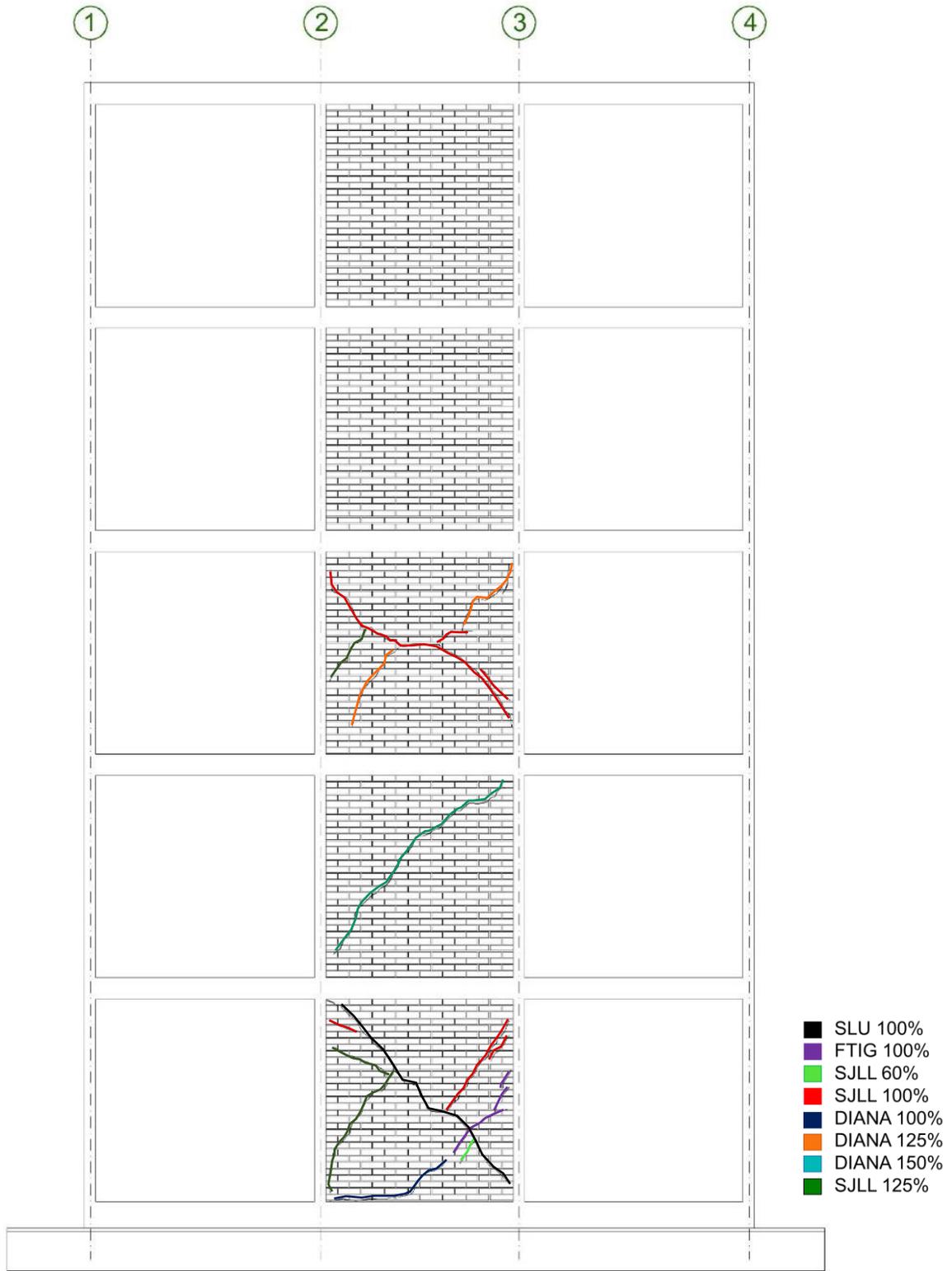


Fig. 3.33. Estado general de daño del modelo original en muros centrales

### 3.3.2 Segunda etapa: modelo con refuerzo en cimentación

Una vez que se reforzó la cimentación del modelo, se inició la segunda etapa de ensayos. El primer registro aplicado fue DIANA' 100% ( $I_{Arias} = 1.55$ ). El modelo no sufrió daño significativo, únicamente aparecieron grietas en el muro M9 del primer nivel de la fachada oeste con un espesor de 0.05 mm. El espesor del resto de las grietas permaneció sin cambios. Durante el registro DIANA' 125% ( $I_{Arias} = 2.39$ ) se presentaron grietas horizontales en los muros M3, M14 y M13 en el cuarto nivel de la fachada sur. Mientras que en la fachada este, ocurrió agrietamiento horizontal en el segundo y tercer nivel con un tamaño máximo de grieta de 0.30 mm, como se muestra en la Fig. 3.35. En el muro M20 del segundo nivel ocurrió un agrietamiento horizontal a la altura de la ventana (TMG= 0.05 mm) y otro agrietamiento inclinado en el muro robusto M19 del tercer nivel.

Durante el sismo DIANA' 150% ( $I_{Arias} = 3.19$ ), se registraron agrietamientos diagonales en los muros M20 y M11 del segundo nivel (TMG= 0.05 mm) y se registró una grieta horizontal en el muro de la ventana M11 del quinto nivel (TMG= 0.05 mm). Además, el muro M1 del segundo nivel presentó un agrietamiento horizontal con un espesor de 0.05 mm. Durante el registro SJLL' 125% surgió un agrietamiento inclinado en el muro robusto M19 del primer nivel, que penetró en el extremo superior del castillo C19 (TMG= 10.3 mm) y se presentaron grietas inclinadas con espesor igual a 0.05 mm en los muros M15 del segundo y tercer nivel.

El movimiento que correspondió al sismo SJLL 150% ( $I_{Arias} = 6.04$ ) provocó en el muro M20 del primer nivel un incremento en el espesor de las grietas de 2.50 a 19 mm. El castillo C21 se cizalló en el extremo a la altura de la ventana, como se muestra en la Fig. 3.42. Simultáneamente se presentó una grieta inclinada en el muro robusto M19 del cuarto nivel (TMG= 0.05 mm). En el muro M21 del primer nivel ocurrió un agrietamiento vertical entre el dentado del tabique y el castillo C13 (TMG= 10.0 mm) y el espesor de las grietas del muro M13 del tercer nivel incrementó de 3.50 a 7 mm.

Durante el registro SJLL 175% ( $I_{Arias} = 8.04$ ) se propagó el daño en los muros del primer y tercer nivel en las fachadas norte y sur. La fachada sur sufrió más daño que la norte con tamaños máximos de grietas de 28 mm en el muro M13 del primer nivel y de 20 mm en el tercer nivel, como se muestra en la Fig. 3.43. Por último, el sismo SJLL 200% ( $I_{Arias} = 9.42$ ) provocó espesores máximos de grietas de 48 y 50 mm en el primer nivel de la fachada sur y norte, respectivamente. La distribución de grietas se muestra en la Fig. 3.46. En los muros robustos del primer nivel se observaron deslizamientos fuera del plano, los castillos se

cizallaron en los extremos y se dobló el acero de refuerzo de los castillos. Se interrumpieron las pruebas al término de este registro porque con la falla de los castillos se comprometía la estabilidad del modelo ante cargas verticales.

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

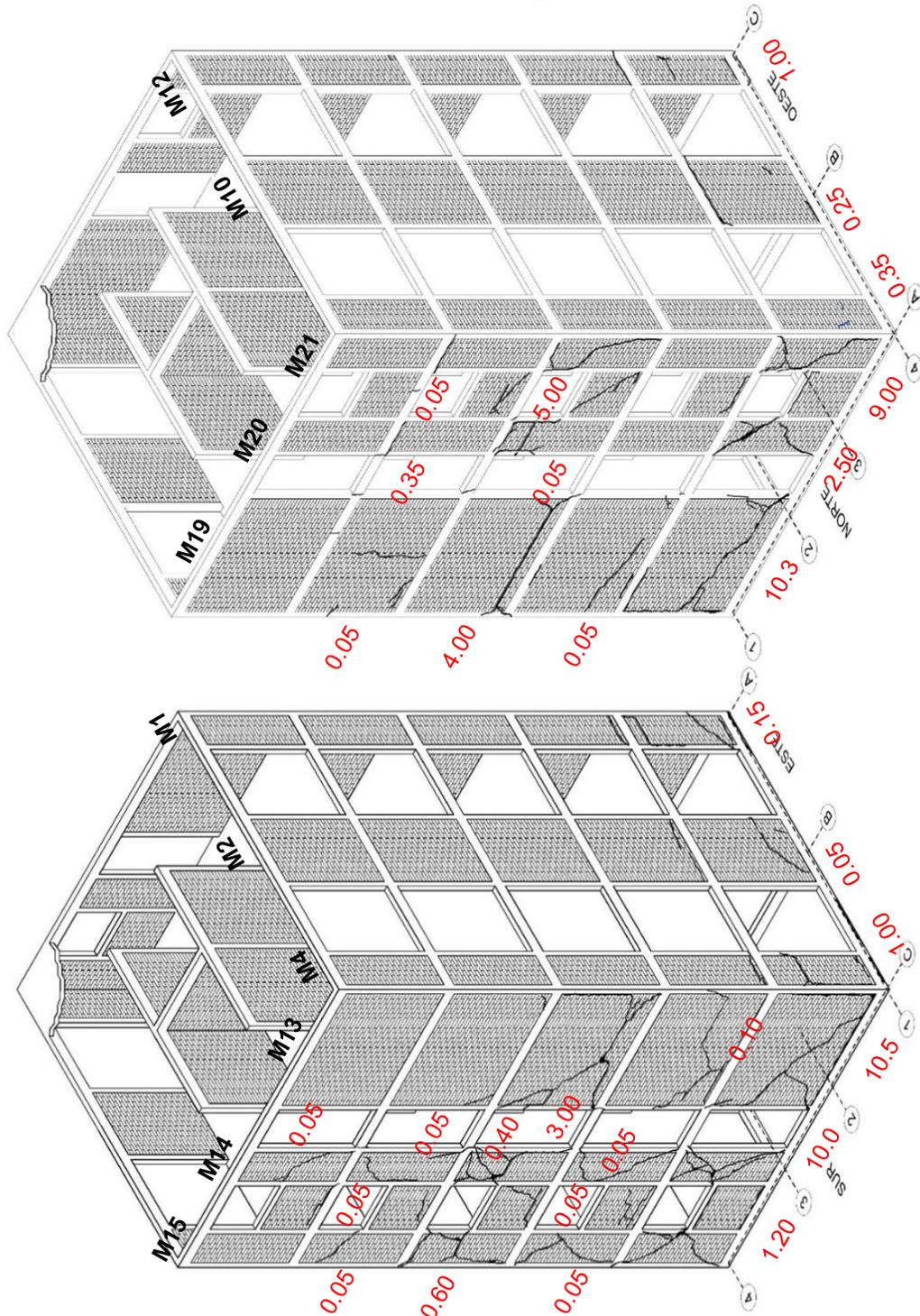


Fig. 3.34. Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA'100% ( $I_{Arias}=1.55$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

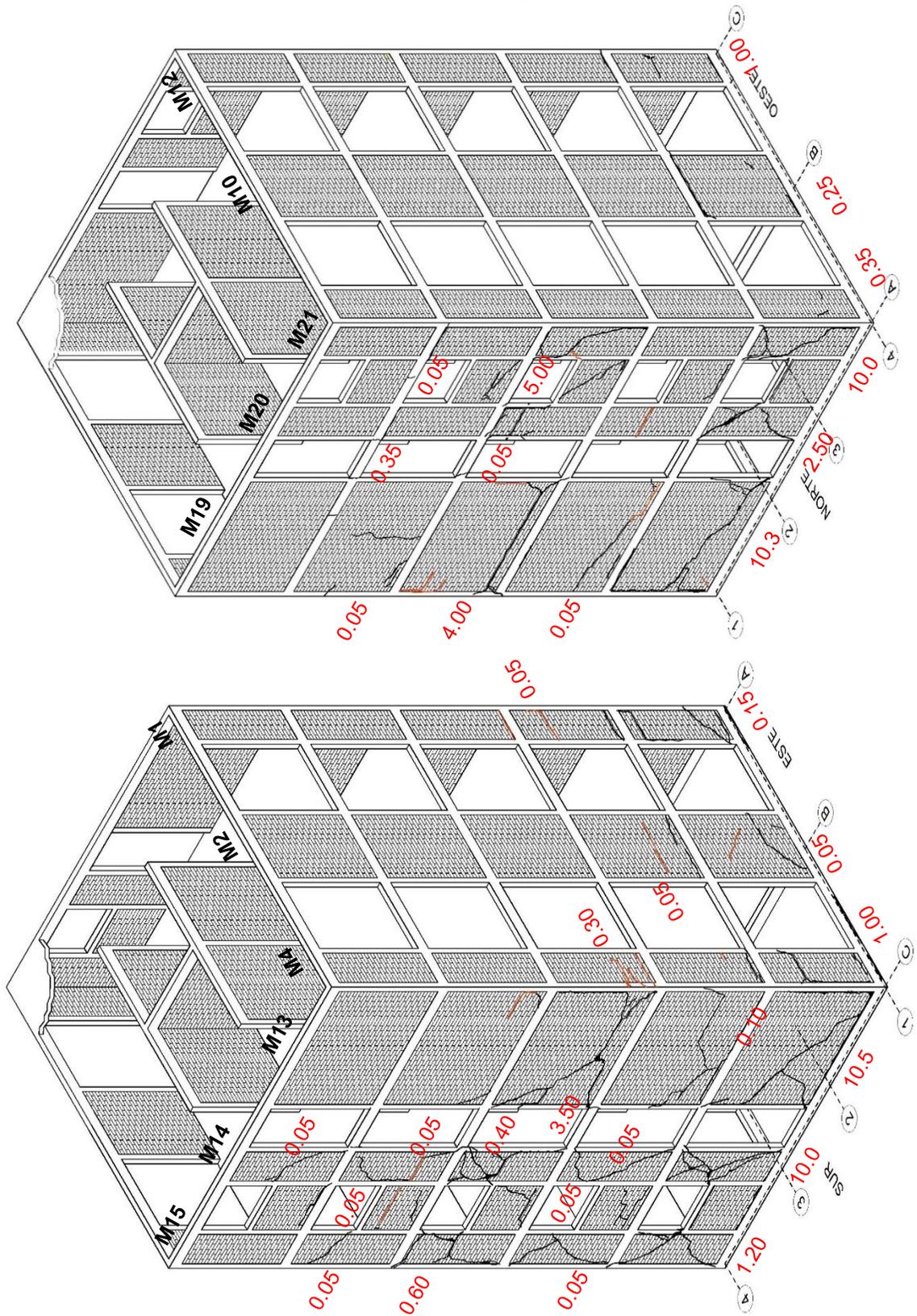


Fig. 3.35. Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA'125% ( $I_{Arias}=2.39$ )

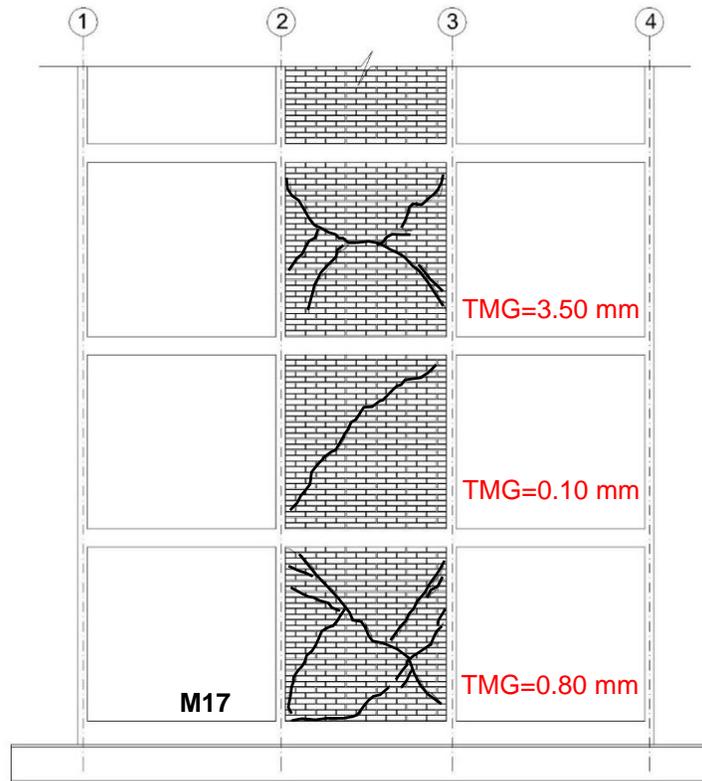


Fig. 3.36. Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA' 100% ( $I_{Arias}=1.55$ )

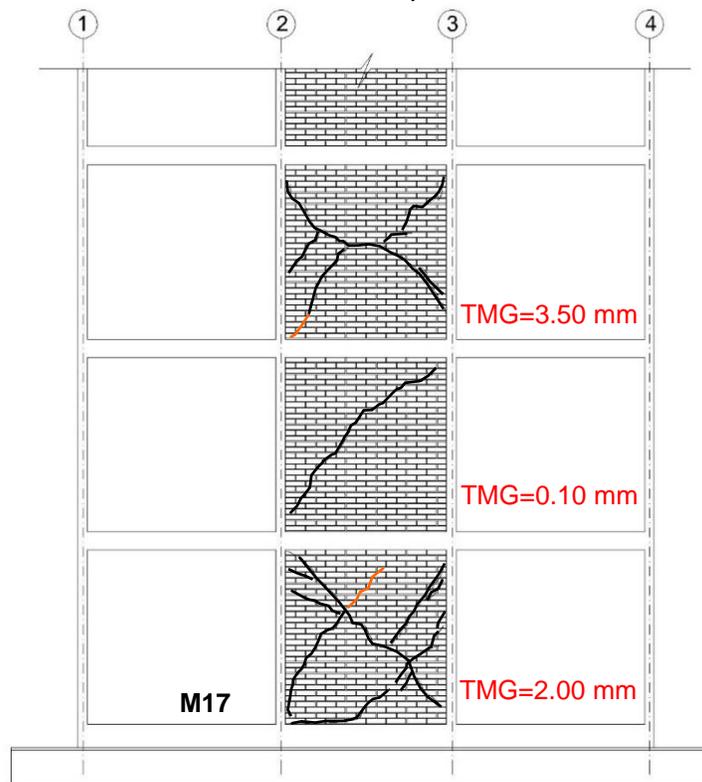


Fig. 3.37. Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA' 125% ( $I_{Arias}=2.39$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

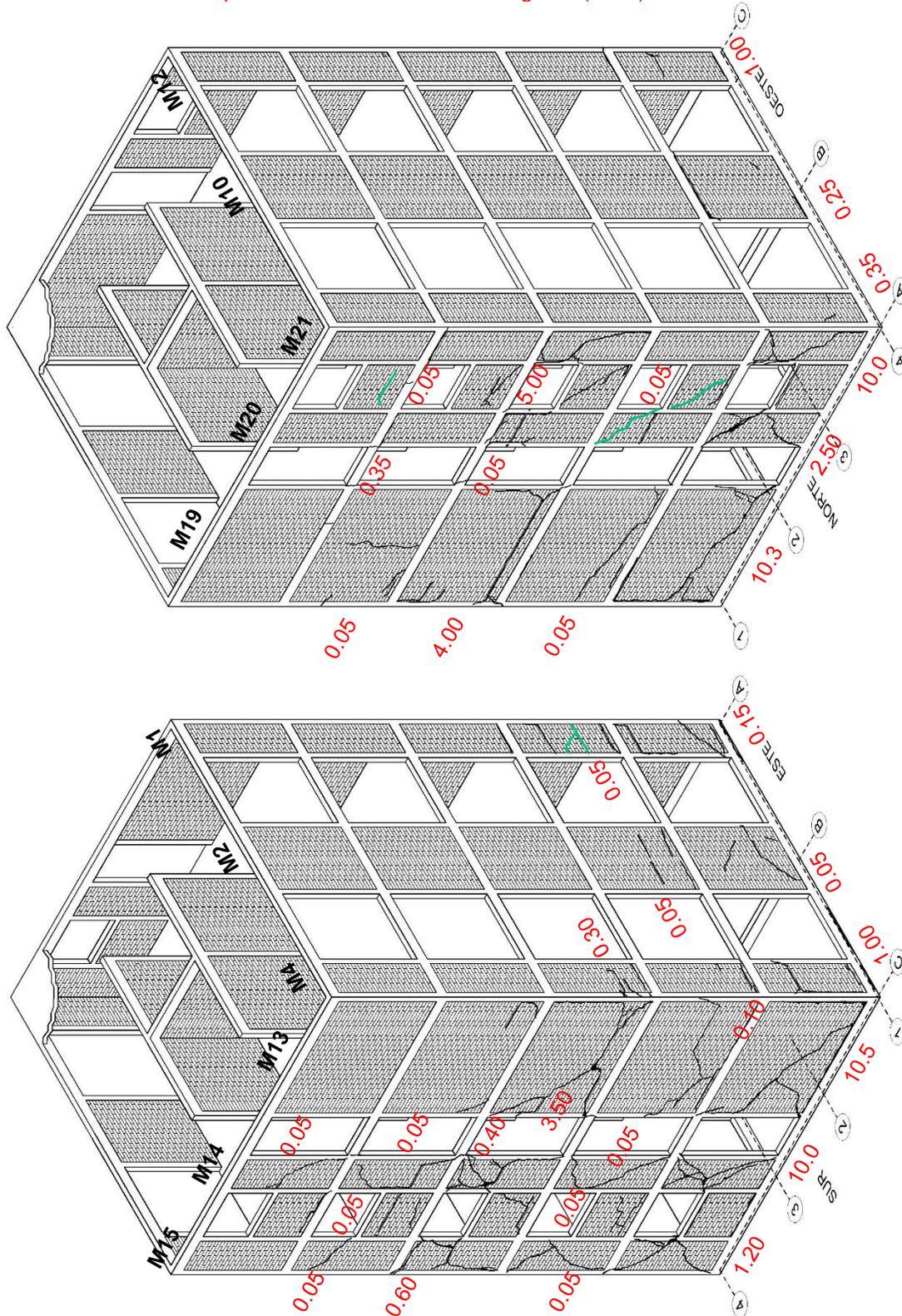


Fig. 3.38. Distribución de grietas en fachadas después del sismo DIANA'150% ( $I_{Arias}=3.19$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

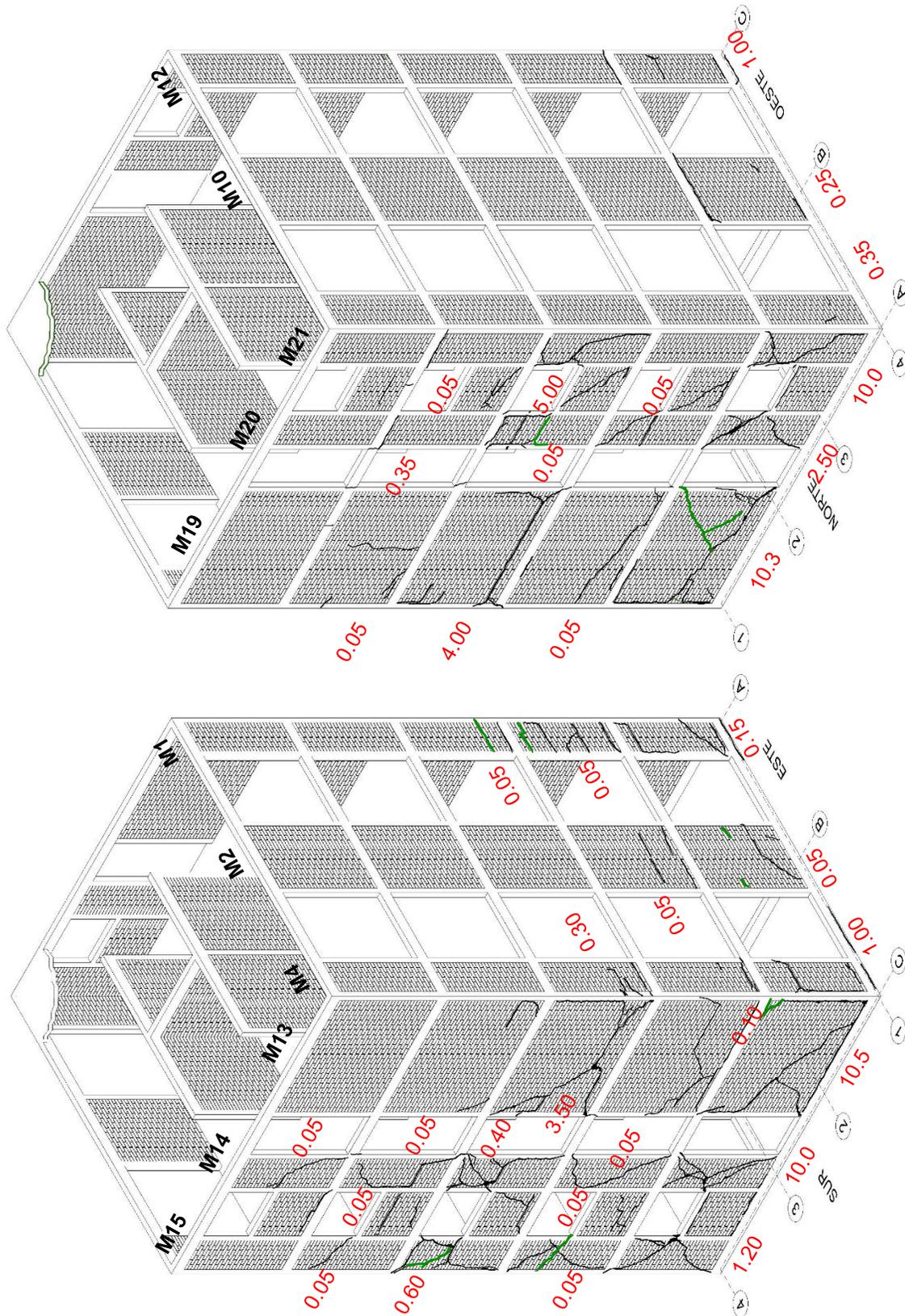


Fig. 3.39. Distribución de grietas en fachadas después del sismo SLL'125% ( $I_{Arias}=4.44$ )

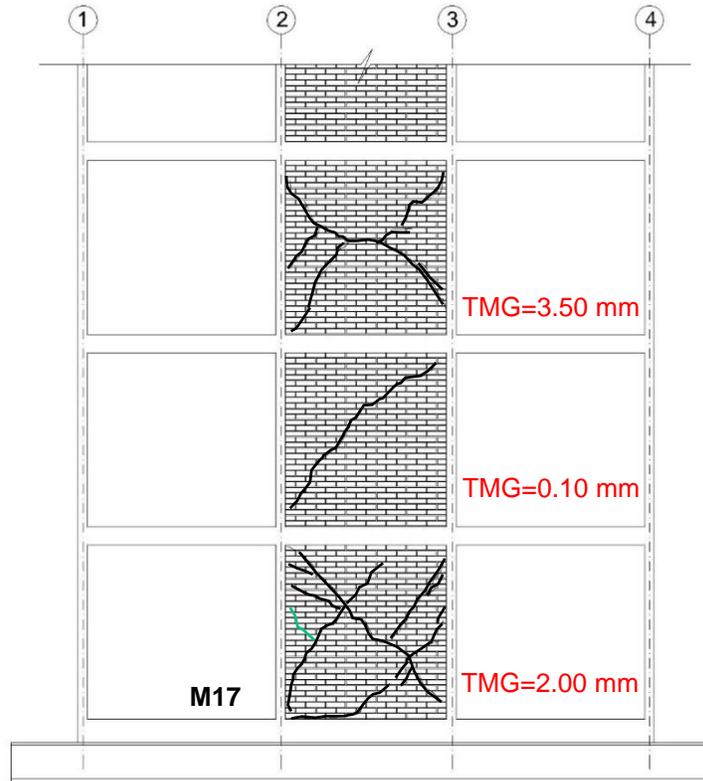


Fig. 3.40. Agrietamientos en muros centrales después del sismo DIANA' 150% ( $I_{Arias}=3.19$ )

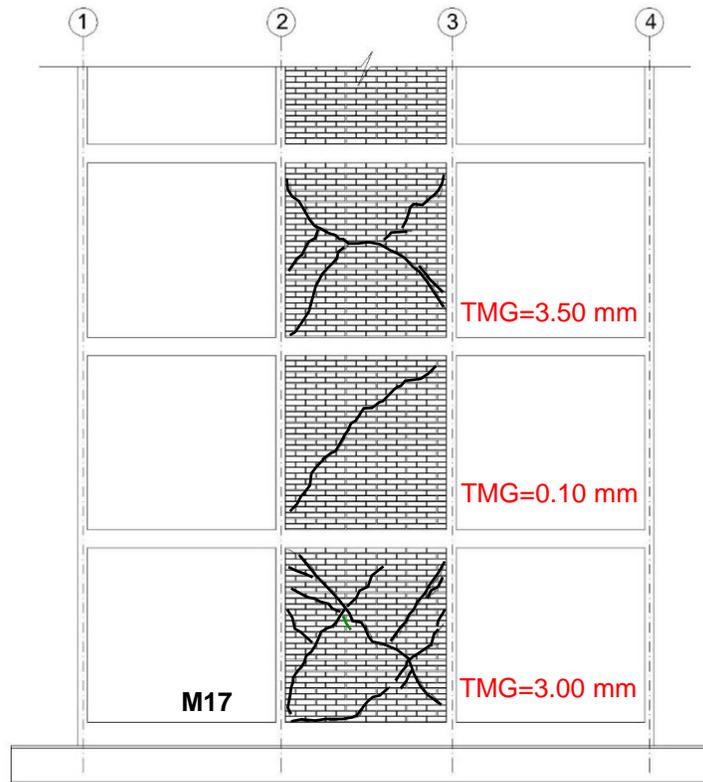


Fig. 3.41. Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL' 125% ( $I_{Arias}=4.44$ )



Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

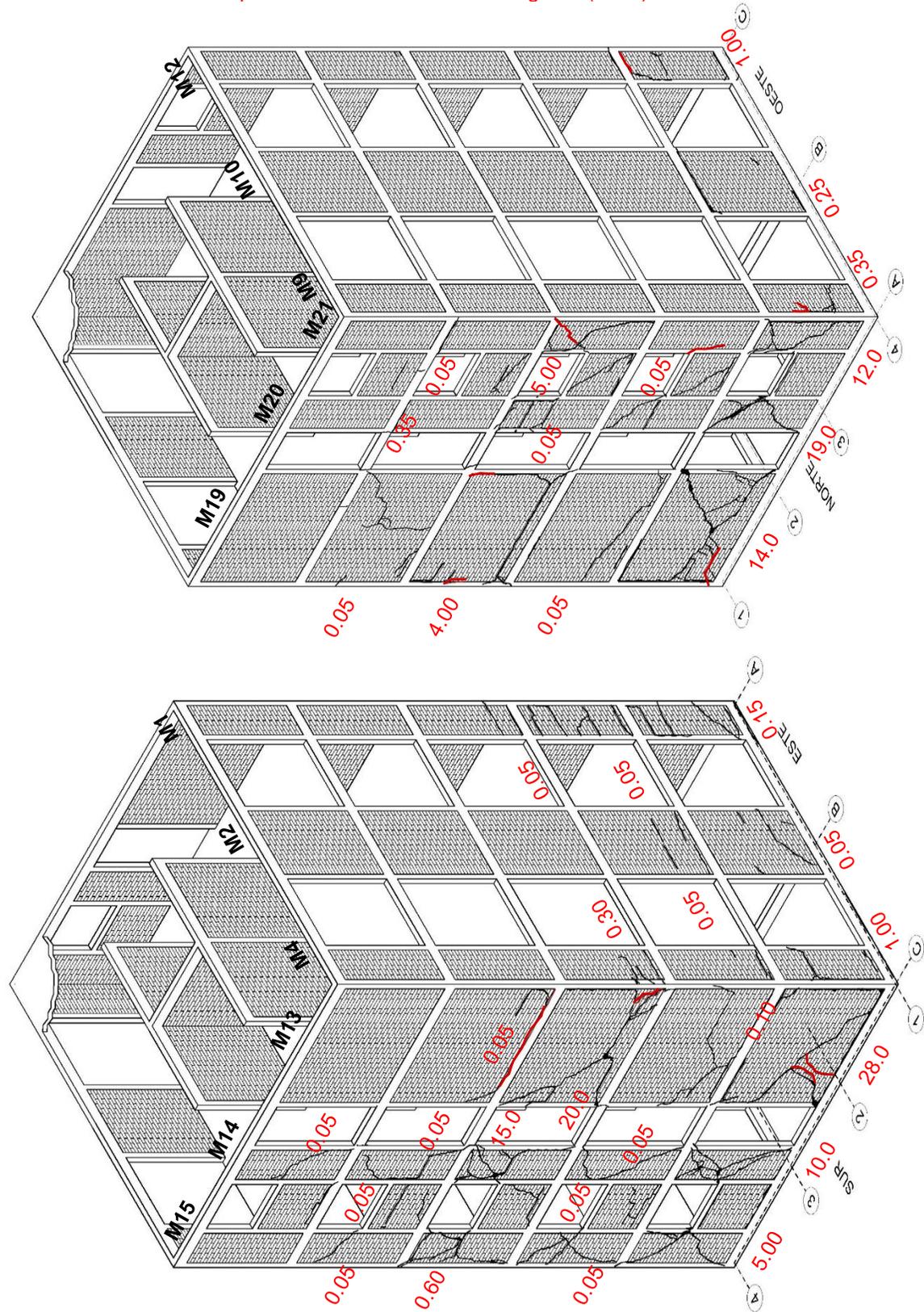


Fig. 3.43. Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 175% ( $I_{Arias}=8.04$ )

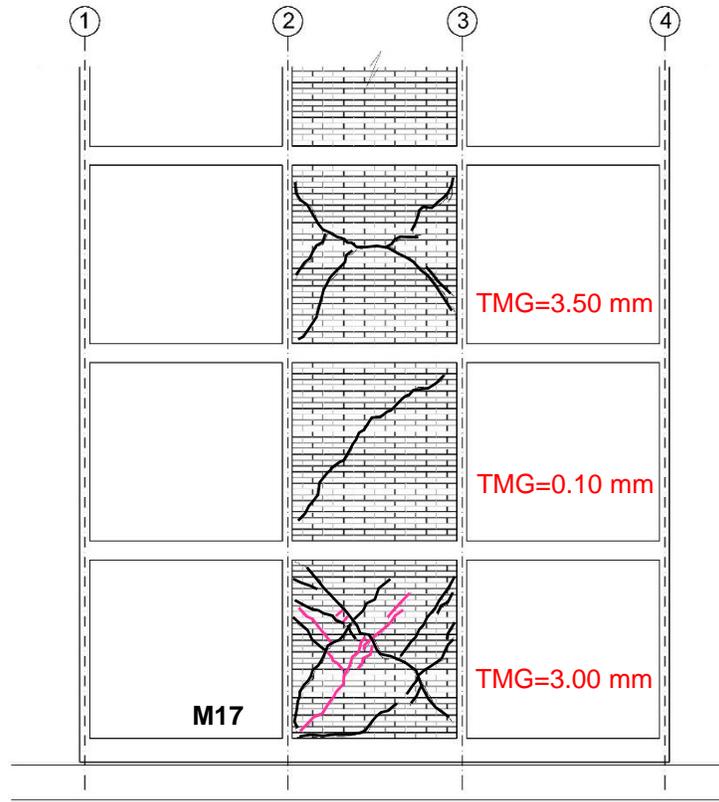


Fig. 3.44. Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 150% ( $I_{Arias}=6.04$ )

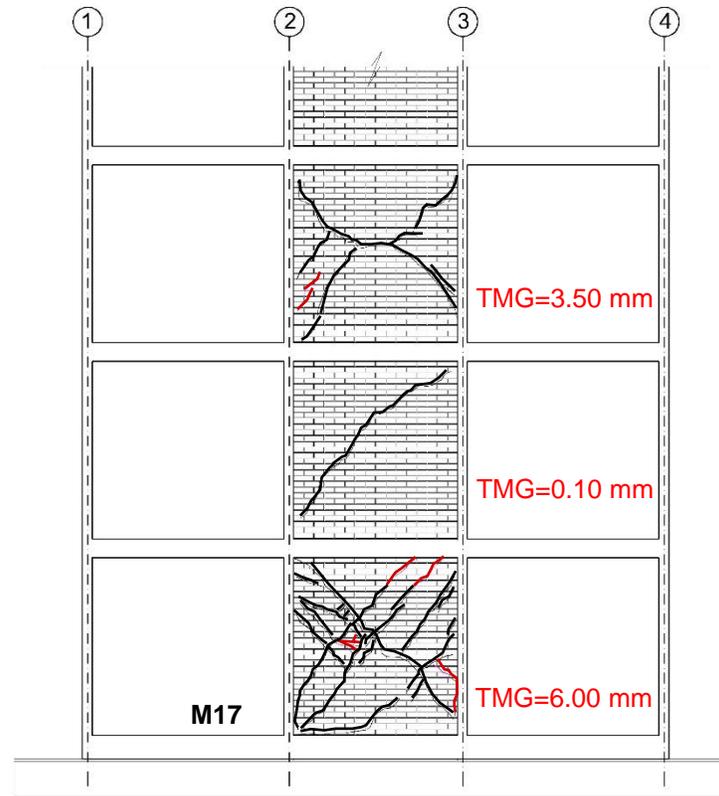


Fig. 3.45. Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 175% ( $I_{Arias}=8.04$ )

Los valores corresponden al tamaño máximo de grieta (TMG) medido en milímetros.

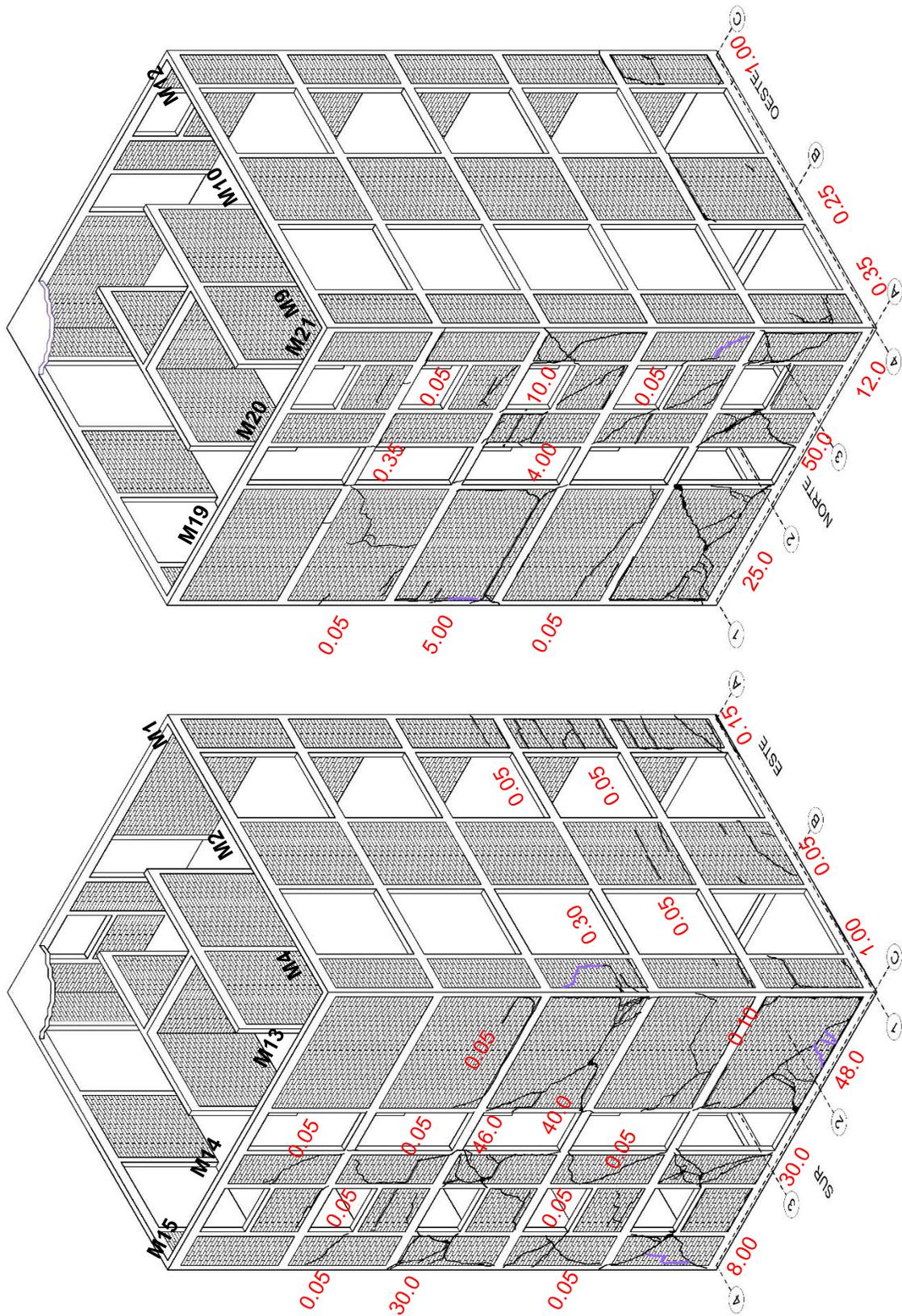


Fig. 3.46. Distribución de grietas en fachadas después del sismo SJLL 200% ( $I_{Arias}=9.42$ )

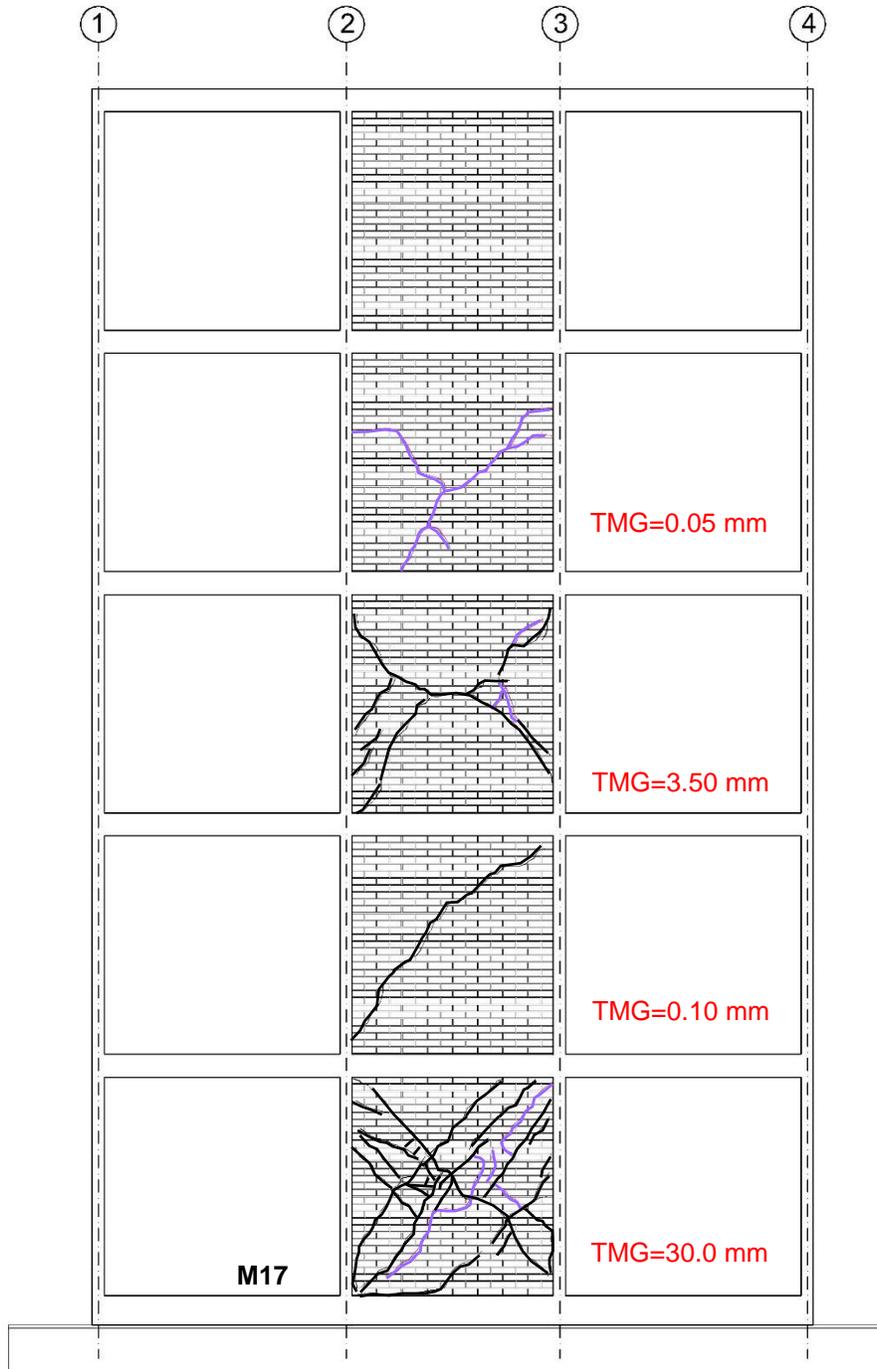


Fig. 3.47. Agrietamientos en muros centrales después del sismo SJLL 200% ( $I_{Arias}=9.42$ )

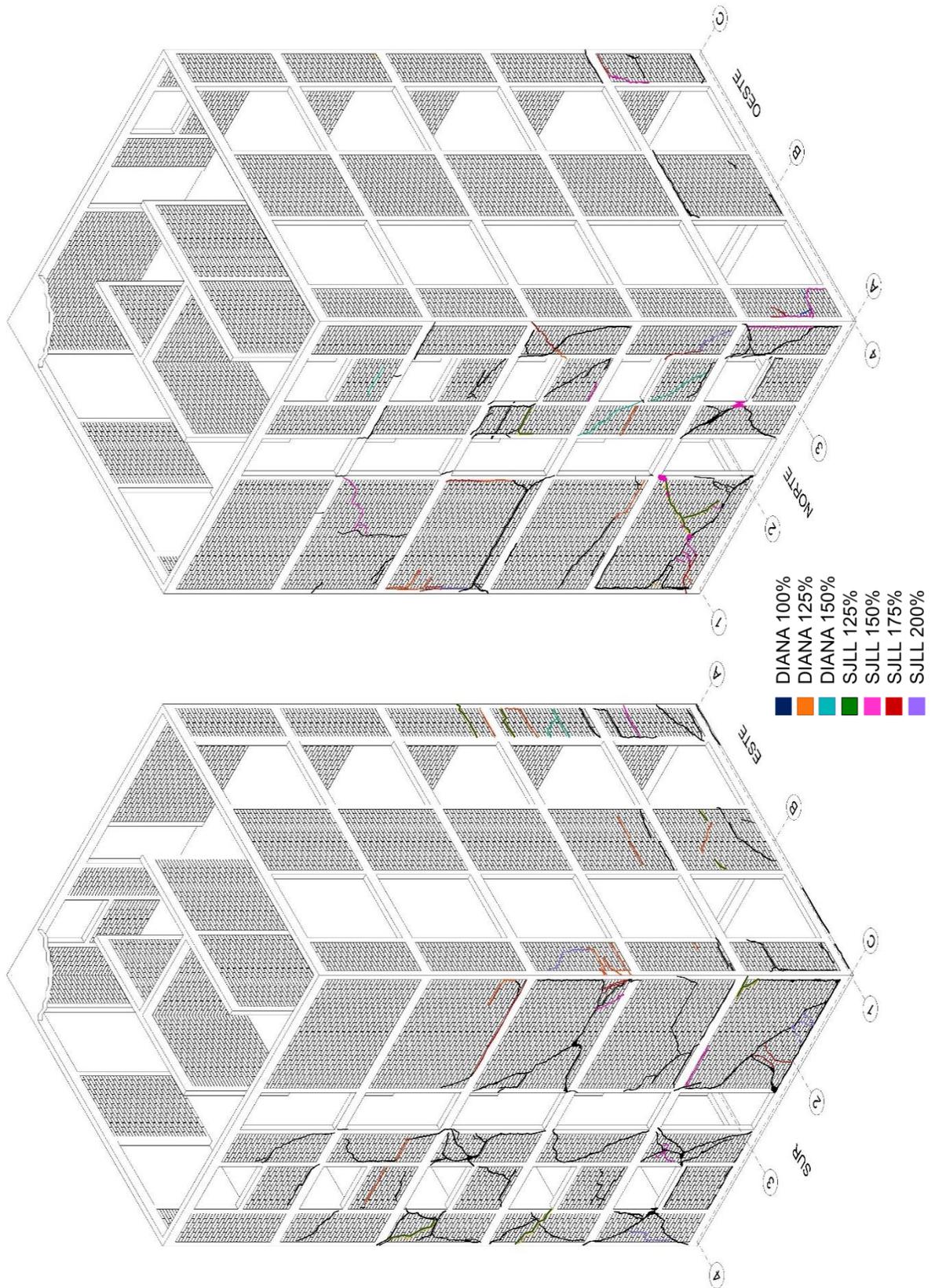


Fig. 3.48. Estado general de daño del modelo con refuerzo en cimentación

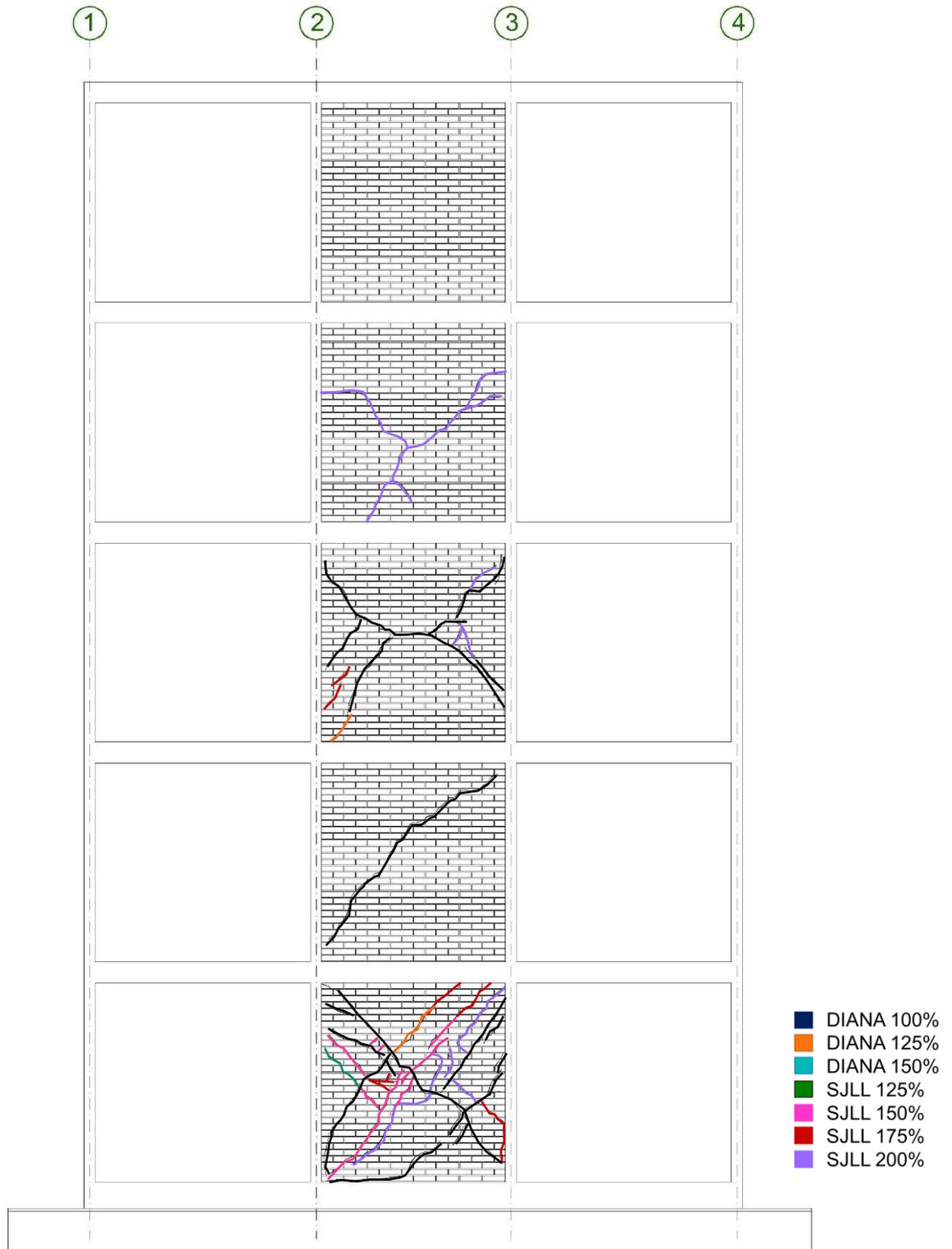


Fig. 3.49. Estado general de daño del modelo con refuerzo en cimentación en muros centrales

### 3.3.3 Evolución del daño

De acuerdo con la descripción de daños en la sección anterior, la respuesta del modelo estuvo dominada por agrietamiento máximo en el primer y tercer nivel, aunque también ocurrió agrietamiento en los muros de todos los niveles. Los primeros agrietamientos registrados fueron horizontales en la base del muro robusto de la fachada sur, siguiendo las juntas de mortero. Las primeras grietas inclinadas aparecieron principalmente en los muros esbeltos y se propagaron a través de los tabiques. Grietas verticales se presentaron en los muros extremos de las fachadas entre el dentado de los muros de tabique y los bordes de los castillos de concreto. El agrietamiento inclinado se extendió ante ensayos sucesivos hasta afectar todos los muros del primer nivel y del tercer nivel en la dirección de aplicación de la carga (E-O). Por otro lado, los muros perpendiculares (cabeceros y divisorios) sufrieron agrietamientos horizontales como consecuencia de la flexión fuera del plano y por efectos de torsión, como se discutirá en la sección 3.4.1.12. En la primera etapa de ensayos, las grietas no causaron daños significativos en los elementos de concreto. Durante los primeros tres registros (SLU 100%, FTIG 100% y SJLL 60%), los niveles superiores permanecieron sin daño, sin embargo, a partir del registro SJLL 100% ( $I_{Arias}=3.11$ ) se presentaron los primeros agrietamientos en el segundo y tercer nivel cuando se registraron las primeras aceleraciones verticales significativas (ver sección 3.4.1.5). Las grietas verticales en los muros de los últimos dos niveles coincidieron con el agrietamiento que ocurrió entre la dala de cimentación y la viga de acero.

Una vez que se reforzó la cimentación, se inició la segunda etapa de ensayos, durante la cual comenzaron a formarse grietas con forma de “X” que, eventualmente, penetraron los extremos de los castillos. El agrietamiento en los extremos causó un deterioro en los elementos de concreto y en los bordes de los vanos (puertas y ventanas). Para el estado final, los muros robustos en el primer piso presentaron desplazamiento fuera del plano, lo que originó un rápido proceso de degradación, caracterizado por el deslizamiento a lo largo de las grietas inclinadas y por el aplastamiento de la mampostería y el concreto. En el tercer nivel continuó la propagación de grietas y daño y en el segundo, cuarto y quinto nivel se presentaron nuevos patrones de agrietamientos.

El deterioro en la resistencia de los castillos se debió a la combinación de dos efectos: por un lado, a la penetración en extremos de las grietas diagonales que se prolongaron desde los muros y, por otro lado, al efecto de la flexión en el plano del muro por el abombamiento

o expansión de la mampostería, causado principalmente por el nivel de agrietamiento en el muro. El daño en las zonas extremas se caracterizó por la pérdida del recubrimiento y por el aplastamiento del concreto. El acero de refuerzo longitudinal de los castillos se dobló, lo que activó el mecanismo de dovela para resistir cortante a nivel local. Este mecanismo es poco eficiente ya que contribuye poco a la resistencia y provoca una rápida degradación en el elemento. Se registraron grietas verticales en los bordes de unión castillo-muro. Este tipo de daño se acentuó en los castillos de puertas y ventanas, donde no se contaba con el efecto de restricción lateral proporcionado por muros perpendiculares, como sucedió en las esquinas donde interceptaban dos muros perpendiculares.

En las Figs. 3.50 a 3.62 se muestra el estado final de daño del modelo. Las fotografías de acercamientos señalan los puntos más vulnerables debido a la concentración de esfuerzos que llevaron a la falla a los elementos.



Fig. 3.50. Estado final de daño en la fachada norte (eje A)



Fig. 3.51. Estado final de daño en primer y segundo nivel de fachada norte (eje A)



castillo C21 - extremo inferior ventana



castillo C19 - extremo superior puerta

Fig. 3.52. Detalles del mecanismo de falla en extremos de castillos de fachada norte (eje A)



*Fig. 3.53. Estado final de daño en la fachada sur (eje C)*



Fig. 3.54. Estado final de daño en primer y segundo nivel de fachada sur (eje C)



castillo C6 – extremo inferior muro M13

C18 – extremo superior y C26 – extremo inferior

Fig. 3.55. Detalles del mecanismo de falla en extremos de castillos de fachada sur (eje C)



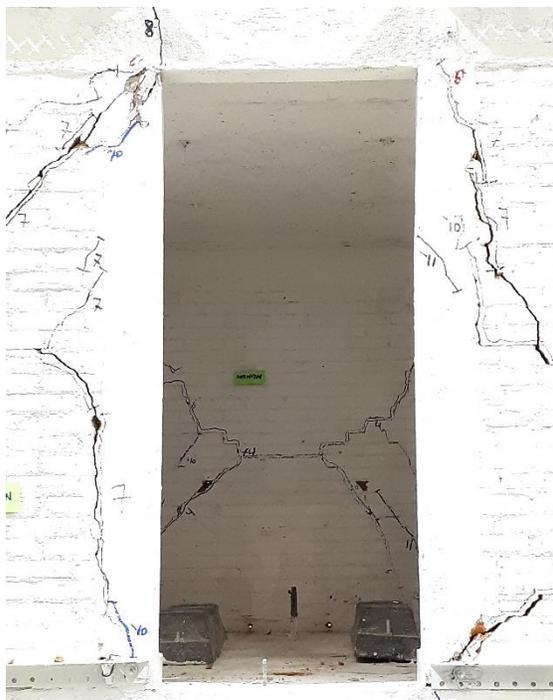
Fig. 3.56. Estado final de daño en muros esbeltos de primer nivel en fachada sur (eje C)



Fig. 3.57. Estado final de daño en muros esbeltos de tercer nivel en fachada sur (eje C)



Fig. 3.58. Estado final de daño en cuarto y quinto nivel de fachada sur (eje C)



Muro M17 – tercer nivel



Muro M17 – segundo nivel

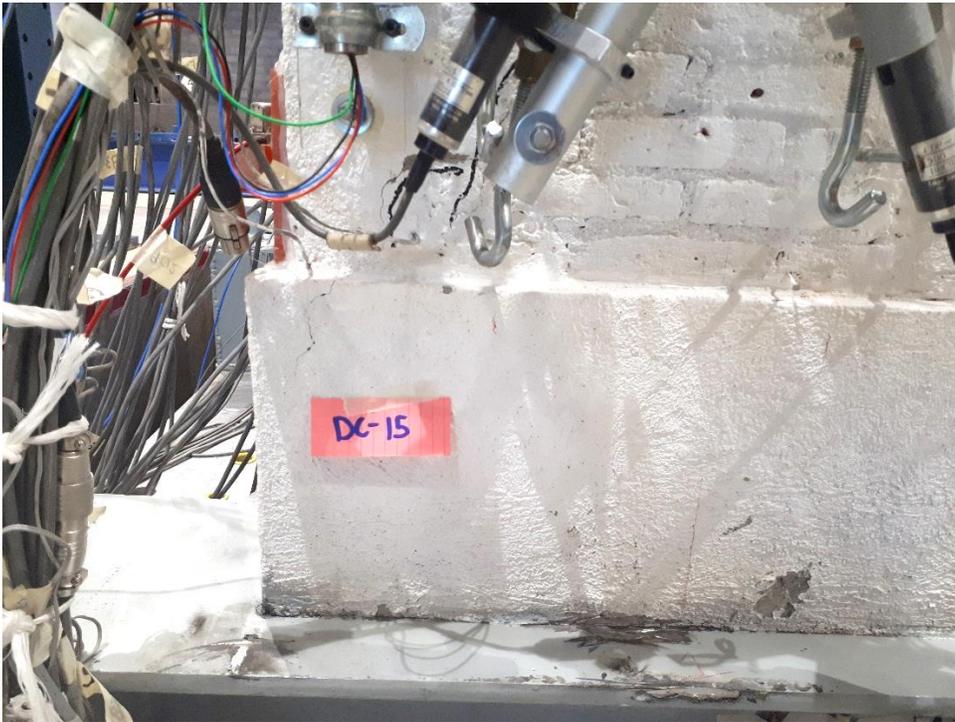
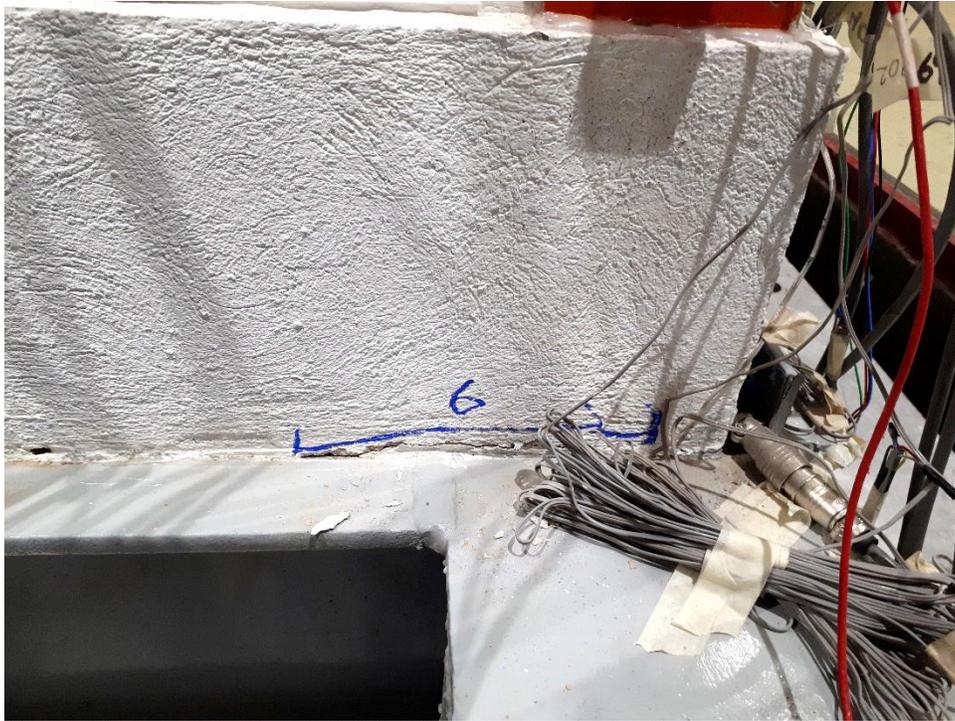
Fig. 3.59. Estado final de daño en muros centrales de fachada sur (eje B)



Fig. 3.60. Estado final de daño en muro central de primer nivel en fachada norte (eje B)



Fig. 3.61. Detalle de agrietamiento en dala de cimentación en esquina sureste (previo al refuerzo, durante la primera etapa de ensayos)



*Fig. 3.62. Detalle de agrietamiento en dala de cimentación en esquina suroeste (previo al refuerzo, durante la primera etapa de ensayos)*

### 3.4 Respuesta dinámica del modelo

La respuesta dinámica del modelo se analizó a partir de la información capturada de los desplazamientos, aceleraciones y deformaciones de los diferentes sensores durante todos los ensayos realizados.

#### 3.4.1 Información proveniente de instrumentación externa

##### 3.4.1.1 Desplazamientos y aceleraciones longitudinales

Para evaluar la distribución de desplazamientos y aceleraciones en la altura del modelo durante cada una de las pruebas, se estudiaron las señales obtenidas con los transductores de desplazamiento (potenciómetros) y acelerómetros ubicados en cada losa y en cada eje del modelo. Para ambos parámetros se evaluaron las amplitudes máximas registradas en ambos sentidos de vibración (positiva y negativa).

En las Tablas 3.3 y 3.4 se presentan los resultados de los desplazamientos máximos medidos en cada losa de entrepiso, para el eje central (B) y los ejes laterales (A y C) durante el mismo instante de tiempo. Con la finalidad de observar el posible efecto de torsión, los valores de cada piso fueron normalizados con respecto al medido en el eje central (B). Los valores medidos para el eje central también se presentan en la tabla. Al analizar la distribución de desplazamientos para el modelo completo y por entrepiso, se observa que los valores registrados en el eje C, fueron mayores que aquellos para los ejes A y B, lo cual evidencia un movimiento de torsión y un mayor daño en la fachada sur. En las Figs. 3.63 y 3.64 se muestran graficados los desplazamientos máximos de entrepiso normalizados. Como se puede observar, las variaciones más significativas se reflejan en el tercer nivel e incrementan en mayor medida a partir de que se presentaron las primeras grietas de ese nivel con la aplicación del sismo SJLL 100%.

En las Tablas 3.5 y 3.6 se presentan los resultados de las aceleraciones longitudinales máximas medidas en cada losa de entrepiso, para el eje central (B) y los ejes laterales (A y C) durante el mismo instante de tiempo. De manera similar que para el análisis de los desplazamientos, los valores de cada piso fueron normalizados con respecto al medido en el eje central (B). Se presentan en la tabla también, los valores medidos para el eje (B). Como se puede observar en la Fig. 3.65, la máxima variación se concentra en el tercer nivel entre los ejes A y B, en consistencia con el análisis de los desplazamientos.

Tabla 3.3 Distribución de desplazamientos máximos por piso durante la primera etapa de ensayos (modelo original)

Ensayo	Nivel	Desplazamientos por eje normalizados						$\delta_{\text{máx}}$ (mm)	
		A (+)	A (-)	B (+)	B (-)	C (+)	C (-)	B (+)	B (-)
SLU 100%	1	0.964	1.050	1.000	1.000	1.035	0.959	2.173	-2.431
	2	0.990	1.050	1.000	1.000	0.978	0.923	2.435	-2.821
	3	1.097	0.679	1.000	1.000	0.988	1.756	2.709	-1.707
	4	0.416	0.722	1.000	1.000	0.956	0.909	2.926	-3.568
	5	1.028	1.072	1.000	1.000	0.953	0.926	3.101	-3.781
FTIG 100%	1	0.972	1.001	1.000	1.000	1.031	0.998	5.523	-7.509
	2	0.979	0.997	1.000	1.000	1.002	0.997	5.979	-8.075
	3	1.109	1.343	1.000	1.000	1.105	1.903	5.856	-4.575
	4	0.818	0.934	1.000	1.000	0.998	0.987	6.749	-9.392
	5	0.991	0.983	1.000	1.000	1.007	1.003	6.960	-9.697
SJLL 60%	1	0.919	0.120	1.000	1.000	1.069	1.834	7.470	-0.411
	2	0.915	0.665	1.000	1.000	1.068	1.286	8.924	-1.867
	3	1.108	1.019	1.000	1.000	1.525	-1.577	7.465	2.641
	4	0.598	-0.094	1.000	1.000	1.093	1.137	11.812	-4.937
	5	0.892	0.822	1.000	1.000	1.114	1.118	12.842	-6.099
SJLL 100%	1	0.977	1.033	1.000	1.000	1.000	0.947	15.963	-5.350
	2	1.007	1.054	1.000	1.000	0.985	0.928	16.563	-6.104
	3	1.034	1.107	1.000	1.000	1.077	1.091	15.913	-6.217
	4	0.826	0.865	1.000	1.000	0.979	0.919	18.117	-8.179
	5	1.009	1.056	1.000	1.000	0.989	0.932	18.436	-8.716
DIANA 100%	1	1.019	-0.495	1.000	1.000	0.982	2.439	3.869	-0.440
	2	1.033	0.559	1.000	1.000	0.957	1.401	4.776	-2.671
	3	0.733	0.053	1.000	1.000	2.480	1.575	2.239	-1.041
	4	0.290	0.019	1.000	1.000	0.930	1.195	6.806	-8.409
	5	1.051	0.787	1.000	1.000	0.944	1.191	7.433	-10.217
DIANA 125%	1	1.034	0.975	1.000	1.000	0.966	1.018	4.336	-4.806
	2	1.052	0.963	1.000	1.000	0.944	1.022	5.400	-6.807
	3	0.678	1.077	1.000	1.000	2.106	2.327	2.964	-4.286
	4	0.352	0.322	1.000	1.000	0.911	1.000	7.876	-11.896
	5	1.069	0.970	1.000	1.000	0.922	0.991	8.634	-13.311
DIANA 150%	1	1.033	1.008	1.000	1.000	0.963	0.983	5.214	-5.351
	2	1.069	0.971	1.000	1.000	0.924	1.006	6.311	-7.881
	3	0.624	1.078	1.000	1.000	1.759	2.454	4.087	-4.801
	4	0.363	0.321	1.000	1.000	0.889	0.995	9.177	-14.192
	5	1.092	0.979	1.000	1.000	0.897	0.992	9.990	-15.900
SJLL 125%	1	0.996	1.011	1.000	1.000	1.001	0.988	18.390	-8.192
	2	1.007	0.989	1.000	1.000	0.993	0.977	18.675	-8.842
	3	1.038	1.229	1.000	1.000	1.061	1.334	18.454	-7.148
	4	0.928	1.009	1.000	1.000	0.989	0.995	20.226	-10.091
	5	0.995	0.979	1.000	1.000	1.003	1.016	20.303	-10.315

Tabla 3.4 Distribución de desplazamientos máximos por piso durante la segunda etapa de ensayos (modelo con refuerzo en cimentación)

Ensayo	Nivel	Desplazamientos por eje normalizados						$\delta_{\text{máx}}$ (mm)	
		A (+)	A (-)	B (+)	B (-)	C (+)	C (-)	B (+)	B (-)
DIANA' 100%	1	1.076	0.998	1.000	1.000	0.931	1.004	2.674	-3.572
	2	1.090	0.986	1.000	1.000	0.927	1.025	3.585	-5.206
	3	0.771	1.789	1.000	1.000	1.950	4.408	2.406	-1.885
	4	0.244	0.262	1.000	1.000	0.802	-0.101	6.160	-9.885
	5	1.083	0.984	1.000	1.000	0.909	0.985	6.789	-10.926
DIANA' 125%	1	1.058	1.016	1.000	1.000	0.950	0.984	3.767	-4.289
	2	1.088	0.966	1.000	1.000	0.936	1.007	4.958	-6.375
	3	0.792	1.186	1.000	1.000	1.603	0.502	3.563	-3.887
	4	0.381	0.325	1.000	1.000	0.847	-0.063	8.249	-12.002
	5	1.088	0.980	1.000	1.000	0.899	0.994	9.065	-13.298
DIANA' 150%	1	1.025	1.016	1.000	1.000	0.988	0.983	4.705	-5.689
	2	1.056	0.985	1.000	1.000	0.971	1.001	6.266	-8.105
	3	0.915	1.506	1.000	1.000	1.968	1.173	3.984	-3.151
	4	0.413	0.345	1.000	1.000	0.920	0.975	10.414	-14.617
	5	1.060	0.997	1.000	1.000	0.925	0.923	11.449	-16.083
SJLL' 125%	1	1.003	0.986	1.000	1.000	0.997	1.017	18.578	-6.179
	2	1.014	0.963	1.000	1.000	0.990	0.969	18.977	-7.177
	3	1.028	1.143	1.000	1.000	1.050	1.581	19.093	-5.248
	4	0.923	0.641	1.000	1.000	0.981	0.956	21.166	-9.430
	5	1.003	1.022	1.000	1.000	0.996	0.970	21.383	-9.838
SJLL 150%	1	0.987	1.017	1.000	1.000	1.015	0.983	22.733	-7.114
	2	0.989	0.986	1.000	1.000	1.010	0.940	23.371	-8.238
	3	1.020	1.179	1.000	1.000	1.088	1.336	23.383	-7.697
	4	0.902	0.782	1.000	1.000	1.007	0.955	25.893	-11.819
	5	0.980	1.018	1.000	1.000	1.019	0.972	26.006	-12.421
SJLL 175%	1	1.046	0.995	1.000	1.000	0.961	1.011	15.609	-10.953
	2	1.061	0.955	1.000	1.000	0.999	0.958	17.218	-12.105
	3	1.051	0.961	1.000	1.000	1.008	0.778	21.723	-14.026
	4	0.772	0.822	1.000	1.000	0.971	0.856	25.245	-15.409
	5	0.996	1.006	1.000	1.000	0.997	0.992	26.598	-15.719
SJLL 200%	1	1.001	1.006	1.000	1.000	1.000	0.997	30.617	-10.349
	2	1.005	0.951	1.000	1.000	0.992	0.975	31.170	-11.387
	3	1.008	0.993	1.000	1.000	1.061	0.868	31.028	-13.525
	4	0.959	0.757	1.000	1.000	0.999	1.041	33.911	-17.119
	5	0.988	0.938	1.000	1.000	1.010	1.053	33.850	-17.513

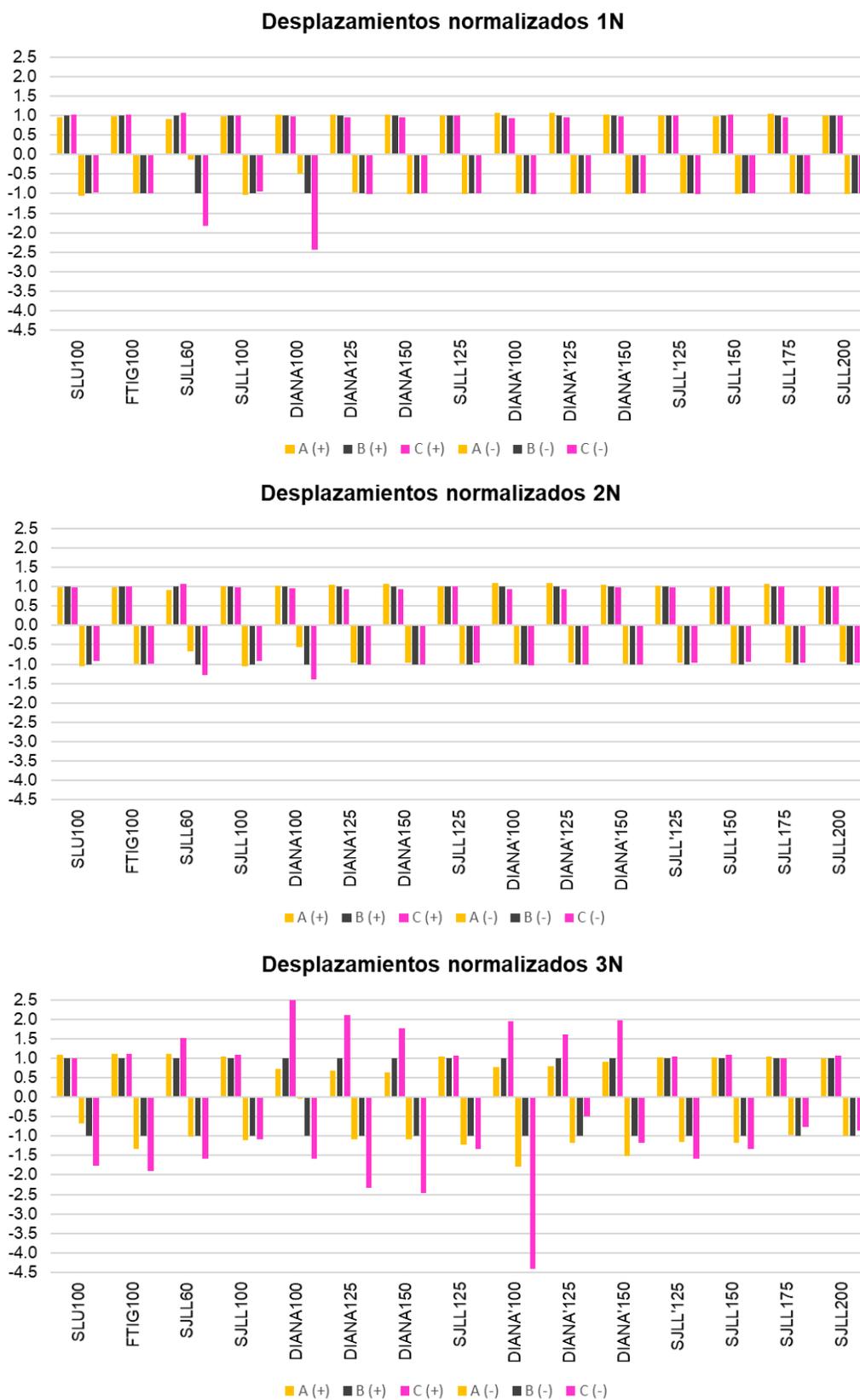


Fig. 3.63. Desplazamientos normalizados por piso

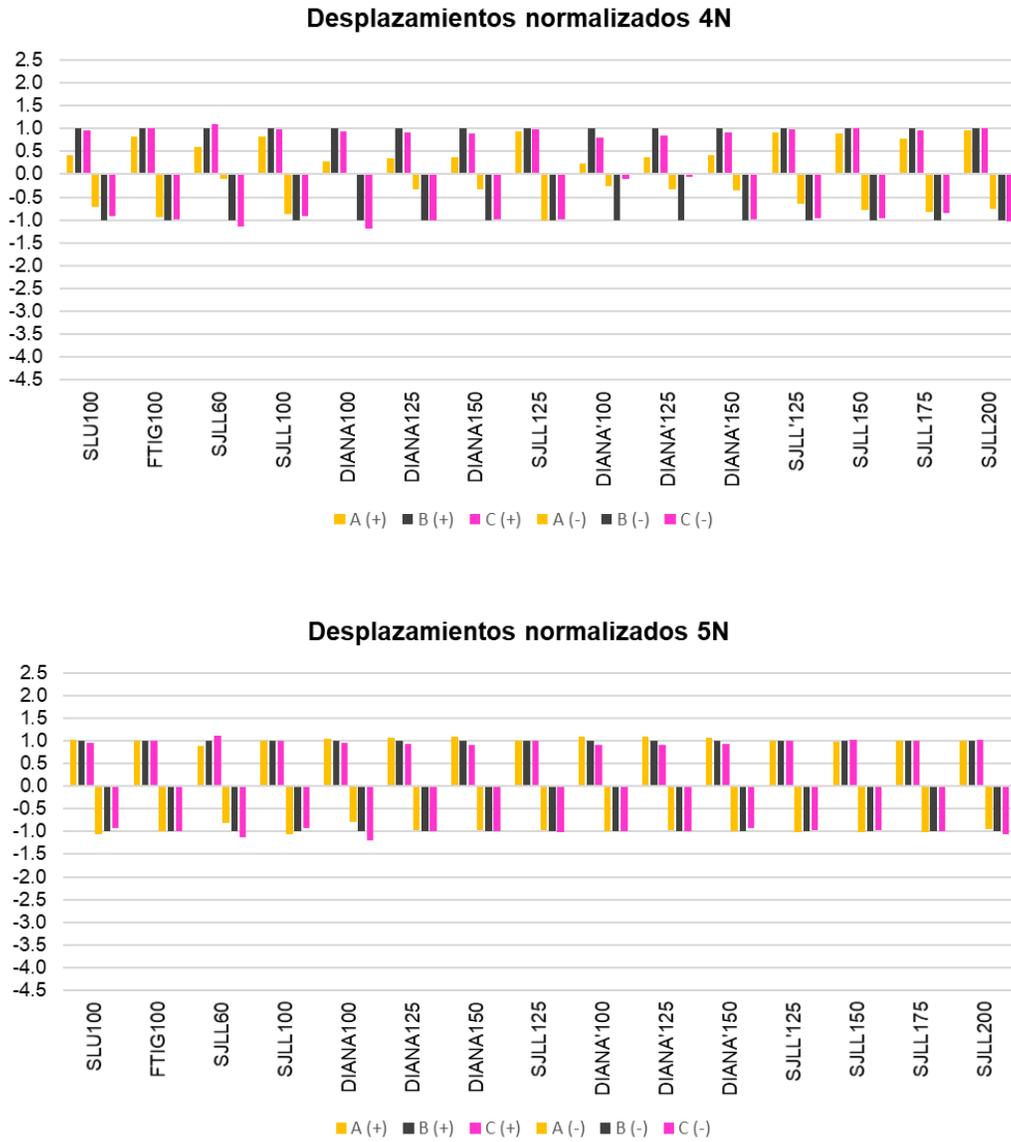


Fig. 3.64. Desplazamientos normalizados por piso

Como se puede observar en las Figs. 3.63 y 3.64, el registro DIANA indujo los máximos desplazamientos que provocaron torsiones, principalmente en el tercer nivel del modelo, lo que produjo agrietamiento diferenciado en las fachadas norte y sur y daño acentuado en el tercer nivel. Por otro lado, las aceleraciones máximas registradas se presentaron durante los registros SJLL y provocaron torsiones máximas también en el tercer nivel.

Tabla 3.5 Distribución de aceleraciones longitudinales máximas por piso durante la primera etapa de ensayos (modelo original)

Ensayo	Nivel	Aceleraciones por eje normalizadas						a (cm/s <sup>2</sup> )	
		A (+)	A (-)	B (+)	B (-)	C (+)	C (-)	B (+)	B (-)
SLU 100%	1	1.517	1.372	1.000	1.000	0.605	0.672	1791	-1766
	2	-	-	-	-	-	-	2235	-2234
	3	1.113	1.169	1.000	1.000	0.882	0.806	1340	-1359
	4	-	-	-	-	-	-	396	-371
	5	1.438	1.501	1.000	1.000	0.717	0.671	1954	-1970
FTIG 100%	1	1.385	1.191	1.000	1.000	0.711	0.689	1092	-1288
	2	-	-	-	-	-	-	1814	-1747
	3	1.066	1.318	1.000	1.000	0.879	0.693	1276	-1085
	4	-	-	-	-	-	-	494	-456
	5	1.199	1.169	1.000	1.000	0.918	0.913	2221	-1848
SJLL 60%	1	1.460	1.041	1.000	1.000	0.826	0.733	1222	-1165
	2	-	-	-	-	-	-	1271	-619
	3	1.276	-1.840	1.000	1.000	0.677	3.602	587	101
	4	-	-	-	-	-	-	787	-1003
	5	1.079	0.807	1.000	1.000	0.997	1.211	2017	-1755
SJLL 100%	1	0.895	1.092	1.000	1.000	1.056	0.870	1559	-1885
	2	-	-	-	-	-	-	869	-668
	3	-0.924	0.614	1.000	1.000	3.131	1.520	-151	180
	4	-	-	-	-	-	-	1314	-1193
	5	0.714	1.011	1.000	1.000	1.315	1.038	2064	-2020
DIANA 100%	1	0.673	1.202	1.000	1.000	1.153	0.848	1073	-808
	2	-	-	-	-	-	-	710	-472
	3	-1.075	0.155	1.000	1.000	3.149	1.776	-134	352
	4	-	-	-	-	-	-	1112	-1078
	5	0.565	0.824	1.000	1.000	1.414	1.229	1837	-1570
DIANA 125%	1	0.780	1.012	1.000	1.000	1.245	0.831	1352	-940
	2	-	-	-	-	-	-	913	-550
	3	-0.618	0.383	1.000	1.000	1.334	1.710	29	350
	4	-	-	-	-	-	-	1236	-1124
	5	0.769	0.834	1.000	1.000	1.268	1.192	2266	-1682
DIANA 150%	1	0.684	0.757	1.000	1.000	1.242	1.025	1362	-999
	2	-	-	-	-	-	-	1072	-429
	3	0.452	1.026	1.000	1.000	0.744	1.070	108	355
	4	-	-	-	-	-	-	1323	-1108
	5	0.745	0.747	1.000	1.000	1.285	1.282	2455	-1661
SJLL 125%	1	0.635	0.945	1.000	1.000	1.245	1.065	1803	-2958
	2	-	-	-	-	-	-	1159	-3049
	3	3.099	1.279	1.000	1.000	-2.353	0.729	45	-651
	4	-	-	-	-	-	-	1315	-867
	5	0.733	1.073	1.000	1.000	1.272	0.986	2310	-2033

Tabla 3.6 Distribución de aceleraciones longitudinales máximas por piso durante la segunda etapa de ensayos (modelo con refuerzo en cimentación)

Ensayo	Nivel	Aceleraciones por eje normalizadas						a (cm/s <sup>2</sup> )	
		A (+)	A (-)	B (+)	B (-)	C (+)	C (-)	B (+)	B (-)
DIANA' 100%	1	0.533	0.579	1.000	1.000	1.394	1.338	1171	-862
	2	-	-	-	-	-	-	1154	-395
	3	1.038	0.850	1.000	1.000	0.986	1.130	593	-317
	4	-	-	-	-	-	-	1040	-817
	5	0.564	0.666	1.000	1.000	1.419	1.344	1731	-1402
DIANA' 125%	1	0.443	0.471	1.000	1.000	1.428	1.346	1242	-937
	2	-	-	-	-	-	-	1130	-382
	3	1.026	0.906	1.000	1.000	0.851	0.843	716	-458
	4	-	-	-	-	-	-	1169	-917
	5	0.564	0.699	1.000	1.000	1.416	1.298	2133	-1596
DIANA' 150%	1	0.460	0.547	1.000	1.000	1.393	1.302	1312	-1112
	2	-	-	-	-	-	-	1132	-420
	3	1.009	1.243	1.000	1.000	0.945	0.672	863	-468
	4	-	-	-	-	-	-	1298	-990
	5	0.566	0.671	1.000	1.000	1.425	1.311	2374	-1743
SJLL' 125%	1	0.517	0.903	1.000	1.000	1.312	1.090	2110	-2798
	2	-	-	-	-	-	-	1631	-2869
	3	0.698	1.226	1.000	1.000	0.695	0.682	314	-627
	4	-	-	-	-	-	-	1235	-775
	5	0.607	0.956	1.000	1.000	1.370	1.070	2436	-1821
SJLL 150%	1	0.662	0.766	1.000	1.000	1.142	1.289	2777	-2077
	2	-	-	-	-	-	-	1829	-1857
	3	-0.779	0.945	1.000	1.000	0.947	0.976	176	-1179
	4	-	-	-	-	-	-	1410	-602
	5	0.619	0.751	1.000	1.000	1.301	1.248	2539	-1878
SJLL 175%	1	0.625	1.009	1.000	1.000	1.033	0.999	2829	-2980
	2	-	-	-	-	-	-	1877	-2128
	3	1.751	0.606	1.000	1.000	0.592	1.356	117	-365
	4	-	-	-	-	-	-	1184	-1026
	5	0.654	1.485	1.000	1.000	1.278	0.630	2432	-1846
SJLL 200%	1	0.737	1.042	1.000	1.000	1.134	0.959	1615	-2794
	2	-	-	-	-	-	-	1174	-2878
	3	0.715	0.952	1.000	1.000	1.351	0.980	108	-353
	4	-	-	-	-	-	-	990	-1247
	5	0.706	1.214	1.000	1.000	1.288	0.931	2219	-1804

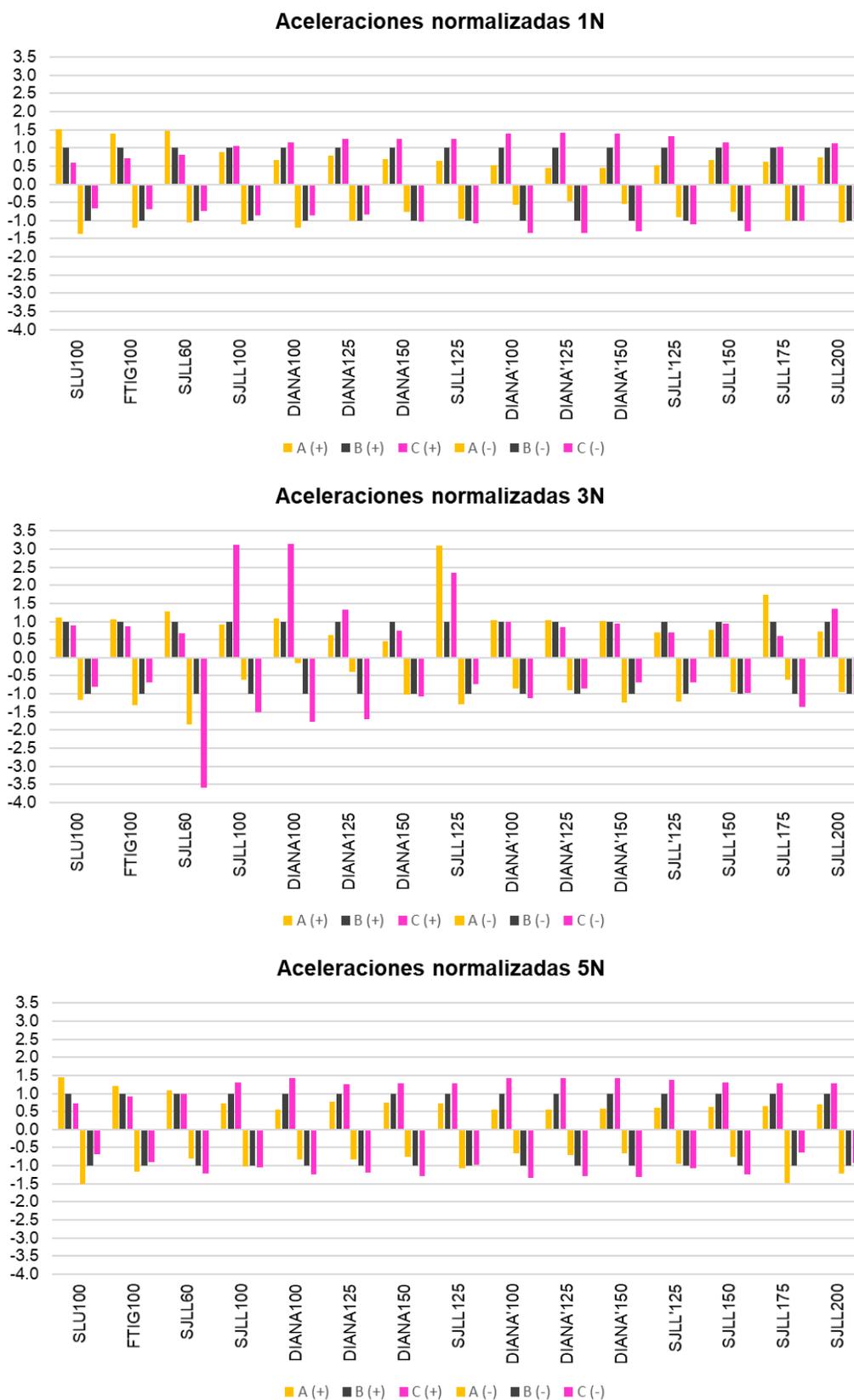


Fig. 3.65. Aceleraciones longitudinales normalizadas por piso

3.4.1.2 Amplificación de aceleración en altura

Se analizaron las distribuciones de aceleraciones en la altura del modelo para cada ensaye, empleando el factor de amplificación de aceleración. Las aceleraciones empleadas corresponden al eje central B (no hay efectos de torsión), cuando se presentó el valor máximo en la azotea. Las amplificaciones se calcularon para el mismo instante de tiempo.

Tabla 3.7 Amplificación de aceleración longitudinal entre el quinto nivel y la base de cimentación

	Ensayo	Aceleración de base		Aceleración de azotea		A <sub>5</sub> máx / A <sub>0</sub> máx	
		A <sub>0</sub> máx (cm/s <sup>2</sup> )		A <sub>5</sub> máx (cm/s <sup>2</sup> )		(-)	(+)
ETAPA I	SLU 100%	-393	467	-1970	1954	5.02	4.18
	FTIG 100%	-545	1101	-1848	2221	3.39	2.02
	SJLL 60%	-1642	692	-1616	2017	0.98	2.91
	SJLL 100%	-2451	775	-2063	2045	0.84	2.64
	DIANA 100%	-686	588	-1570	1552	2.29	2.64
	DIANA 125%	-858	781	-1581	1907	1.84	2.44
	DIANA 150%	-749	746	-1513	1812	2.02	2.43
	SJLL 125%	-2426	702	-2033	2174	0.84	3.09
ETAPA II	DIANA' 100%	-1321	1182	-1402	1731	1.06	1.46
	DIANA' 125%	-1648	1449	-1596	2133	0.97	1.47
	DIANA' 150%	-1856	1585	-1743	2374	0.94	1.50
	SJLL' 125%	-2232	1076	-1821	2436	0.82	2.27
	SJLL 150%	-1636	1075	-1800	2477	1.10	2.30
	SJLL 175%	-1477	924	-1687	1951	1.14	2.11
	SJLL 200%	-2358	1459	-2232	2130	0.95	1.46

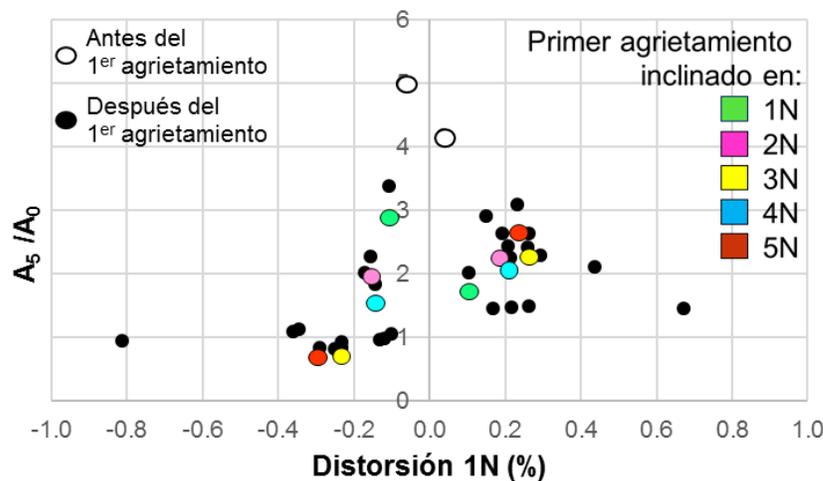


Fig. 3.66. Amplificación de aceleración longitudinal entre el quinto nivel y la cimentación

Como se puede observar en la Fig. 3.66, durante la fase inicial de los ensayos (bajas distorsiones) la amplificación de aceleración entre la azotea y la cimentación alcanzó los valores más altos. A medida que el modelo se deterioró con la ocurrencia de agrietamiento en los distintos niveles, la amplificación de aceleración disminuyó, a mayores distorsiones, progresivamente debido a la disipación de energía y daño de los niveles inferiores.

Tabla 3.8 Amplificación de aceleración longitudinal entre el quinto y tercer nivel

	Ensayo	Aceleración de 3N		Aceleración de azotea		A <sub>5</sub> máx / A <sub>3</sub> máx	
		A <sub>3</sub> máx (cm/s <sup>2</sup> )		A <sub>5</sub> máx (cm/s <sup>2</sup> )		(-)	(+)
ETAPA I	SLU 100%	-1359	1340	-1970	1954	1.45	1.46
	FTIG 100%	-1085	1276	-1848	2221	1.70	1.74
	SJLL 60%	-431	587	-1616	2017	3.75	3.44
	SJLL 100%	-414	301	-2063	2045	4.98	6.80
	DIANA 100%	-352	475	-1570	1552	4.46	3.27
	DIANA 125%	-350	270	-1581	1907	4.52	7.06
	DIANA 150%	-355	219	-1513	1812	4.26	8.27
	SJLL 125%	-651	785	-2033	2174	3.12	2.77
ETAPA II	DIANA' 100%	-317	593	-1402	1731	4.42	2.92
	DIANA' 125%	-458	716	-1596	2133	3.48	2.98
	DIANA' 150%	-468	863	-1743	2374	3.72	2.75
	SJLL' 125%	-627	314	-1821	2436	2.90	7.75
	SJLL 150%	-1179	415	-1800	2477	1.53	5.97
	SJLL 175%	-365	369	-1687	1951	4.63	5.29
	SJLL 200%	-265	224	-2232	2130	8.42	9.50

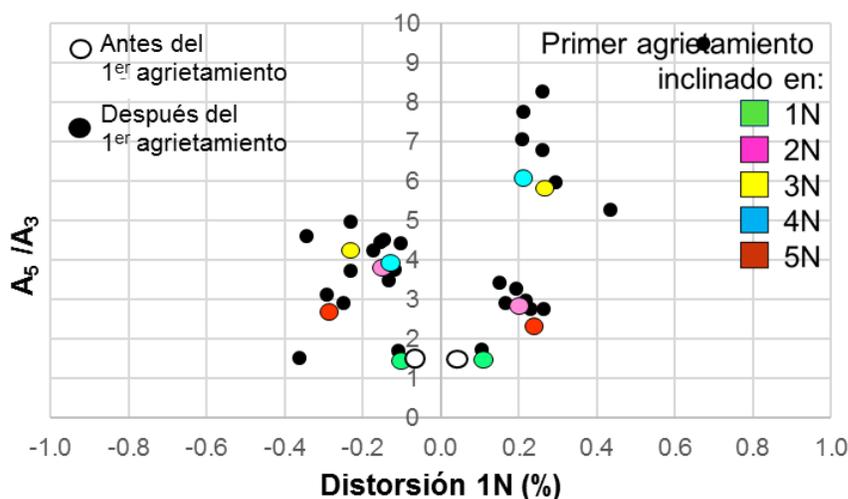


Fig. 3.67. Amplificación de aceleración longitudinal entre el quinto y tercer nivel

En la Fig. 3.67 se muestra que, durante la etapa inicial la amplificación de aceleración fue cercana a la unidad (marcadores en forma de círculo abierto), sin embargo, incrementó significativamente hacia el final de los ensayos (marcadores en forma de círculo negro). Esto se debe a que inicialmente el modelo no tenía daño en ninguno de sus niveles y la diferencia entre los valores máximos de aceleraciones no era significativa. Sin embargo, a medida que el tercer nivel presentó más daño y mayor pérdida de rigidez, la amplificación del quinto nivel respecto al tercero fue incrementando.

Tabla 3.9 Amplificación de aceleración longitudinal entre el tercer nivel y la base de cimentación

Ensayo	Aceleración de base		Aceleración de 3N		$A_3 \text{ máx} / A_0 \text{ máx}$	
	$A_0 \text{ máx (cm/s}^2\text{)}$		$A_3 \text{ máx (cm/s}^2\text{)}$		(-)	(+)
SLU 100%	-393	467	-1359	1340	3.46	2.87
FTIG 100%	-932	1044	-1674	1525	1.80	1.46
SJLL 60%	-1046	1773	-888	1129	0.85	0.64
SJLL 100%	-837	2498	-1094	1462	1.31	0.59
DIANA 100%	-354	906	-728	654	2.06	0.72
DIANA 125%	-1008	384	-821	706	0.81	1.84
DIANA 150%	-571	155	-901	841	1.58	5.42
SJLL 125%	-1255	2430	-1057	1772	0.84	0.73
DIANA' 100%	-408	1321	-678	688	1.66	0.52
DIANA' 125%	-149	1564	-851	810	5.71	0.52
DIANA' 150%	-229	1772	-954	868	4.17	0.49
SJLL' 125%	-778	2537	-1158	1485	1.49	0.59
SJLL 150%	-348	1984	-1179	1091	3.39	0.55
SJLL 175%	-1875	995	-933	965	0.50	0.97
SJLL 200%	-2159	1759	-1611	1252	0.75	0.71

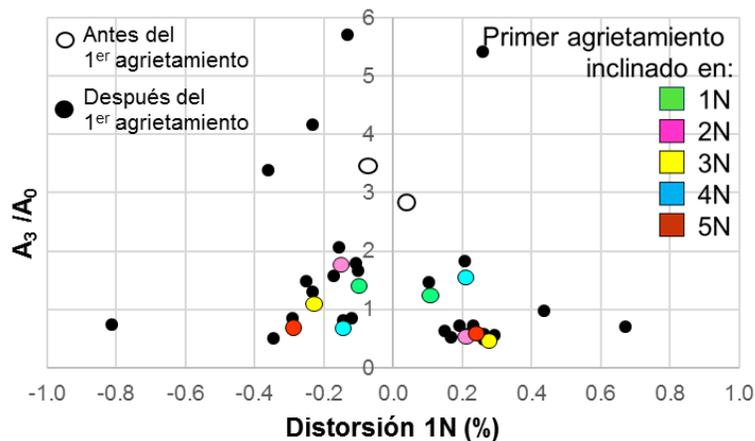


Fig. 3.68. Amplificación de aceleración longitudinal entre tercer nivel y cimentación

En la Fig. 3.68 se presenta la amplificación de la aceleración entre el tercer nivel y la base del modelo. Se observa que, de manera similar a la amplificación de aceleración entre el quinto nivel y la base de cimentación, durante la etapa inicial la amplificación fue mayor y a medida que el modelo se deterioró, disminuyó progresivamente debido a la disipación de energía, producto del daño en la base del muro. Los resultados obtenidos indican que el valor de la amplificación coincidió aproximadamente con el número de niveles del edificio que se compararon. Es decir, el valor de amplificación de aceleración para el modelo sin daño fue de aproximadamente cinco entre el quinto nivel y la cimentación, y fue de tres entre el tercer nivel y la cimentación.

Se puede concluir que el primer nivel y el tercer nivel disiparon la mayor cantidad de energía mediante grietas y daño. Cabe recalcar que la asimetría entre ciclos positivos y negativos en las gráficas de amplificaciones de aceleraciones no se debe a la asimetría en la geometría del modelo, sino se debe a la asimetría de los sismos aplicados (ver sección 2.9).

#### 3.4.1.3 Distribución de aceleraciones longitudinales en altura

En las Figs. 3.69 a 3.72 se presenta la aceleración máxima en cada ensayo, mostrando su distribución en altura. Las gráficas incluyen los valores de la aceleración al centro de cada piso en el instante en que se alcanzó la máxima aceleración en el quinto nivel. Como se presenta en la sección 3.4.1.8, los resultados obtenidos en la distribución de aceleraciones longitudinales en altura son congruentes con la distribución de fuerzas inerciales en altura. Se puede observar que la contribución del tercer nivel en la respuesta es distinta entre la primera etapa de ensayos y la segunda. Previo al refuerzo de la cimentación (etapa I), la respuesta parece estar dominada por el segundo modo de vibrar y después de reforzar la cimentación, la respuesta está dominada por una combinación entre el primer y segundo modo de vibrar.

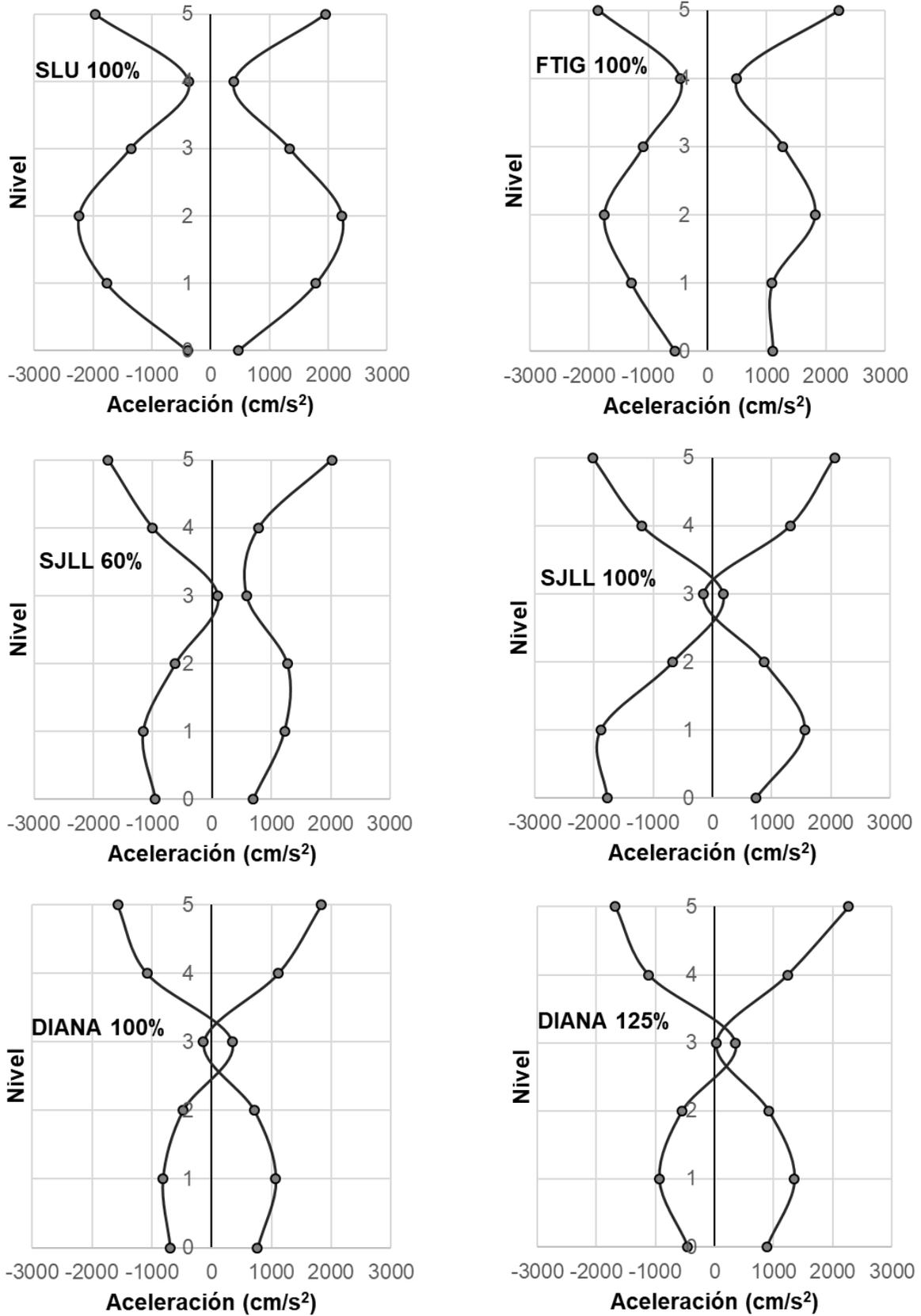


Fig. 3.69. Distribución de aceleraciones longitudinales en altura (Etapa I)

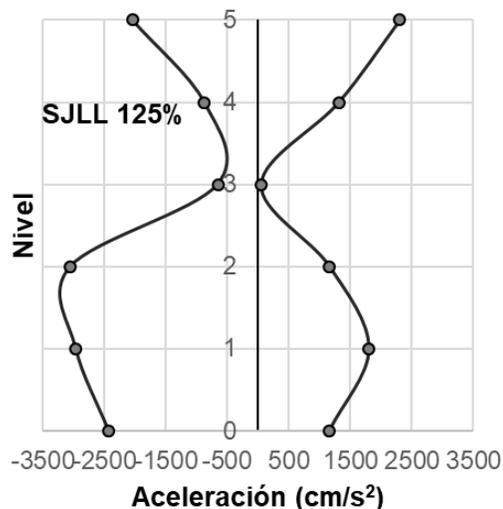
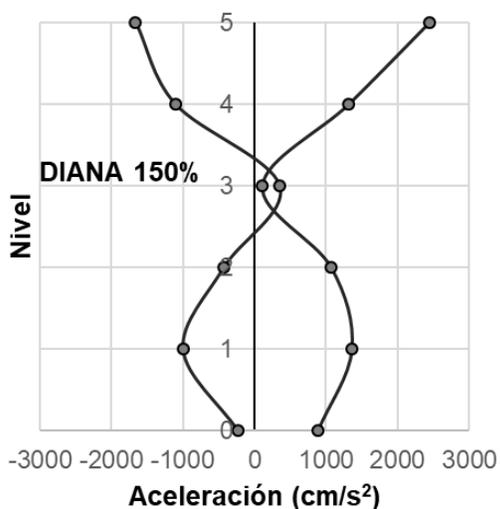


Fig. 3.70. Distribución de aceleraciones longitudinales en altura (Etapa I)

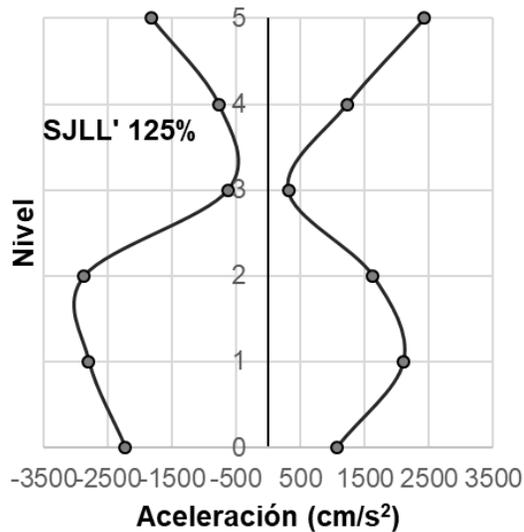
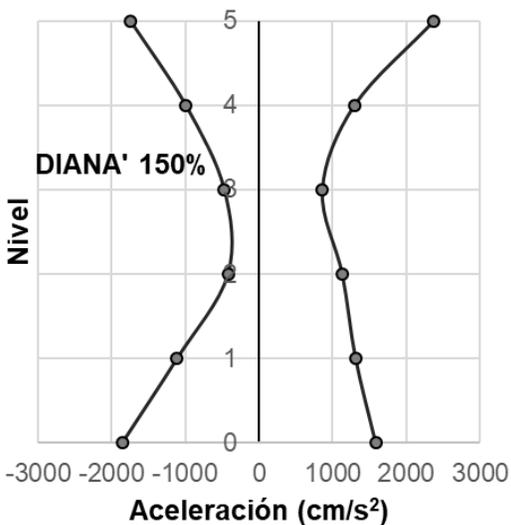
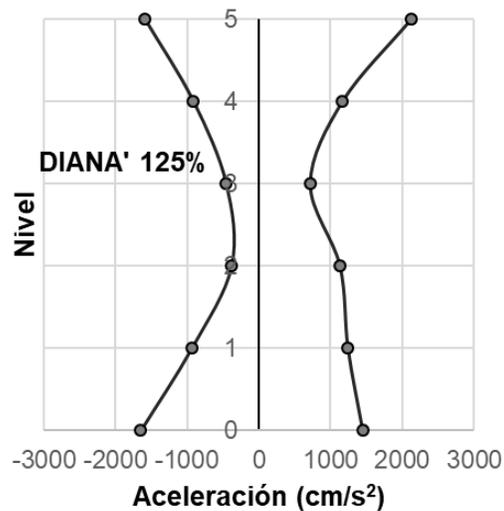
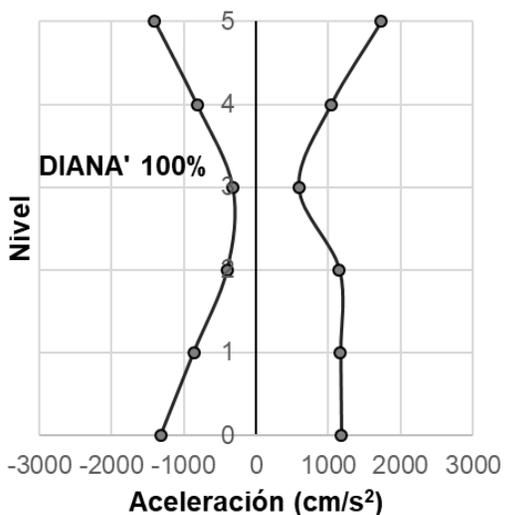


Fig. 3.71. Distribución de aceleraciones longitudinales en altura (Etapa II)

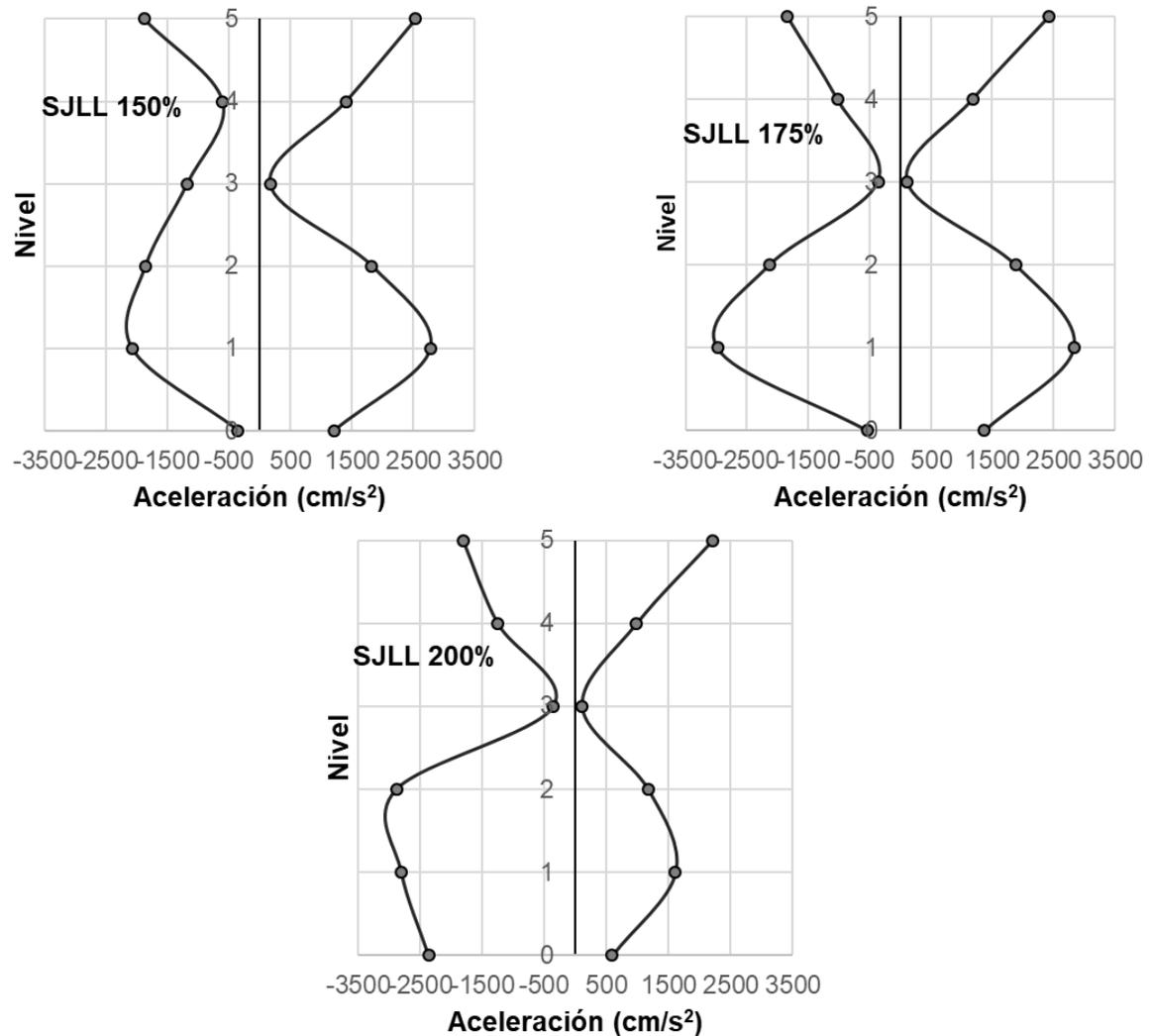


Fig. 3.72. Distribución de aceleraciones longitudinales en altura (Etapa II)

#### 3.4.1.4 Aceleraciones transversales

Si bien el experimento se diseñó para inducir únicamente aceleraciones en la dirección longitudinal (E-W), durante las pruebas se registraron aceleraciones en la dirección transversal (N-S), presumiblemente por la menor rigidez del modelo en esta dirección. Para registrar estas señales se utilizaron acelerómetros ubicados en la cimentación, en la losa del tercer piso y en la losa del quinto nivel, como se muestra en la Fig. 2.49. En las Tablas 3.10 y 3.11 se presentan las aceleraciones transversales máximas por nivel, y a continuación en la Tabla 3.12, se muestra el cociente entre los registros de la cimentación y el quinto nivel para obtener una medida de la amplificación de la aceleración transversal en la altura del modelo.

Como se puede observar en la Tabla 3.10, el valor máximo registrado para la aceleración transversal, durante la primera fase de ensayos, fue de 1197  $\text{cm/s}^2$  (1.20 g) en la base del modelo, y ocurrió con la aplicación del último registro (SJLL 125%). Los resultados de las aceleraciones longitudinales mostrados en la Tabla 3.5 indican que la aceleración longitudinal máxima registrada fue de 3049  $\text{cm/s}^2$  (3.05 g) y se presentó durante el mismo sismo SJLL 125%. Durante el mismo registro se presentaron las aceleraciones longitudinales y transversales máximas y los valores de la aceleración transversal no fueron insignificantes (un tercio de las longitudinales), aun cuando la dirección de estudio fue la longitudinal. Estas elevadas aceleraciones transversales son resultado del efecto de torsión que se presentó y provocó daño en los niveles superiores, así como los deslizamientos fuera del plano que ocurrieron en los muros robustos del primer nivel.

*Tabla 3.10 Distribución de aceleraciones transversales máximas por piso (modelo original)*

Ensayo	Nivel	Aceleraciones máximas por eje ( $\text{cm/s}^2$ )					
		A (+)	A (-)	B (+)	B (-)	C (+)	C (-)
SLU 100%	0	-	-	305	-288	-	-
	3	-308	308	-	-	515	-461
	5	843	-447	226	-228	-411	-54
FTIG 100%	0	-	-	230	-198	-	-
	3	-656	274	-	-	722	-497
	5	886	117	172	-156	-554	-459
SJLL 60%	0	-	-	182	-239	-	-
	3	-360	380	-	-	687	-590
	5	-347	-23	385	-404	590	-187
SJLL 100%	0	-	-	942	-998	-	-
	3	-164	593	-	-	818	-529
	5	-261	-230	387	-412	183	239
DIANA 100%	0	-	-	698	-507	-	-
	3	-249	504	-	-	591	-493
	5	423	-925	367	-290	322	356
DIANA 125%	0	-	-	187	-381	-	-
	3	-285	535	-	-	671	-640
	5	148	-29	355	-382	-300	246
DIANA 150%	0	-	-	496	-426	-	-
	3	-335	673	-	-	628	-743
	5	898	-53	364	-406	-844	14
SJLL 125%	0	-	-	841	-1197	-	-
	3	-406	171	-	-	666	-565
	5	453	-1106	414	-443	408	335

Como se puede observar en la Tabla 3.11, el valor máximo registrado para la aceleración transversal, durante la segunda fase de ensayos, fue de 1200 cm/s<sup>2</sup> (1.20 g) y ocurrió con la aplicación del registro SJLL 150%. Los resultados de las aceleraciones longitudinales mostrados en la Tabla 3.6 indican que la aceleración longitudinal máxima registrada para esta etapa fue de 2980 cm/s<sup>2</sup> (2.98 g) y se presentó durante el sismo SJLL 175%. Los valores máximos registrados de la aceleración transversal fueron muy similares para la primera y segunda fase de ensayos. Las aceleraciones transversales representaron aproximadamente el 40% del valor total de las aceleraciones longitudinales máximas.

*Tabla 3.11 Distribución de aceleraciones transversales máximas por piso (modelo con refuerzo en cimentación)*

Ensayo	Nivel	Aceleraciones máximas por eje (cm/s <sup>2</sup> )					
		A (+)	A (-)	B (+)	B (-)	C (+)	C (-)
DIANA' 100%	0	-	-	103	-79	-	-
	3	-182	499	-	-	447	-535
	5	-551	-777	229	-271	1045	217
DIANA' 125%	0	-	-	134	-101	-	-
	3	-460	661	-	-	584	-583
	5	409	305	267	-279	-240	-144
DIANA' 150%	0	-	-	109	-137	-	-
	3	-437	329	-	-	666	-626
	5	-335	-146	420	-436	1155	-646
SJLL' 125%	0	-	-	270	-165	-	-
	3	-291	646	-	-	711	-538
	5	215	-391	288	-406	373	-366
SJLL 150%	0	-	-	460	-354	-	-
	3	-226	62	-	-	714	-582
	5	1200	-123	400	-388	-454	-655
SJLL 175%	0	-	-	379	-323	-	-
	3	-121	336	-	-	701	-735
	5	165	-278	337	-351	428	-356
SJLL 200%	0	-	-	192	-318	-	-
	3	-222	465	-	-	578	-690
	5	445	-84	265	-361	77	-509

La presencia de los valores más altos de aceleraciones transversales coincidió con los registros que indujeron mayores torsiones en el modelo.

Tabla 3.12 Amplificación de aceleración transversal entre el quinto nivel y la base de cimentación

	Ensayo	Aceleración de base		Aceleración de azotea		A <sub>5</sub> máx / A <sub>0</sub> máx	
		A <sub>0</sub> máx (cm/s <sup>2</sup> )		A <sub>5</sub> máx (cm/s <sup>2</sup> )		(-)	(+)
ETAPA I	SLU 100%	-32	23	-228	226	7.19	9.70
	FTIG 100%	-47	52	-156	172	3.31	3.29
	SJLL 60%	-78	48	-404	385	5.21	8.08
	SJLL 100%	-102	76	-412	387	4.02	5.07
	DIANA 100%	-106	38	-290	367	2.72	9.60
	DIANA 125%	-47	78	-382	355	8.11	4.55
	DIANA 150%	-39	72	-406	364	10.29	5.04
	SJLL 125%	-65	69	-443	414	6.79	6.04
ETAPA II	DIANA' 100%	-64	27	-271	229	4.22	8.47
	DIANA' 125%	-70	41	-279	267	3.96	6.49
	DIANA' 150%	-71	62	-436	420	6.17	6.80
	SJLL' 125%	-74	62	-406	288	5.48	4.63
	SJLL 150%	-78	84	-388	400	5.00	4.74
	SJLL 175%	-36	45	-351	337	9.79	7.54
	SJLL 200%	-68	52	-361	265	5.31	5.09

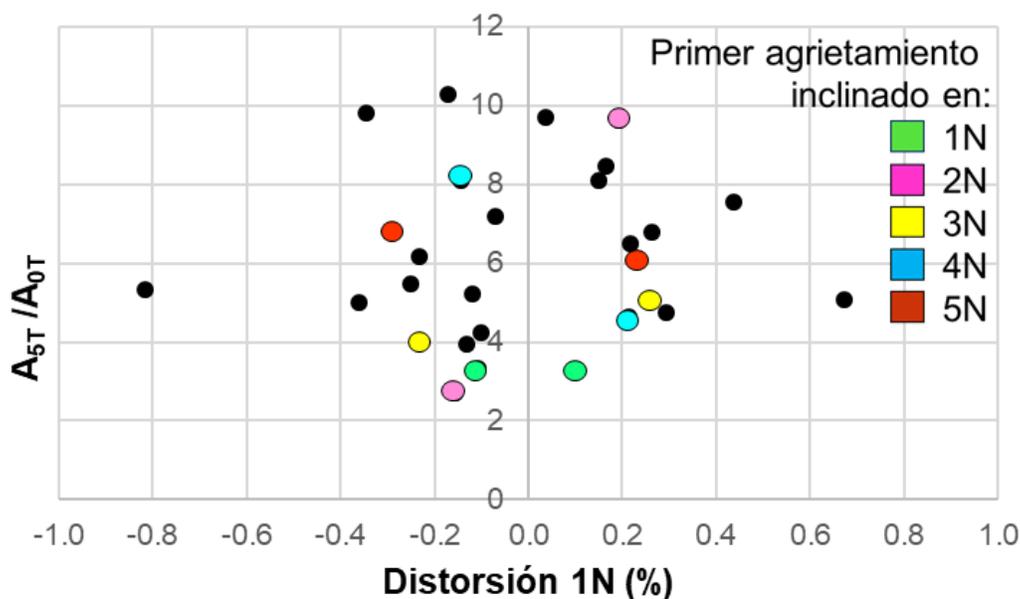


Fig. 3.73. Amplificación de aceleración transversal entre el quinto nivel y la base de cimentación

## 3.4.1.5 Aceleraciones verticales

El objetivo del experimento fue inducir únicamente aceleraciones en la dirección longitudinal del modelo (dirección E-O); sin embargo, además de las aceleraciones transversales registradas, se detectaron altos valores de aceleraciones verticales. Éstas se debieron a las fuerzas que aplicaron los actuadores hidráulicos verticales a la mesa con objeto de contrarrestar el momento de volteo del modelo y mantenerlo en su posición horizontal. Este tipo de comportamiento se observó en todos los registros a los cuales se sometió el modelo.

Para registrar las aceleraciones verticales en el modelo, se utilizaron dos acelerómetros ubicados en dos extremos de la cimentación (ver Fig. 49a). En la Tabla 3.13 se presentan los resultados obtenidos de las aceleraciones verticales máximas para los ejes 1 y 4. El signo positivo indica que el sentido de la aceleración es contrario al de la gravedad (hacia la altura del modelo) y el signo negativo corresponde al sentido de la gravedad (hacia la mesa vibradora).

Tabla 3.13 Aceleraciones verticales máximas

	Ensayo	Aceleraciones máximas (cm/s <sup>2</sup> )			
		Eje 1 (+)	Eje 1 (-)	Eje 4 (+)	Eje 4 (-)
ETAPA I	SLU 100%	440	-340	339	-342
	FTIG 100%	457	-557	492	-713
	SJLL 60%	341	-449	665	-364
	SJLL 100%	545	-683	903	-651
	DIANA 100%	398	-546	586	-447
	DIANA 125%	451	-561	528	-656
	DIANA 150%	429	-988	617	-909
	SJLL 125%	776	-1263	1346	-1177
ETAPA II	DIANA' 100%	258	-349	416	-307
	DIANA' 125%	350	-442	543	-323
	DIANA' 150%	391	-547	579	-400
	SJLL' 125%	897	-865	1515	-1363
	SJLL 150%	1103	-1477	1455	-1047
	SJLL 175%	1335	-1957	1106	-929
	SJLL 200%	1590	-1734	931	-1054

Como se observa en la Tabla 3.13, durante la primera etapa de ensayos se registraron aceleraciones de hasta 1.3 g, mientras que durante la segunda etapa se registraron aceleraciones cercanas a 2 g.

Durante la primera fase de ensayos, el sismo SJLL 100% provocó los primeros agrietamientos en el tercer nivel para las fachadas norte y sur, coincidiendo con una aceleración vertical registrada máxima de +903 y -683  $\text{cm/s}^2$ , superior a las registradas con los sismos aplicados anteriormente. Como se puede observar en la Tabla 3.13, durante el último registro de la primera fase (SJLL 125%) se presentó la mayor aceleración vertical registrada que fue de +1346 y -1263  $\text{cm/s}^2$ . Las aceleraciones verticales negativas provocaron un incremento en el agrietamiento en el cuarto y quinto nivel en las fachadas norte y sur, respectivamente, debido a que estas aceleraciones disminuyen, o cancelan, la carga axial en los muros.

Durante la segunda fase de ensayos, los agrietamientos en los niveles superiores no incrementaron considerablemente con los sismos DIANA, cuyas aceleraciones verticales oscilaron entre 258 y 579  $\text{cm/s}^2$ . Sin embargo, con el registro SJLL 150% se incrementó nuevamente el agrietamiento en la fachada norte en los muros del cuarto nivel. Como se puede observar en la Tabla 3.13, el valor máximo registrado para la segunda fase de ensayos fue de -1957  $\text{cm/s}^2$  con el registro SJLL 175%.

De los resultados observados se puede concluir que, cuando la aceleración vertical es positiva (contraria al sentido de la gravedad), la carga axial sobre los muros incrementa, mientras que cuando la aceleración vertical es negativa (hacia la mesa vibradora), la carga axial en los muros se reduce y esto tiene un efecto en la resistencia a corte de dichos muros.

#### 3.4.1.6 Desplazamientos en la cimentación

Para conocer si la dala de cimentación se deslizó con respecto a las vigas metálicas atornilladas a la mesa, se colocó un transductor de vástago (CDP-50 mm) sobre el eje B, como se muestra en la Fig. 2.61. Los desplazamientos registrados se incrementaron paulatinamente durante la primera fase de ensayos, principalmente cuando se agrietó la dala de cimentación en la cara que estaba en contacto con la viga metálica sobre la que se apoyaba. Como se muestra en la Tabla 3.14, en ese momento se alcanzó un desplazamiento de 0.10 mm, que representó un 2% y un 0.8% del desplazamiento máximo medido en el primer nivel y en la azotea, respectivamente. Con el último registro aplicado durante la primera fase de ensayos (SJLL 125%), el desplazamiento incrementó a 0.66 mm, que representó el 4% y el 3% del desplazamiento máximo medido en el primer nivel y en la azotea, respectivamente. Una vez que se reforzó la dala de cimentación con las placas metálicas descritas en la sección anterior, los valores de desplazamiento se mantuvieron

entre 0.05 y 0.09 mm. Con la excepción del último movimiento de la segunda fase de ensayos (SJLL 200%), en donde se alcanzó un desplazamiento máximo de 1.70 mm que representó el 6% y el 5% del desplazamiento máximo medido en el primer nivel y en la azotea, respectivamente. Se puede concluir que el deslizamiento no fue significativo.

Con el objetivo de medir si se presentó un deslizamiento entre la dala de cimentación y los muros de mampostería del primer nivel, se colocaron dos transductores de vástago (CDP-50 mm) en la intersección de los ejes 1-A y 4-A, como se muestra en la Fig. 2.62. En la Tabla 3.14 se muestran los resultados de los desplazamientos obtenidos. Como se puede observar en la tabla, durante la primera fase de ensayos se presentaron desplazamientos de hasta 3.5 mm entre la dala de cimentación y el muro de mampostería, durante el sismo SJLL 125%, lo que representa el 19% y el 17% del desplazamiento máximo medido en el primer nivel y en la azotea, respectivamente. Una vez que se reforzó la base, los desplazamientos disminuyeron significativamente, presentando un valor máximo de desplazamiento de 0.065 mm durante el sismo SJLL 175%, lo que representa el 0.21% y el 0.19% del desplazamiento máximo medido en el primer nivel y en la azotea, respectivamente. Se puede concluir que el reforzamiento de la dala de cimentación contribuyó a disminuir muy sensiblemente el deslizamiento.

#### 3.4.1.7 Comportamiento histerético

Para estudiar el comportamiento del modelo durante cada uno de los ensayos, se calcularon las curvas histeréticas en términos del cortante basal - distorsión de piso. El cortante basal fue calculado como la sumatoria de las fuerzas de inercia actuantes en cada nivel. Éstas se obtuvieron, a su vez, como el producto de las aceleraciones medidas en el centro de gravedad de cada losa y de la masa del espécimen incluyendo las barras de plomo. Para la masa del espécimen se consideró la losa con las barras de plomo, más la correspondiente media altura de los muros de abajo y de arriba de cada entrepiso.

Por otro lado, las distorsiones fueron calculadas como el cociente entre el desplazamiento relativo de piso y la altura del mismo. Para tal efecto, se calculó la diferencia entre las historias de desplazamiento arriba y abajo de cada piso y de la señal resultante; se tomó el valor máximo como la distorsión de piso. En la fig. 3.74 se ilustra la definición de cada uno de los parámetros mencionados.

*Tabla 3.14 Desplazamientos máximos entre la dala de cimentación y las vigas metálicas (Eje B) y entre la dala de cimentación y los muros de mampostería (Ejes 1 y 4)*

Ensayo	Desplazamientos máximos por eje (mm)					
	Eje 1 (+)	Eje 1 (-)	Eje 4 (+)	Eje 4 (-)	Eje B (+)	Eje B (-)
SLU 100%	0.246	-0.252	0.124	-0.181	0.009	-0.008
FTIG 100%	0.654	-0.428	0.281	-0.319	0.025	-0.021
SJLL 60%	1.742	-1.287	0.421	-0.576	0.037	-0.042
SJLL 100%	2.803	-1.699	0.762	-0.893	0.063	-0.073
DIANA 100%	0.724	-0.751	0.713	-0.599	0.076	-0.067
DIANA 125%	0.900	-0.922	0.891	-0.709	0.091	-0.084
DIANA 150%	1.040	-1.074	1.039	-0.835	0.102	-0.096
SJLL 125%	3.479	-1.477	0.815	-1.215	0.490	-0.664
DIANA' 100%	0.013	-0.012	0.010	-0.010	0.058	-0.052
DIANA' 125%	0.018	-0.014	0.009	-0.012	0.079	-0.067
DIANA' 150%	0.015	-0.018	0.025	-0.025	0.096	-0.089
SJLL' 125%	0.018	-0.027	0.023	-0.042	0.069	-0.074
SJLL 150%	0.022	-0.018	0.026	-0.051	0.078	-0.087
SJLL 175%	0.019	-0.033	0.019	-0.065	0.181	-0.444
SJLL 200%	0.028	-0.030	0.018	-0.060	1.040	-1.708

En las Tablas 3.15 y 3.16 se presentan, para cada nivel, las distorsiones de entrepiso, los cortantes y momentos flexionantes de piso, así como las fuerzas inerciales (distribución de cortante en altura) para el instante en que se registró el cortante basal máximo en el primer piso. Cabe señalar que el cortante de piso corresponde al valor máximo de la historia de cortantes registrado en dicho nivel, que no necesariamente coinciden con el instante de tiempo en el cual se presentó el cortante basal máximo. En las Figs. 3.75 a 3.78 se presenta la distribución en altura de las distorsiones de entrepiso para cada ensayo.

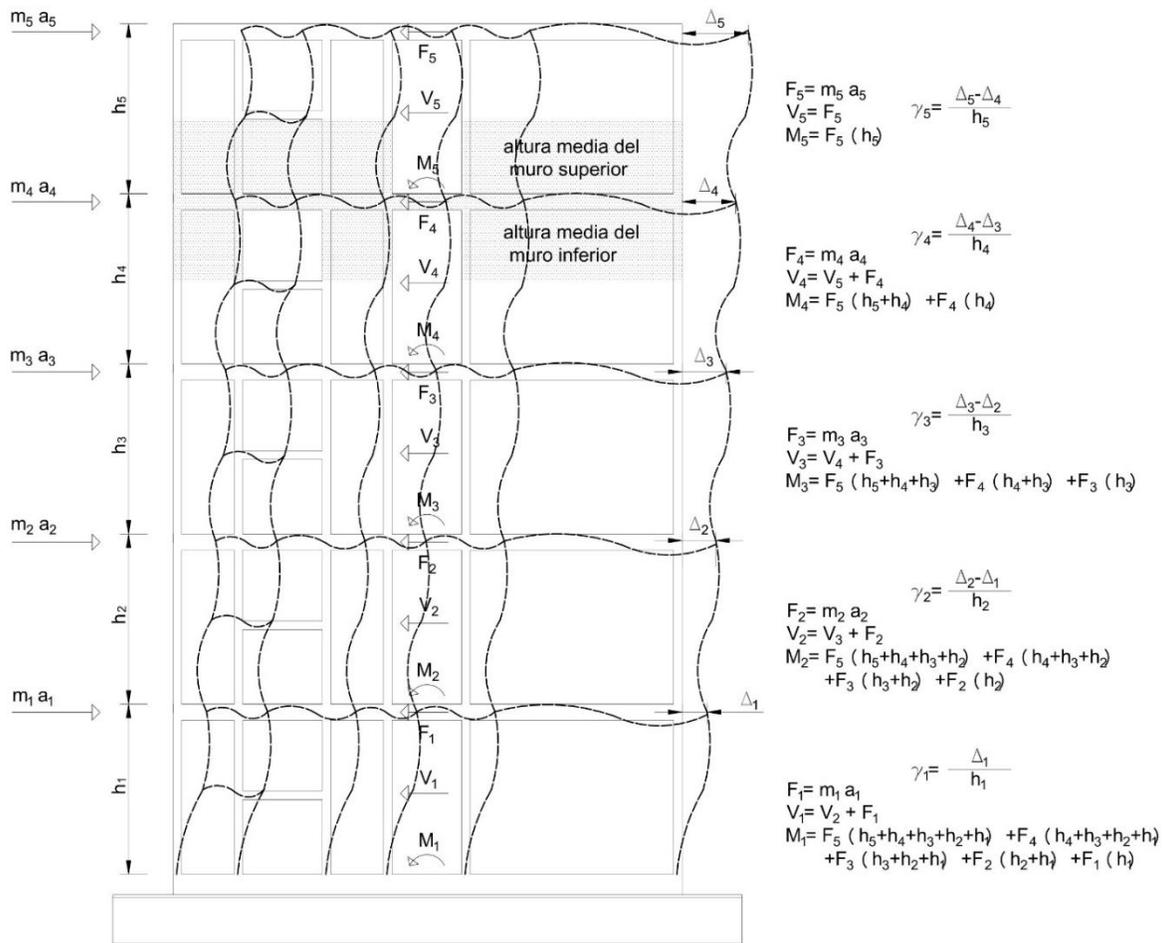


Fig. 3.74. Definición de parámetros de la respuesta dinámica

Tabla 3.15 Respuesta máxima del modelo durante la primera etapa de ensayos (modelo original)

Ensayo	Nivel	$\gamma_{nivel} (\%)$		$V_{m\acute{a}x} (t)^1$		$F_{nivel} (t)^2$		$V_{nivel} (t)^3$		$M_{nivel} (t-m)^4$	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
SLU 100%	5	0.018	-0.030	4.77	-4.81	4.77	-4.81	4.77	-4.81	4.77	-4.81
	4	0.022	-0.123	6.24	-5.99	1.07	-1.00	5.84	-5.81	10.70	-10.71
	3	0.027	0.050	9.84	-9.64	3.60	-3.65	9.44	-9.47	20.19	-20.22
	2	0.026	-0.035	15.86	-15.66	6.02	-6.02	15.46	-15.48	35.76	-35.82
	1	0.002	-0.077	21.72	-20.43	4.84	-4.78	20.31	-20.26	56.19	-56.20
FTIG 100%	5	0.015	0.036	5.43	-4.51	5.43	-3.63	5.43	-3.63	5.42	-3.63
	4	0.107	-0.094	7.13	-6.26	1.33	-0.42	6.76	-4.06	12.28	-7.75
	3	-0.045	0.125	11.22	-10.76	3.43	-3.89	10.19	-7.95	22.52	-15.73
	2	0.038	0.031	16.13	-16.82	4.89	-6.06	15.07	-14.00	37.70	-29.83
	1	0.052	-0.106	21.86	-21.69	2.95	-4.05	18.03	-18.05	55.83	-48.00
SJLL 60%	5	-0.020	-0.002	4.93	-4.31	4.74	-3.80	4.74	-3.80	4.74	-3.80
	4	0.064	-0.062	7.71	-7.01	2.56	-2.10	7.31	-5.90	12.15	-9.79
	3	-0.081	0.019	10.75	-9.72	0.94	-0.95	8.25	-6.85	20.44	-16.67
	2	-0.005	-0.018	15.62	-14.59	3.52	-4.36	11.77	-11.21	32.29	-27.96
	1	0.019	-0.063	20.48	-20.23	4.22	-5.65	15.99	-16.86	48.37	-44.92
SJLL 100%	5	0.032	-0.069	5.04	-5.37	4.44	-4.73	4.44	-4.73	4.44	-4.73
	4	0.220	-0.234	8.59	-8.80	1.67	-2.67	6.11	-7.40	10.64	-12.24
	3	-0.065	0.033	12.51	-11.98	2.53	-0.93	8.64	-8.33	19.33	-20.62
	2	0.060	-0.071	18.78	-19.06	4.98	-7.08	13.62	-15.42	33.04	-36.14
	1	0.151	-0.082	25.31	-26.84	5.82	-7.78	19.44	-23.20	52.60	-59.48
DIANA 100%	5	-0.033	0.046	4.88	-3.83	4.88	-3.77	4.88	-3.77	4.87	-3.77
	4	-0.031	0.032	7.89	-6.88	3.01	-3.04	7.89	-6.81	12.88	-10.68
	3	-0.013	0.050	9.64	-9.07	0.02	1.20	7.91	-5.61	20.82	-16.32
	2	-0.002	0.026	12.46	-11.74	2.24	-1.54	10.15	-7.15	31.04	-23.52
	1	0.046	-0.073	15.57	-14.08	3.12	-2.32	13.27	-9.48	44.39	-33.06
DIANA 125%	5	-0.024	0.094	5.54	-4.11	5.54	-4.01	5.54	-4.01	5.53	-4.01
	4	-0.118	0.351	8.96	-7.25	3.33	-3.14	8.87	-7.15	14.53	-11.26
	3	0.079	-0.134	10.85	-9.45	0.08	1.14	8.95	-6.01	23.53	-17.30
	2	-0.019	0.080	13.85	-12.64	2.46	-1.69	11.41	-7.70	35.01	-25.05
	1	-0.068	-0.028	17.50	-15.33	3.66	-2.57	15.06	-10.27	50.17	-35.38
DIANA 150%	5	-0.067	0.218	6.00	-4.06	6.00	-3.98	6.00	-3.98	5.99	-3.97
	4	-0.006	0.476	9.57	-7.17	3.57	-3.11	9.57	-7.09	15.71	-11.16
	3	-0.150	0.167	11.83	-9.59	0.29	1.19	9.86	-5.90	25.61	-17.09
	2	-0.038	0.243	15.30	-13.33	2.89	-1.45	12.75	-7.35	38.45	-24.49
	1	0.009	0.197	19.14	-16.76	3.68	-2.81	16.43	-10.16	54.98	-34.71
SJLL 125%	5	0.008	-0.022	5.64	-4.97	5.31	-4.97	5.31	-4.97	5.31	-4.96
	4	0.177	-0.294	9.21	-7.98	2.58	-2.34	7.89	-7.31	13.31	-12.38
	3	-0.022	0.169	13.97	-12.02	2.11	-1.75	10.00	-9.05	23.36	-21.48
	2	0.029	-0.065	22.43	-20.86	6.51	-8.21	16.51	-17.27	39.99	-38.87
	1	0.034	-0.082	30.10	-28.96	7.67	-8.00	24.17	-25.27	64.31	-64.29

<sup>1</sup> Cortante máximo en el nivel considerado, calculado con los valores máximos de la historia de cortante en cada piso.

<sup>2</sup> Fuerza inercial en el nivel considerado para el instante en que ocurre el cortante basal máximo para el primer piso.

<sup>3</sup> Fuerza cortante por nivel, obtenida a partir de las fuerzas inerciales de piso.

<sup>4</sup> Momento flexionante por nivel, obtenido a partir de las fuerzas inerciales de piso.

Tabla 3.16 Respuesta máxima del modelo durante la segunda etapa de ensayos  
(modelo con refuerzo en cimentación)

Ensayo	Nivel	$\gamma_{\text{nivel}} (\%)$		$V_{\text{máx}} (t)$ <sup>1</sup>		$F_{\text{nivel}} (t)$ <sup>2</sup>		$V_{\text{nivel}} (t)$ <sup>3</sup>		$M_{\text{nivel}} (t-m)$ <sup>4</sup>	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
DIANA' 100%	5	0.147	-0.047	4.23	-3.43	4.23	-3.43	4.23	-3.43	4.23	-3.42
	4	0.335	-0.018	7.04	-5.63	2.81	-2.20	7.04	-5.63	11.37	-9.14
	3	0.158	-0.107	8.89	-7.45	1.59	-0.85	8.63	-6.48	20.04	-15.65
	2	0.176	-0.023	12.22	-9.68	3.11	-1.06	11.74	-7.55	31.86	-23.25
	1	0.084	0.001	15.58	-12.05	3.17	-2.33	14.91	-9.88	46.86	-33.19
DIANA' 125%	5	0.179	-0.051	5.21	-3.90	5.21	-3.90	5.21	-3.90	5.21	-3.90
	4	0.383	0.022	8.45	-6.41	3.15	-2.47	8.36	-6.37	13.70	-10.36
	3	0.187	-0.149	10.63	-8.70	1.92	-1.23	10.29	-7.60	24.04	-18.01
	2	0.236	-0.016	14.39	-11.22	3.05	-1.03	13.33	-8.63	37.46	-26.70
	1	0.142	0.030	18.28	-14.63	3.36	-2.53	16.69	-11.17	54.25	-37.93
DIANA' 150%	5	0.207	-0.058	5.80	-4.26	5.61	-4.26	5.61	-4.26	5.60	-4.25
	4	0.457	-0.025	9.40	-6.96	3.60	-2.67	9.21	-6.93	14.95	-11.29
	3	0.226	-0.120	11.73	-9.84	2.16	-1.26	11.37	-8.19	26.37	-19.51
	2	0.262	-0.015	15.60	-12.73	3.08	-1.13	14.45	-9.32	40.92	-28.90
	1	0.194	0.022	20.05	-17.08	4.16	-3.01	18.61	-12.32	59.64	-41.30
SJLL' 125%	5	0.022	-0.041	5.95	-4.45	4.49	-4.12	4.49	-4.12	4.49	-4.11
	4	0.207	-0.418	9.49	-7.51	1.97	-2.06	6.46	-6.18	11.05	-10.38
	3	0.012	0.193	13.48	-11.03	2.04	-1.23	8.50	-7.40	19.59	-17.82
	2	0.040	-0.100	21.73	-19.35	6.22	-8.32	14.72	-15.72	34.41	-33.65
	1	0.062	-0.182	29.03	-27.46	6.77	-8.11	21.49	-23.83	56.03	-57.63
SJLL 150%	5	0.011	-0.060	6.20	-4.59	6.20	-4.02	6.20	-4.02	6.20	-4.01
	4	0.251	-0.412	10.04	-7.93	3.80	-1.94	10.01	-5.95	16.35	-10.06
	3	0.001	0.054	12.97	-11.10	0.47	-1.33	10.48	-7.29	26.88	-17.38
	2	0.064	-0.112	20.75	-20.04	4.93	-7.23	15.41	-14.52	42.40	-32.00
	1	0.228	-0.082	29.10	-28.60	7.51	-8.56	22.92	-23.08	65.45	-55.22
SJLL 175%	5	0.135	-0.031	6.46	-4.51	5.99	-3.56	5.99	-3.56	5.98	-3.56
	4	0.352	-0.138	10.82	-8.14	4.18	-3.63	10.17	-7.19	16.31	-10.86
	3	0.451	-0.192	13.62	-11.92	0.31	-2.28	10.48	-9.47	26.84	-20.38
	2	0.161	-0.115	20.50	-20.99	5.17	-9.07	15.65	-18.54	42.60	-39.04
	1	0.320	-0.170	29.02	-29.73	8.32	-7.70	23.98	-26.23	66.72	-65.44
SJLL 200%	5	-0.006	-0.039	5.42	-5.45	4.90	-4.41	4.90	-4.41	4.90	-4.40
	4	0.288	-0.359	9.94	-8.94	4.48	-3.36	9.38	-7.77	14.42	-12.29
	3	-0.014	-0.214	13.30	-13.27	1.19	-0.95	10.57	-8.72	25.05	-21.05
	2	0.055	-0.104	21.06	-22.21	5.87	-7.76	16.44	-16.48	41.60	-37.64
	1	0.306	-0.191	29.83	-30.76	7.81	-7.56	24.25	-24.03	65.99	-61.82

<sup>1</sup> Cortante máximo en el nivel considerado, calculado con los valores máximos de la historia de cortante en cada piso.

<sup>2</sup> Fuerza inercial en el nivel considerado para el instante en que ocurre el cortante basal máximo para el primer piso.

<sup>3</sup> Fuerza cortante por nivel, obtenida a partir de las fuerzas inerciales de piso.

<sup>4</sup> Momento flexionante por nivel, obtenido a partir de las fuerzas inerciales de piso.

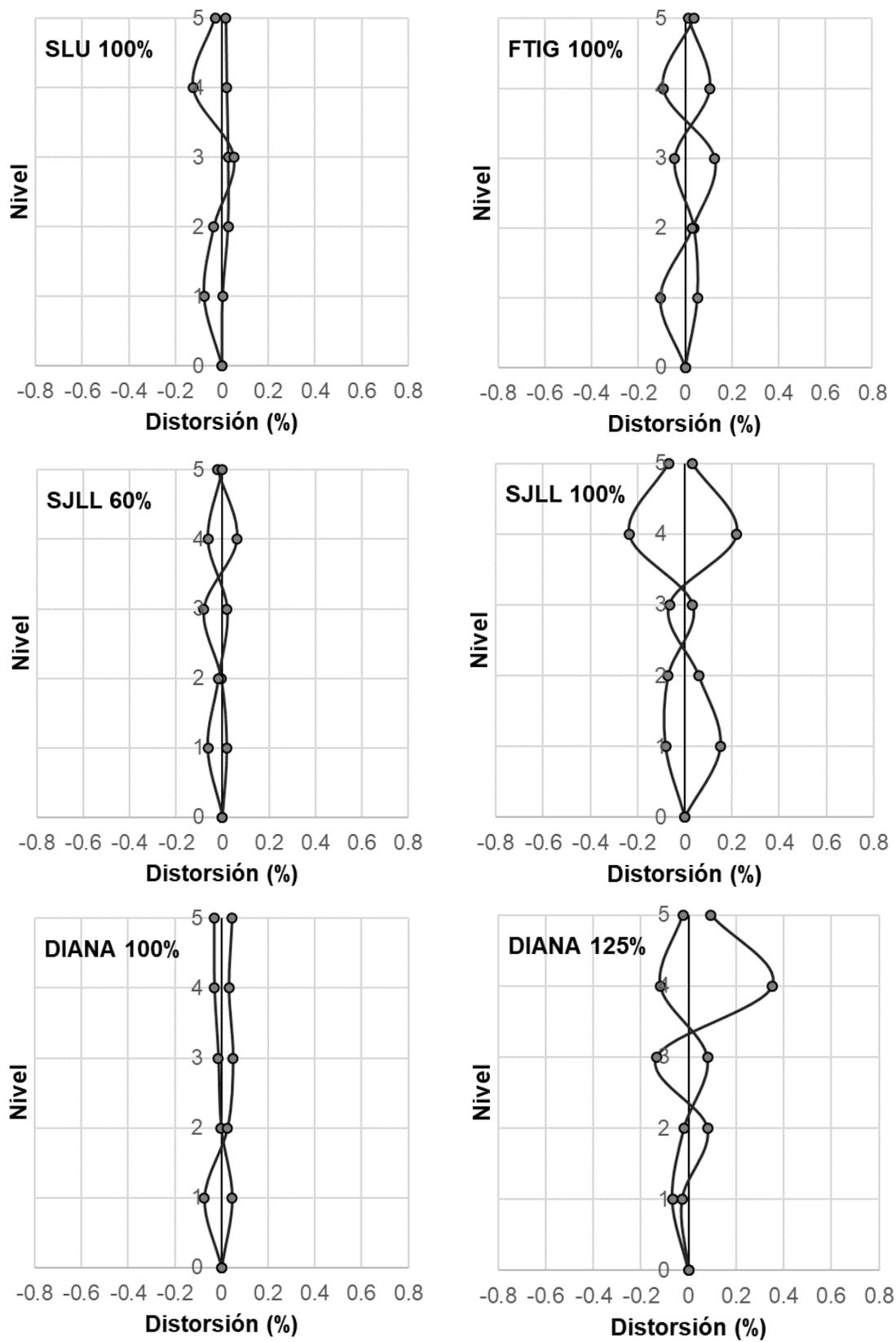


Fig. 3.75. Distribución de distorsiones de entrepiso (Etapa I)

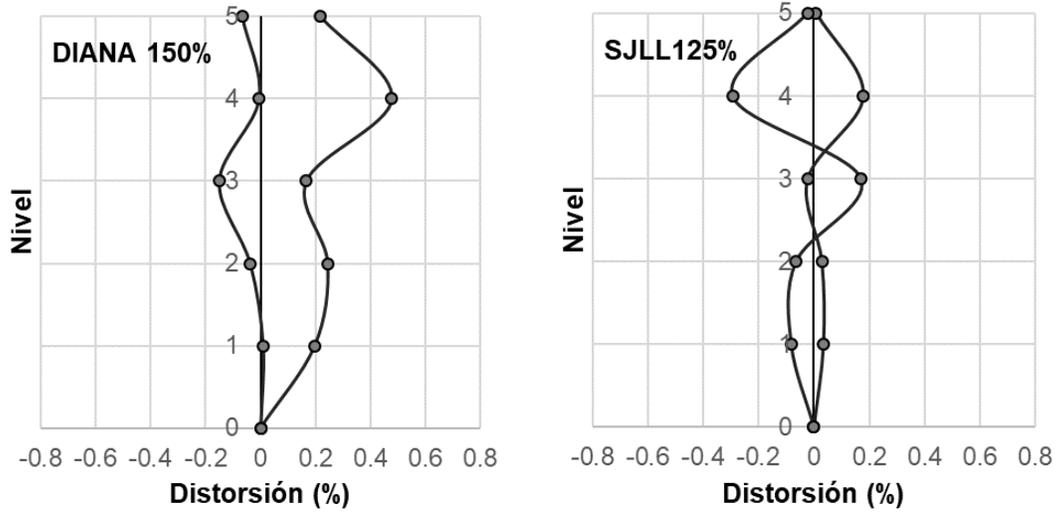


Fig. 3.76. Distribución de distorsiones de entrepiso (Etapa I)

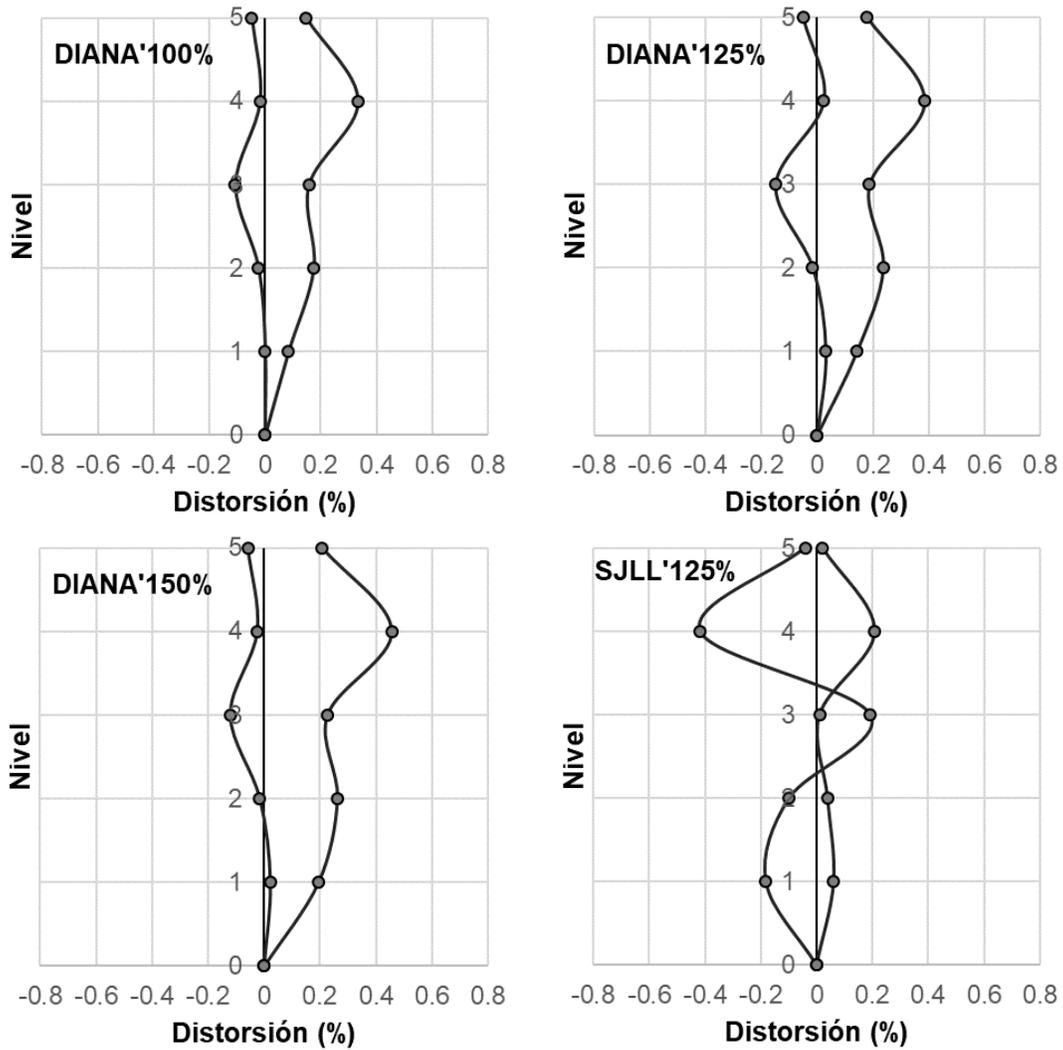


Fig. 3.77. Distribución de distorsiones de entrepiso (Etapa II)

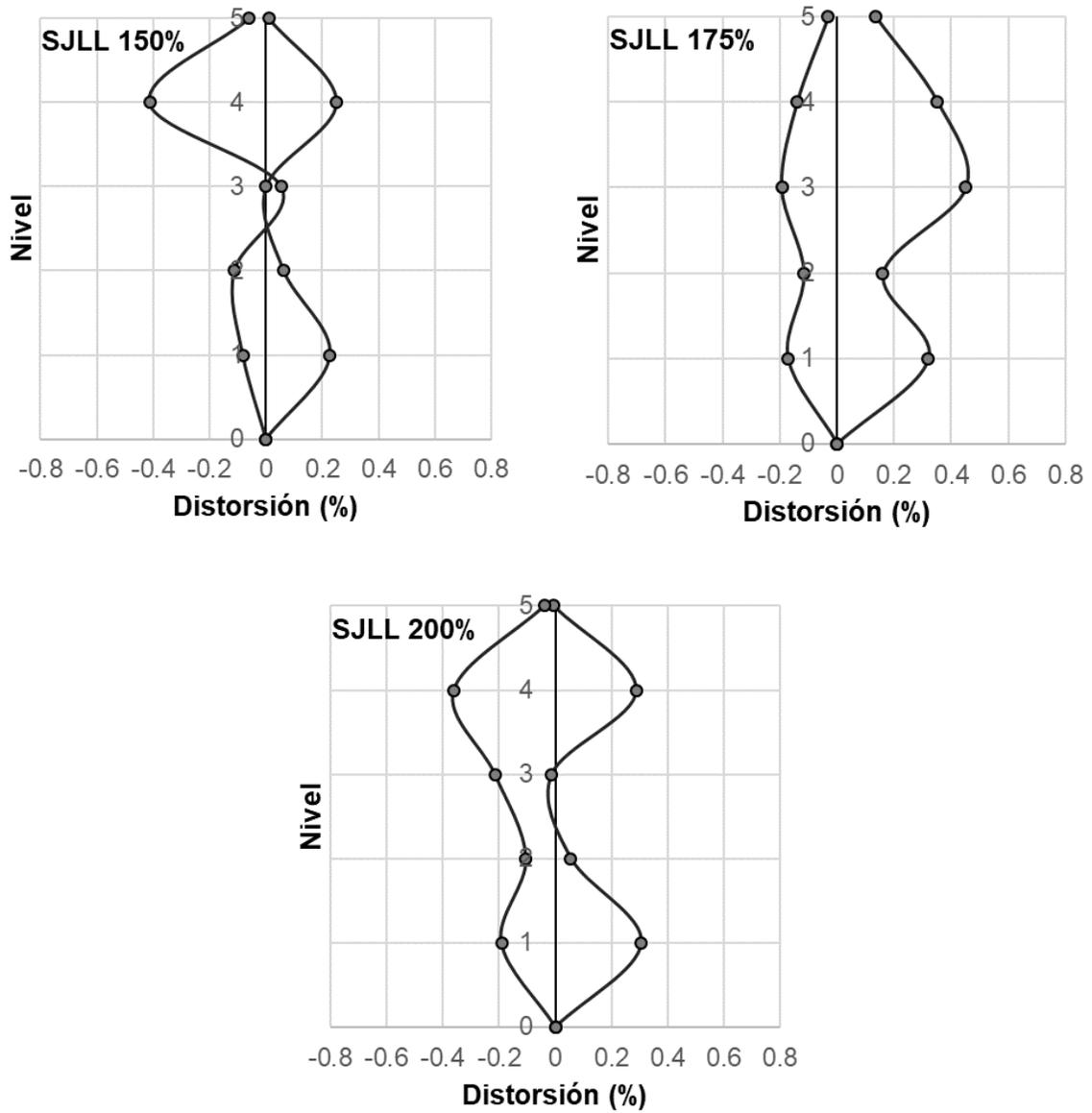


Fig. 3.78. Distribución de distorsiones de entrepiso (Etapa II)

En las Figs. 3.79 y 3.80 se presentan las curvas histeréticas en función del cortante basal – distorsión del primer nivel durante la primera y segunda etapa de ensayos del modelo, respectivamente. Como se puede observar, los lazos de los ciclos histeréticos fueron simétricos y estables durante el primer sismo, sin embargo, a partir del registro FTIG 100% durante la primera etapa de ensayos, el comportamiento no lineal se reflejó en un deterioro de rigidez y de resistencia.

El desempeño global del modelo se estudió a partir de la definición de tres estados límites: límite elástico (E), máximo o resistencia (M) y último (U). El límite elástico se definió por la ocurrencia del primer agrietamiento inclinado en los muros de mampostería; la resistencia se alcanzó cuando se registró el máximo cortante basal; y el estado límite último se consideró para una distorsión del primer nivel correspondiente a una reducción del 20% de la resistencia máxima.

En la primera fase, ante los registros SLU 100% y FTIG 100%, la respuesta mostró un comportamiento elástico lineal. Durante la segunda prueba (FTIG 100%) se presentaron agrietamientos inclinados en la mampostería. Los ciclos histeréticos en esta etapa se caracterizaron por baja disipación de energía sin presentar deterioro apreciable de rigidez. La histéresis que se aprecia en la primera etapa puede ser atribuida al agrietamiento horizontal que ocurrió en la base de algunos muros debido a deformaciones de flexión. Una vez que se formaron y propagaron las primeras grietas inclinadas, inició el comportamiento no lineal más evidente, caracterizado por lazos histeréticos más amplios y degradación incremental de rigidez mientras aumentaron los desplazamientos. El cortante máximo positivo se alcanzó durante la prueba SJLL 100% ( $18.6 \text{ t} \approx 186 \text{ kN}$ ), mientras que el cortante máximo negativo se alcanzó durante la prueba SJLL 125% ( $20 \text{ t} \approx 200 \text{ kN}$ ).

La extensión de las grietas a los extremos de los castillos durante el ensayo SJLL 150%, provocó un decremento en la resistencia y una concentración de demanda de distorsión en el primer nivel. El comportamiento durante la segunda etapa se caracterizó por una caída severa de rigidez como resultado del daño excesivo en los muros de mampostería y en los extremos de los castillos, a partir de los registros SJLL' 125% y hasta SJLL 200%. La resistencia última se alcanzó durante la prueba SJLL 200% y fue aproximadamente igual al 75% de la resistencia máxima. Debido al deterioro presentado en los muros, se decidió interrumpir el ensayo.

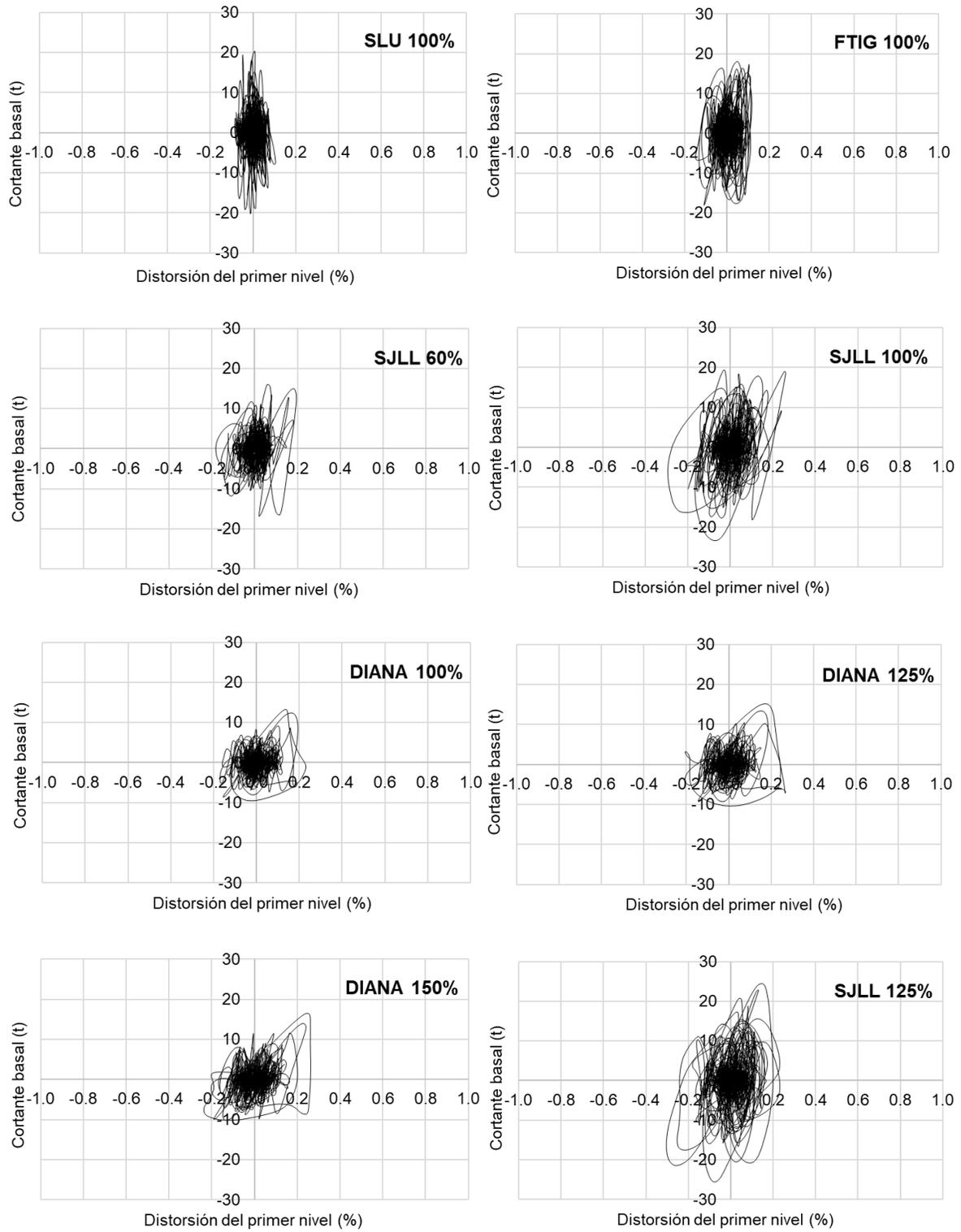


Fig. 3.79. Curvas histeréticas durante la primera fase de ensayos

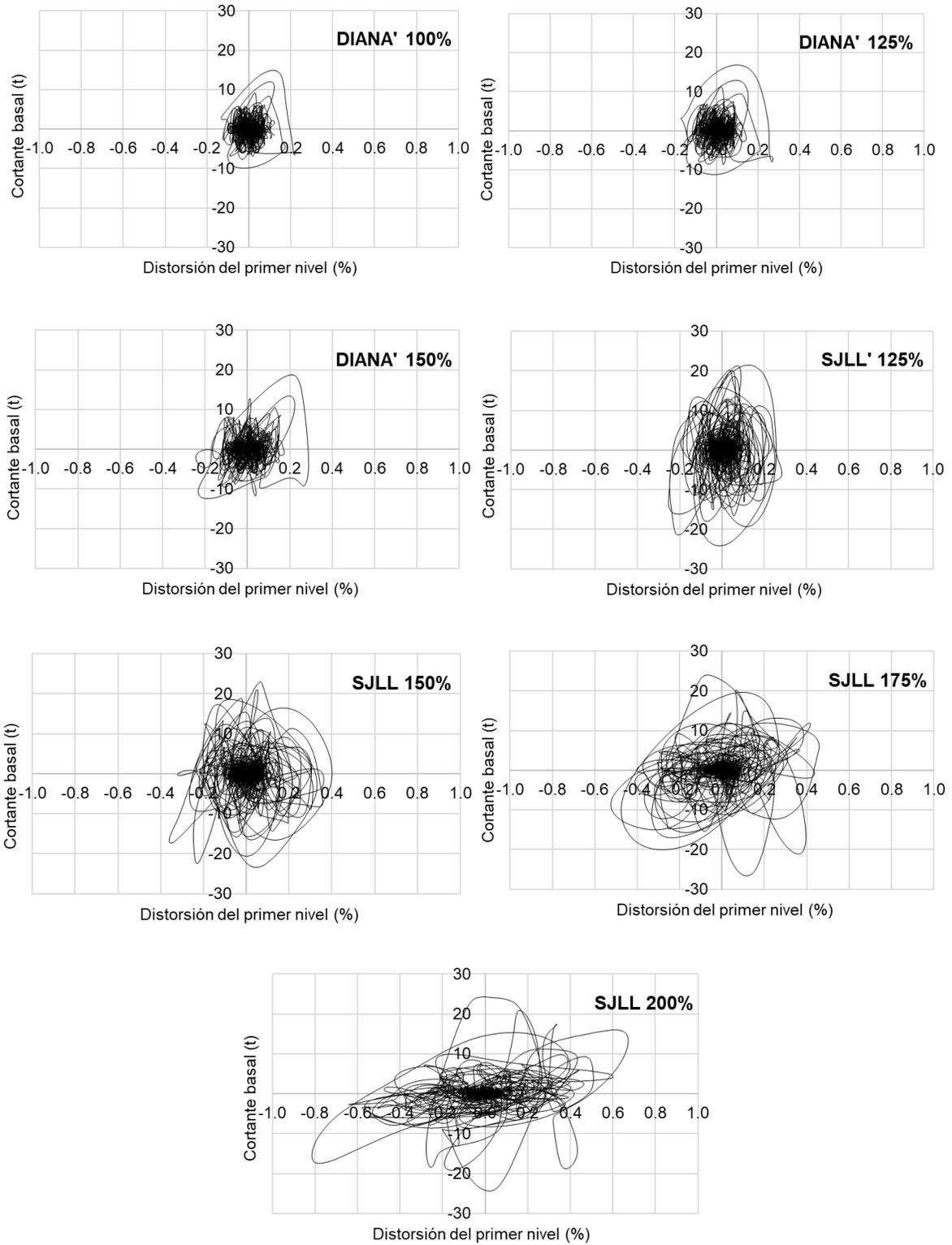


Fig. 3.80. Curvas histeréticas durante la segunda fase de ensayos

En la Fig. 3.81 se presentan las curvas histeréticas del modelo para los registros asociados a cada uno de los estados límite considerados. Se puede observar la reducción de la resistencia y la rigidez, así como el incremento de la distorsión inelástica a medida que el modelo se degradó.

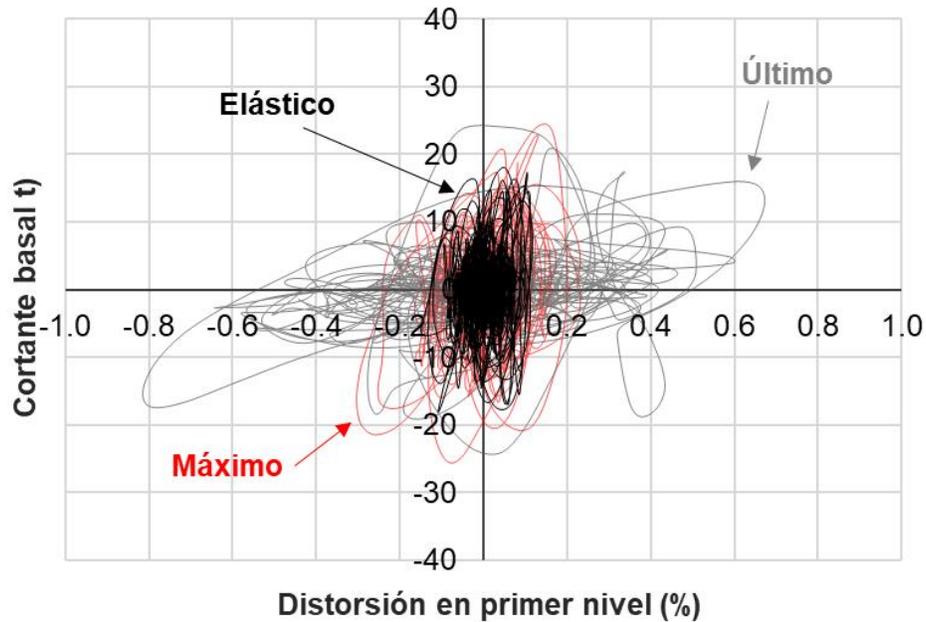


Fig. 3.81. Curvas histeréticas para los estados límite elástico, máximo y último

En la Fig. 3.82 se muestra la envolvente de respuesta para el primer nivel. Los puntos de la gráfica se obtuvieron con los valores máximos de cortante y distorsión registrados durante cada prueba. Se presenta también la predicción de la resistencia usando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-M 2017). Para el cálculo se tomaron en cuenta las propiedades mecánicas medidas de los materiales (sección 2.5), así como las dimensiones reales del modelo. Al comparar los resultados obtenidos durante los ensayos con respecto a los del reglamento, es evidente que existe una sobre resistencia del espécimen, cuyo valor fue de 1.3.

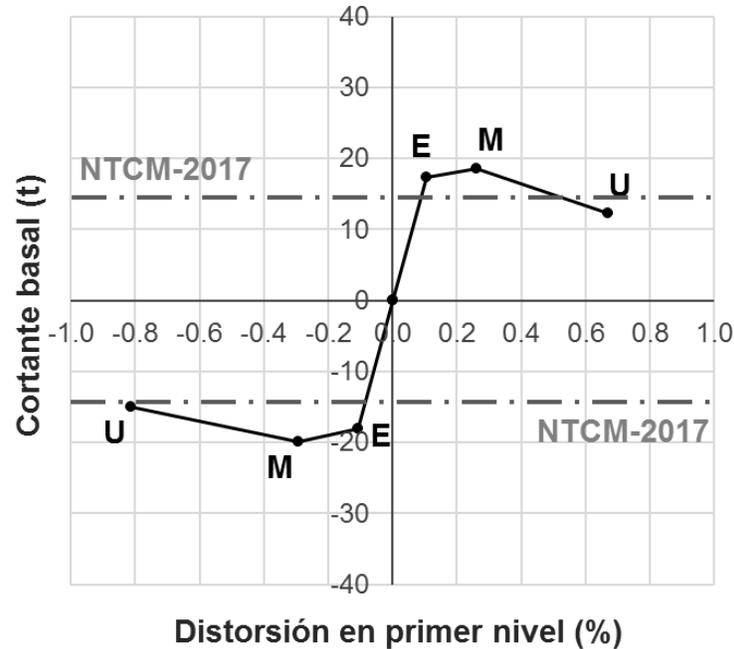


Fig. 3.82. Envolvente de respuesta para el primer nivel

Los resultados de los ensayos en términos del coeficiente sísmico y la distorsión del primer nivel para los estados límites seleccionados, se resumen en la Tabla 3.17. Los valores del coeficiente sísmico fueron obtenidos como el cociente entre los cortantes basales máximos y el peso total del espécimen. En la misma tabla se presentan los resultados que se obtuvieron para los modelos de uno, dos y tres niveles (M1N, M2N y M3N, respectivamente) ensayados previamente en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Arias, 2005).

Se puede observar que la distorsión más baja para los tres estados límite en el primer piso fue la del modelo de cinco niveles. Cabe recalcar que el modelo de un nivel (M1N) no falló por corte, sino por deslizamiento. La resistencia más alta registrada correspondió al modelo de un nivel, mientras que la resistencia máxima del modelo de tres y cinco niveles fue similar. Con el objetivo de aclarar estas relaciones, se presenta en la Fig. 3.83 una gráfica con los resultados de los distintos prototipos. Se puede observar que la resistencia disminuye como resultado del incremento del número de niveles, por el efecto de la flexión en los muros.

Tabla 3.17 Respuesta medida para modelos de uno, dos, tres y cinco pisos

Modelo	Coeficiente sísmico (g)				Distorsión del primer piso (%)			
	Elástico (E)	Máximo (M)	Último (U)	M/E	Elástico (E)	Máximo (M)	Último (U)	M/E
M5N	1.06	1.14	0.75	1.08	0.10	0.26	0.67	2.51
	-1.11	-1.22	-0.92	1.11	-0.11	-0.29	-0.81	2.69
M3N	0.92	1.11	0.62	1.21	0.20	0.32	0.77	1.60
	-0.85	-1.07	-0.65	1.26	-0.23	-0.42	-1.71	1.83
M2N	1.20	1.61	1.47	1.34	0.18	0.94	1.17	5.34
	-1.27	-1.75	-1.83	1.37	-0.18	-0.83	-1.30	4.56
M1N	1.78	1.87	1.63	1.05	0.29	0.67	1.83	2.31
	-1.71	-2.09	-1.82	1.22	-0.30	-0.66	-1.61	2.20

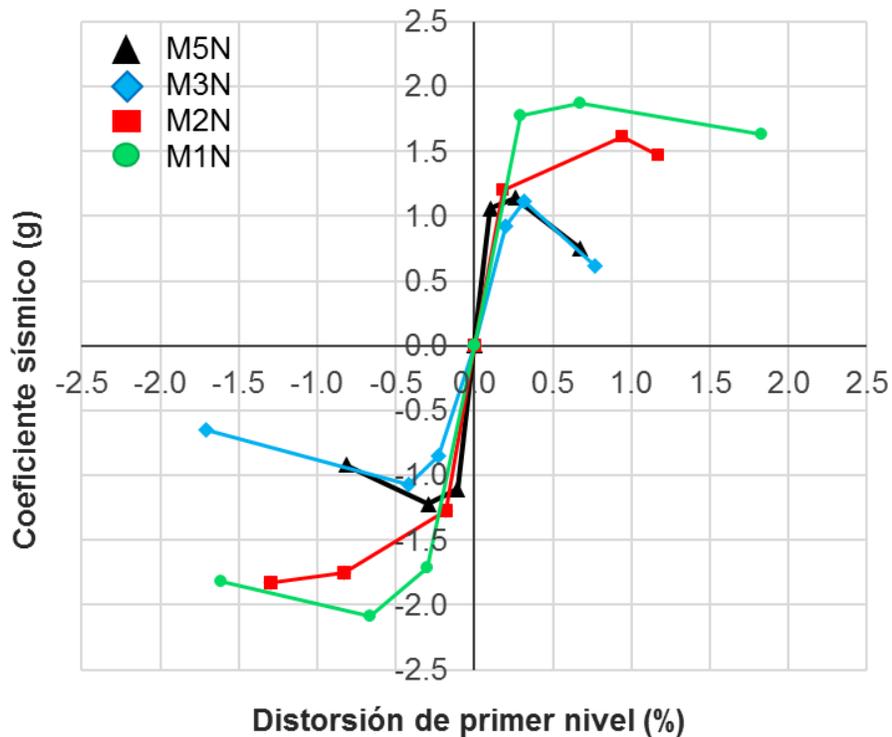


Fig. 3.83. Relación coeficiente sísmico – distorsión, para diferentes prototipos

Las NTC-M (2004) limitaban la distorsión lateral a valores que fueron derivados principalmente de ensayos estáticos con muros aislados o conjuntos de muros. La distorsión de diseño para el primer agrietamiento inclinado era de 0.15%, mientras que la distorsión inelástica permitida para estructuras de mampostería confinada era de 0.25%.

Con los resultados del comportamiento observado en estructuras tridimensionales con los modelos de uno, dos y tres niveles, se propuso incrementar la distorsión al primer agrietamiento inclinado y limitar la máxima distorsión permitida a una que correspondiera a la resistencia máxima de la estructura. En el caso del modelo de tres niveles fue del 0.40%. Con los cambios que se hicieron a las normas en el 2017, se incrementó el límite de la distorsión lateral inelástica hasta 0.50%. Sin embargo, los resultados del modelo de cinco niveles indican que la distorsión al primer agrietamiento fue del 0.10% y la máxima distorsión, que corresponde a la máxima resistencia, fue aproximadamente del 0.30%. De acuerdo con estos datos, parece conveniente revisar la distorsión lateral inelástica de las NTC-M y NTC-S 2017. Los valores de las NTC 2004 parecen ser más cercanos.

#### 3.4.1.8 Distribución de fuerzas sísmicas en altura

En las Figs. 3.84 a 3.87 se presenta la fuerza máxima lateral inducida en cada ensayo, mostrando su distribución en altura. Las gráficas incluyen los valores de fuerza cortante de piso en el instante en que se alcanzó el cortante basal máximo. Cuando una estructura responde, elásticamente, según su primer modo de vibrar, la distribución de fuerzas en la altura es lineal (o triangular invertida). En el modelo ensayado, desde la aplicación del primer registro, la forma de la distribución lateral sugirió la participación de modos superiores de vibrar. Si bien en el intervalo inelástico no es posible referirnos a modos de vibrar, la distribución de fuerzas laterales ayuda a interpretar la contribución de los elementos resistentes a la fuerza lateral. En la parte final de la Etapa I y en la Etapa II, la distribución de fuerzas laterales fue consistente en todos los registros. Se observa una participación reducida del tercer nivel. Como se señaló en la sección 3.4.1.1, en este nivel se registró una concentración de demandas de desplazamiento por efectos de la torsión y de las aceleraciones verticales, además de que las resistencias a cortante de la mampostería usada en los pisos cuatro y cinco eran más altas que las resistencias de la mampostería empleada en los primeros tres niveles. La concentración de demandas en el tercer nivel se debió a un mayor agrietamiento, que se tradujo, a su vez, en una menor contribución a la resistencia lateral.

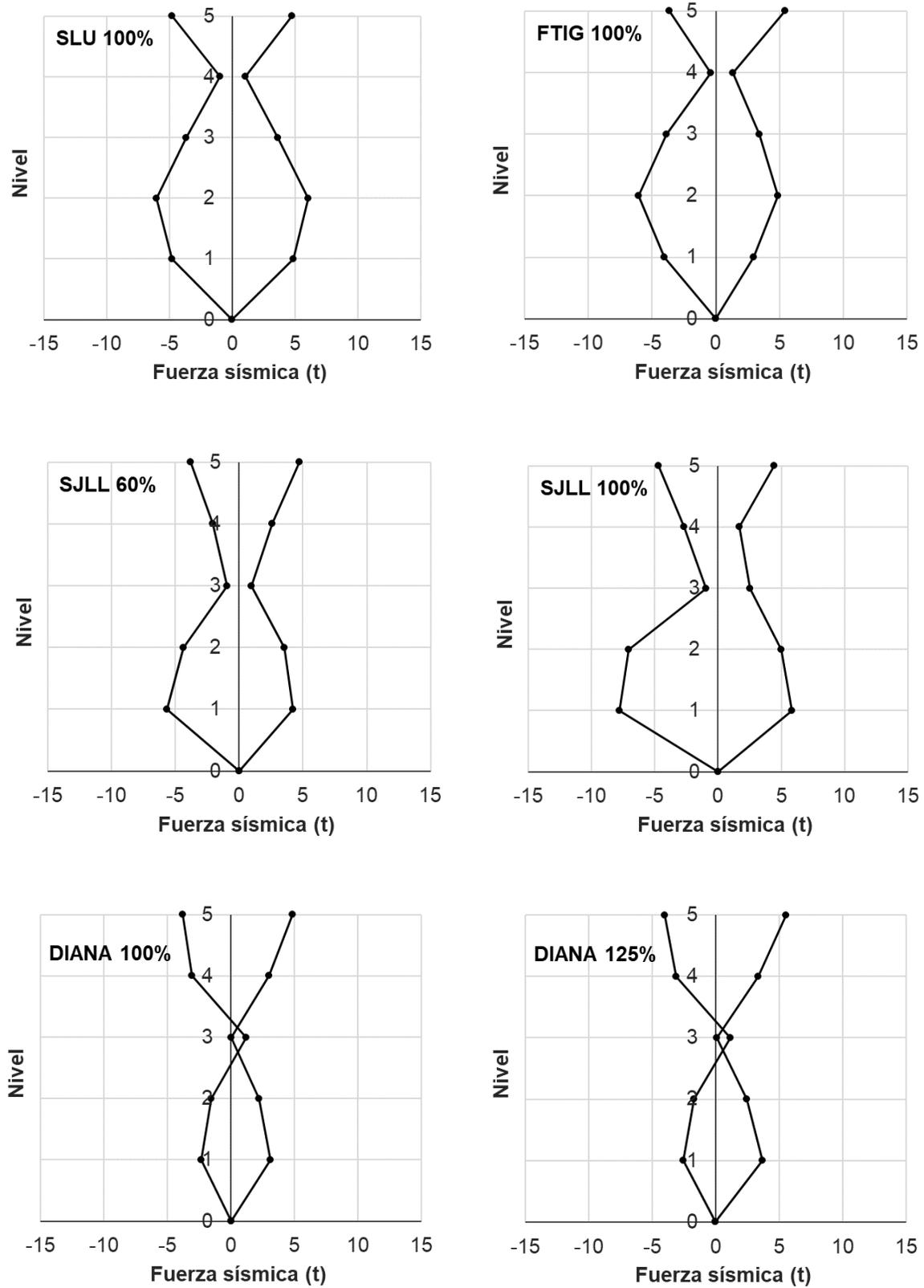


Fig. 3.84. Distribución de fuerzas sísmicas en altura para la primera fase de ensayos

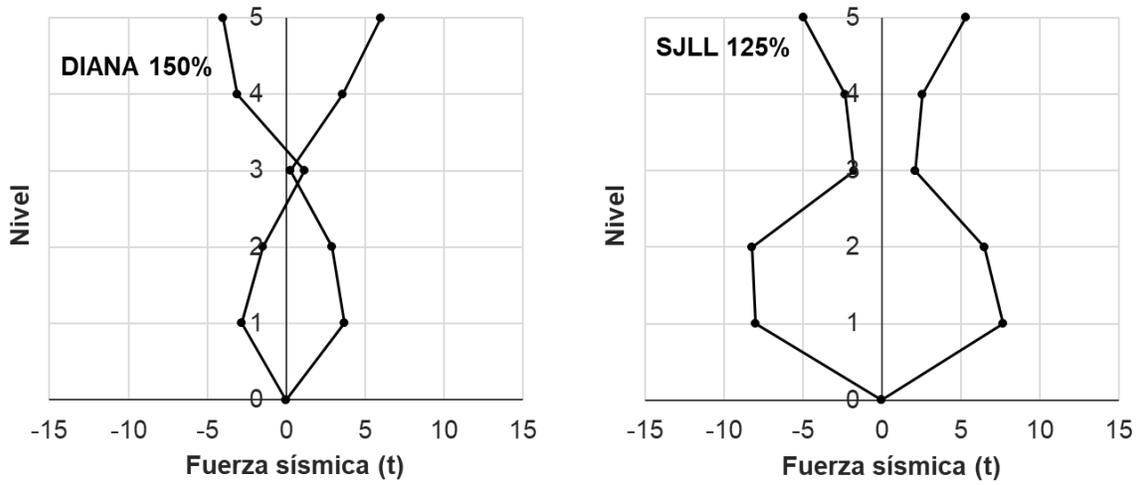


Fig. 3.85. Distribución de fuerzas sísmicas en altura para la primera fase de ensayos

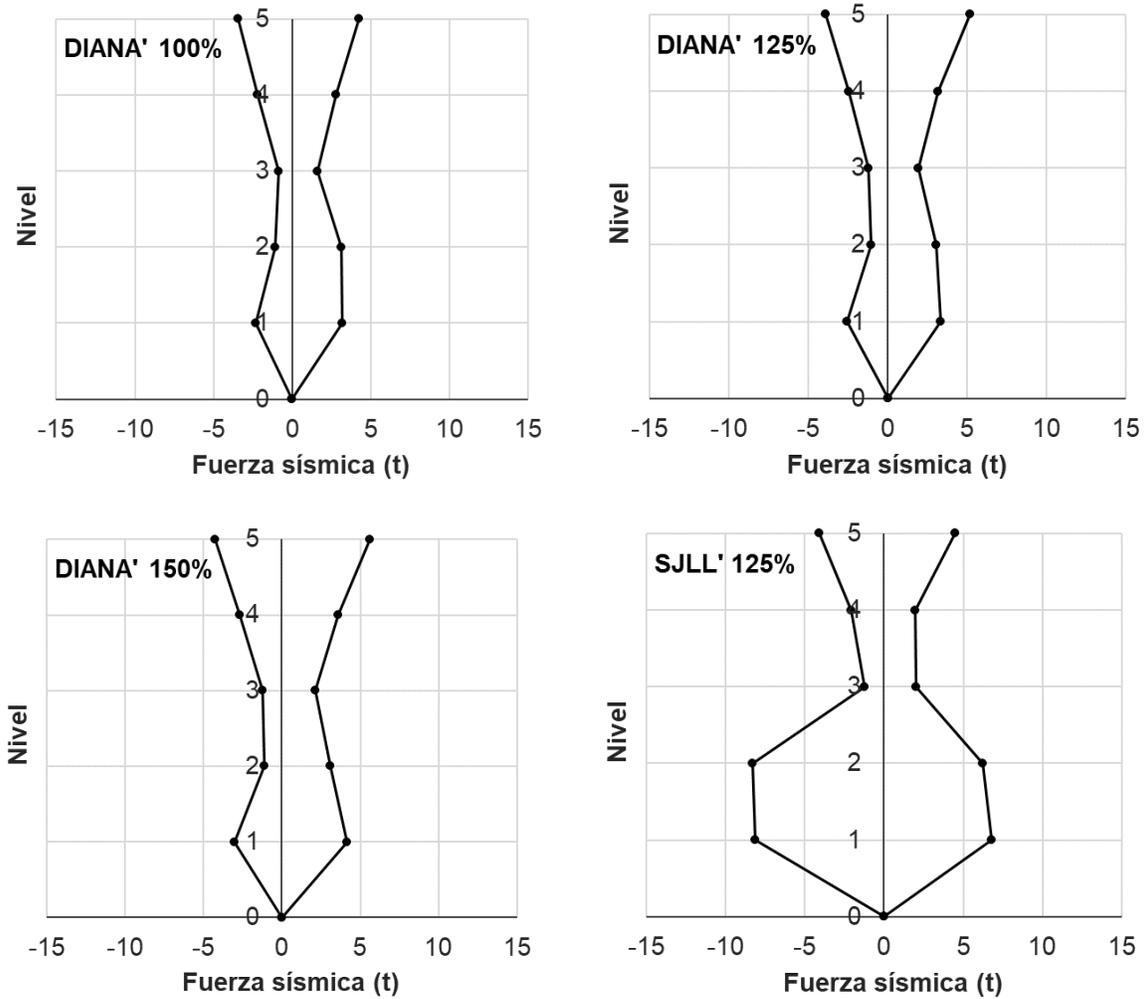


Fig. 3.86. Distribución de fuerzas sísmicas en altura para la segunda fase de ensayos

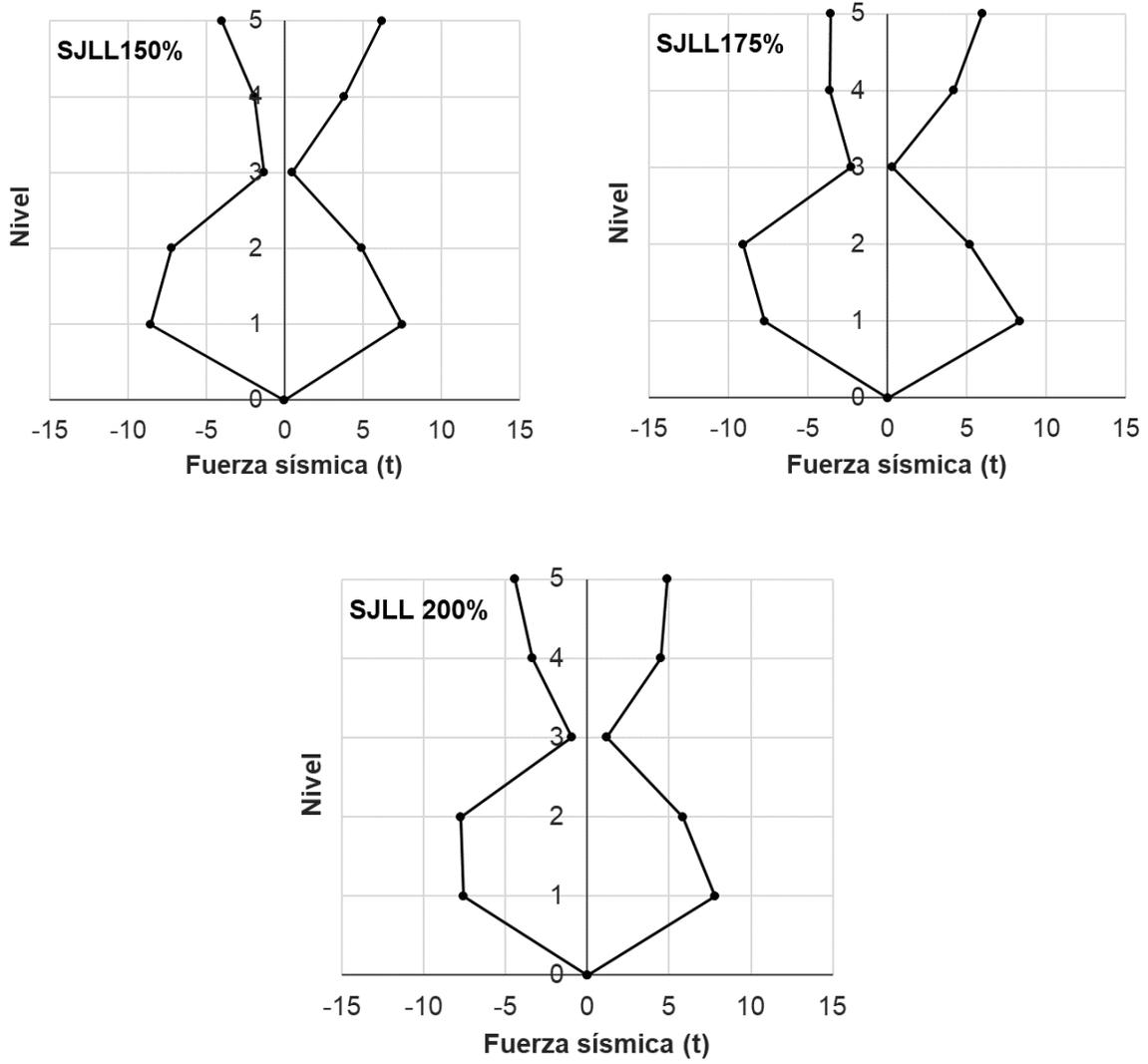


Fig. 3.87. Distribución de fuerzas sísmicas en altura para la segunda fase de ensayos

## 3.4.1.9 Rotaciones y deformaciones angulares en muros

Las rotaciones globales de los muros de mampostería se midieron usando los transductores de desplazamiento colocados verticalmente sobre los ejes de los castillos en la fachada sur y en el eje central (Figs. 2.58 y 2.59). Las rotaciones se calcularon como el ángulo de giro de la sección, dado por la siguiente ecuación:

$$\theta_{muro} = \frac{d_t - d_c}{l} \quad (3.1)$$

donde:

$\theta_{muro}$ : rotación del muro en estudio;

$d_t, d_c$ : desplazamiento medido en el castillo a tensión y a compresión; y,

$l$ : distancia entre los transductores.

En las Figs. 3.88 y 3.89 se muestran las rotaciones medidas en los muros M17, M13, M14 y M15 del primer nivel, segundo nivel y tercer nivel durante los ensayos donde se identificaron los tres estados límite (elástico, máximo y último). El registro FTIG 100% corresponde al estado límite elástico, los registros SJLL 100% y SJLL 125% corresponden al estado límite máximo positivo y negativo, respectivamente, y el estado límite último corresponde al registro SJLL 200%. La nomenclatura de los muros se puede consultar en la Fig. 3.15. Se puede observar que las rotaciones en los distintos muros se incrementaron con el nivel de distorsión. Las rotaciones máximas medidas en el primer nivel fueron de 0.14° para el muro del eje central M17-1N, de 0.16° en el muro M15-1N y de 0.42° en el muro M14-1N. La rotación máxima medida en el muro robusto M13 se registró en el segundo nivel y fue de 0.17°.

Al comparar las rotaciones medidas en los muros de la fachada con las del eje central del primer nivel, se observa que los valores medidos en el eje central fueron inferiores a los registrados en la fachada, lo cual explica por qué ésta presentó mayor daño. Por otra parte, al comparar la distribución de rotaciones en los diferentes niveles, es claro que las máximas rotaciones se concentraron en el primer y tercer nivel, lo cual es consistente con el predominante daño observado en estos entrepisos.

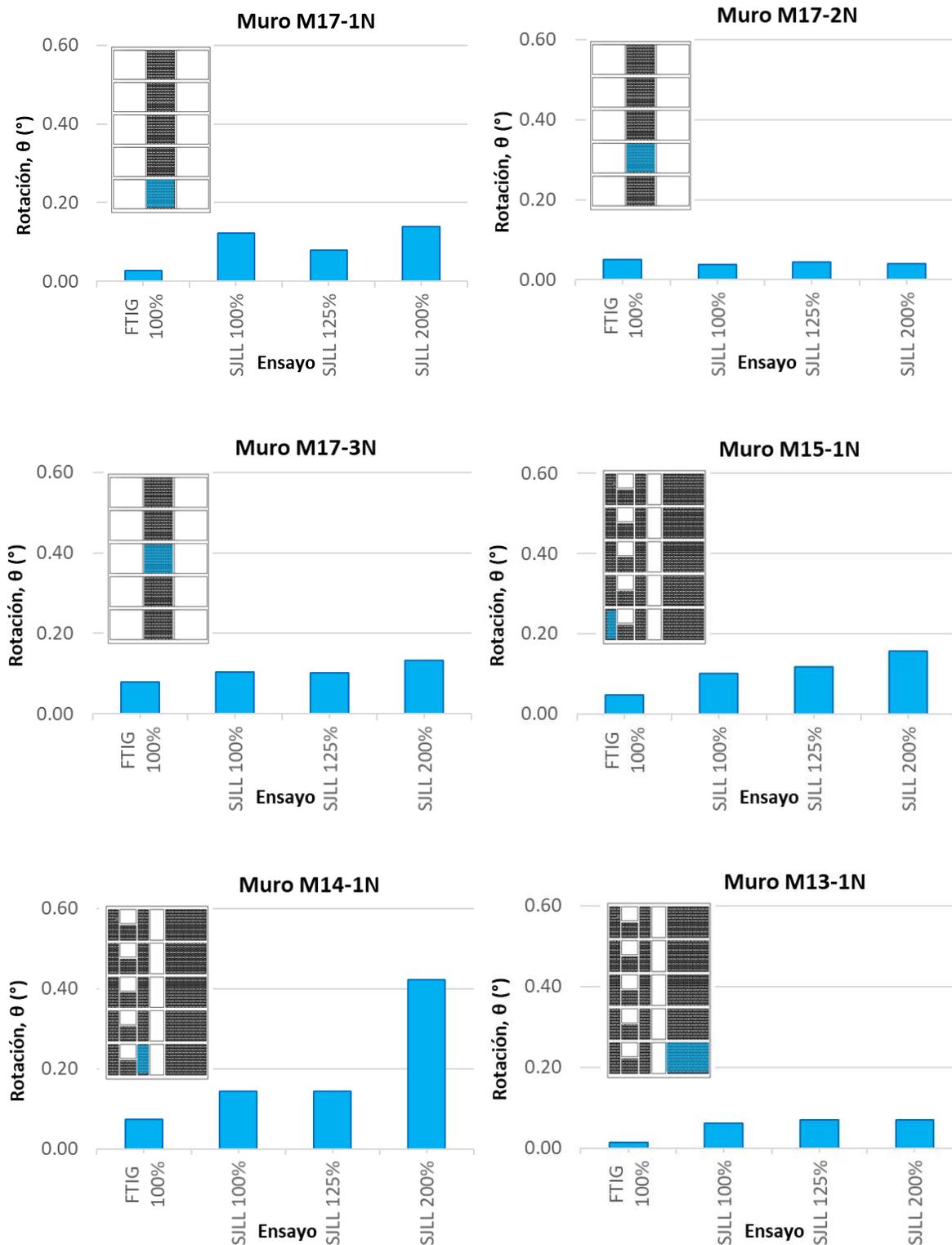


Fig. 3.88. Rotaciones de los muros medidas durante los ensayos

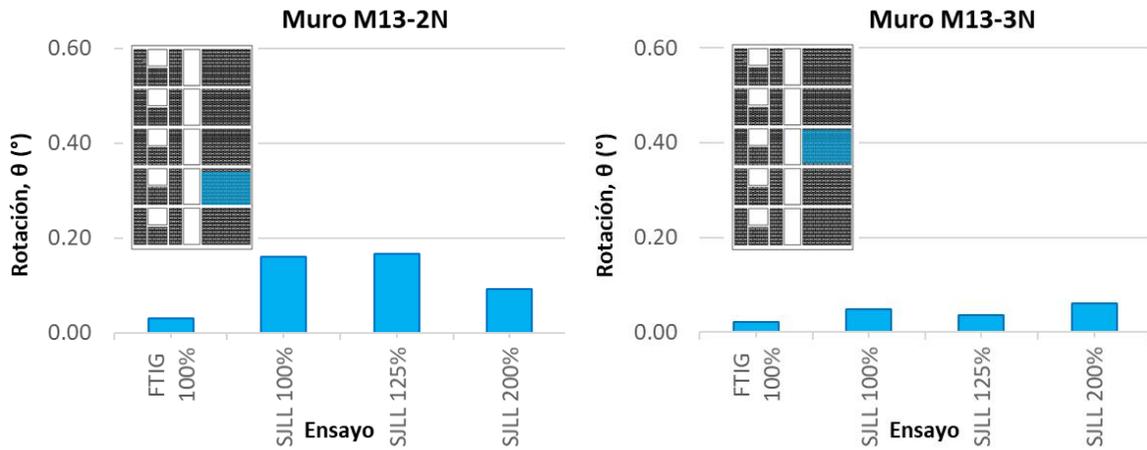


Fig. 3.89. Rotaciones de los muros medidas durante los ensayos

La deformación total de un tablero de mampostería ante cargas laterales está compuesta por deformaciones de cortante, flexión, deslizamiento y expansión del muro en su plano. Si se desprecia la contribución de las deformaciones por deslizamiento y expansión del muro en su plano, la deformación total se puede caracterizar como se presenta en la Fig. 3.90.

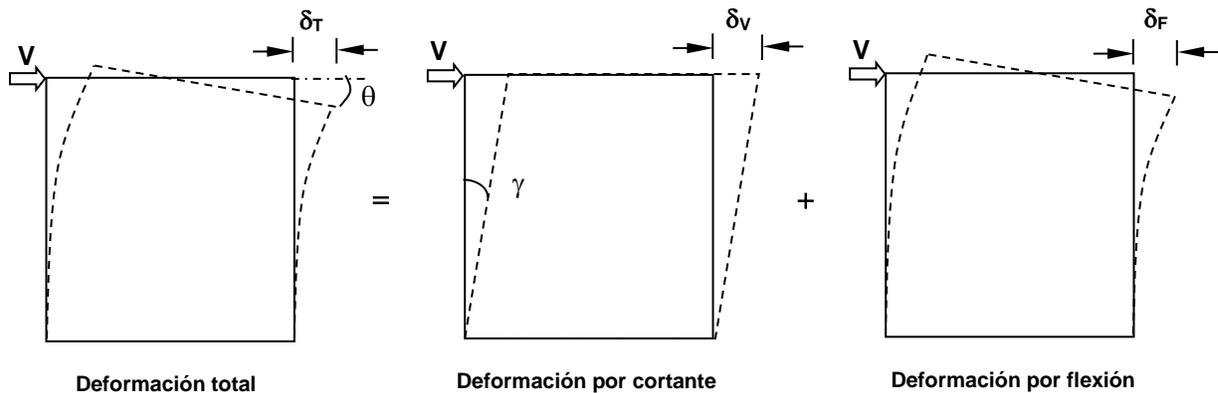


Fig. 3.90. Componentes de deformación

De acuerdo con lo anterior, el desplazamiento lateral total se puede expresar como:

$$\delta_T = \delta_V + \delta_F \quad (3.2)$$

donde:

- $\delta_T$ : desplazamiento total del tablero;
- $\delta_V$ : desplazamiento lateral debido al cortante; y,
- $\delta_F$ : desplazamiento lateral debido a la flexión.

Dividiendo la ecuación 3.2 entre la altura se tiene que:

$$R_T = \gamma + \theta \tag{3.3}$$

donde:

$R_T$ : distorsión total registrada en el muro (igual a la distorsión de piso);

$\gamma$ : contribución de la deformación por cortante a la distorsión; y

$\theta$ : contribución de la deformación por flexión a la distorsión.

Para medir cada contribución se recurrió a la instrumentación instalada sobre las diagonales de los muros de mampostería (Figs. 2.58 y 2.59). Las deformaciones por corte se pueden evaluar a partir del cambio de longitud de dos diagonales opuestas, mediante la ecuación 3.4 y de acuerdo con la Fig. 3.91:

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2| = \left| \frac{\delta_1}{l_1} \right| + \left| \frac{\delta_2}{l_2} \right| \tag{3.4}$$

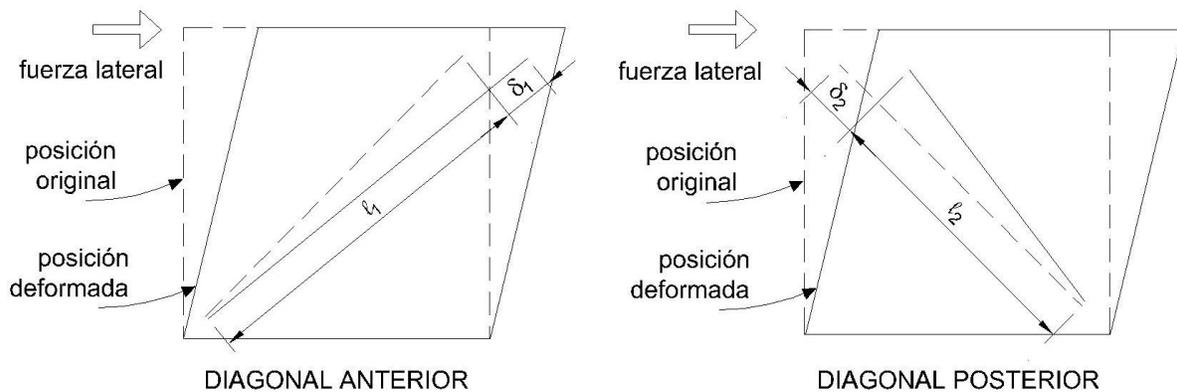


Figura 3.91. Deformación angular de un muro de mampostería

donde:

$\gamma$  es la deformación angular del muro;

$\varepsilon_1$  deformación de la diagonal anterior;

$\varepsilon_2$  deformación de la diagonal posterior;

$\delta_1$  acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior;

$\delta_2$  acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior;

- $l_1$  longitud inicial de la diagonal anterior; y,
- $l_2$  longitud inicial de la diagonal posterior.

Como se observa en las Figs. 2.58 y 2.59, los muros esbeltos de la fachada sur (M15 y M14) fueron instrumentados con dos juegos de transductores colocados a  $45^\circ$  en las porciones inferior y superior del muro, mientras que los muros robustos (M13 y M17), fueron instrumentados con dos transductores dispuestos a lo largo de las diagonales principales.

La componente de deformación por flexión se obtuvo a partir de la ecuación 3.3 restando de la distorsión total, la contribución de las deformaciones angulares medidas en los muros. Se supuso que el valor de distorsión total fue constante en todo el nivel. Siguiendo este criterio, se construyeron las gráficas de las Figs. 3.92 a 3.93, en las que se indica la contribución de cada una de las componentes de deformación (corte y flexión) con respecto a la distorsión total para los muros indicados.

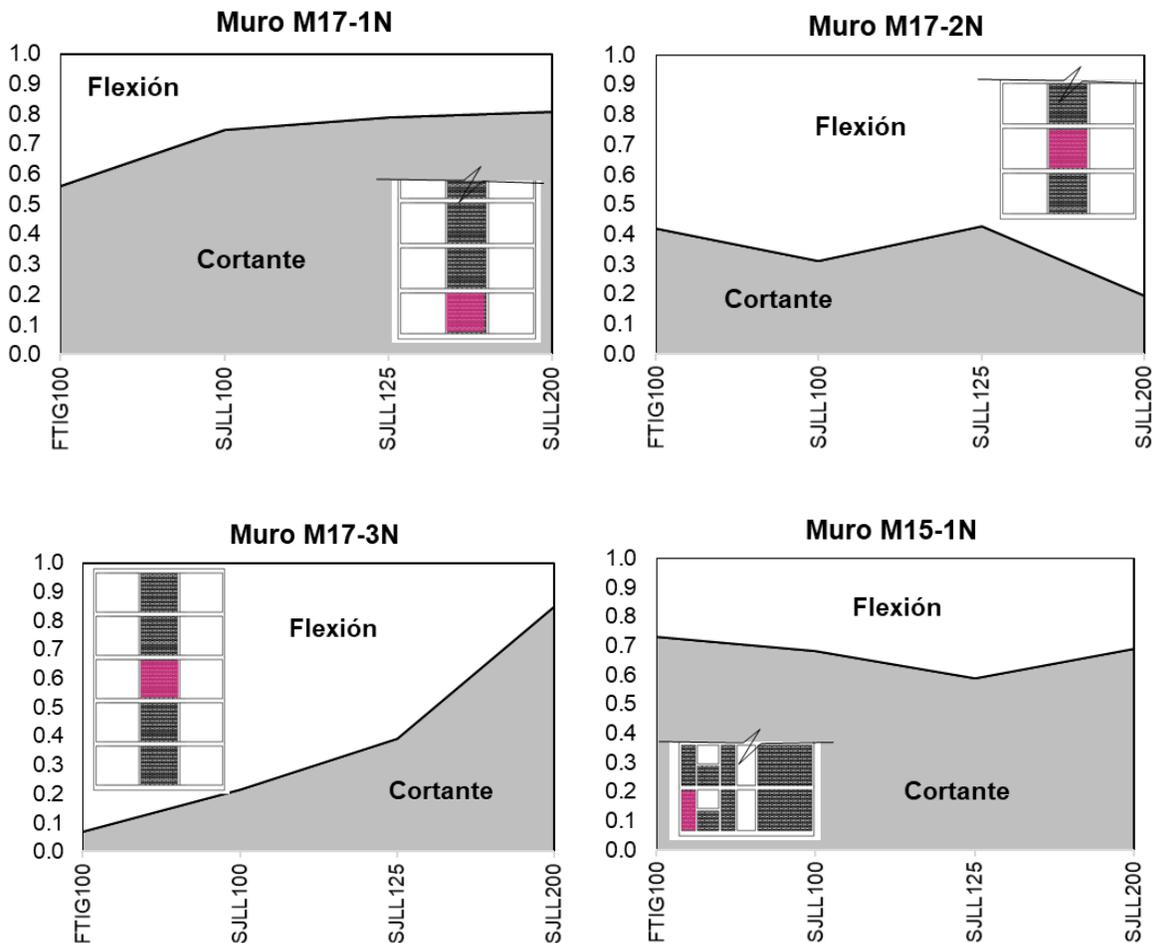


Figura 3.92. Contribución de las deformaciones por cortante y flexión en muros

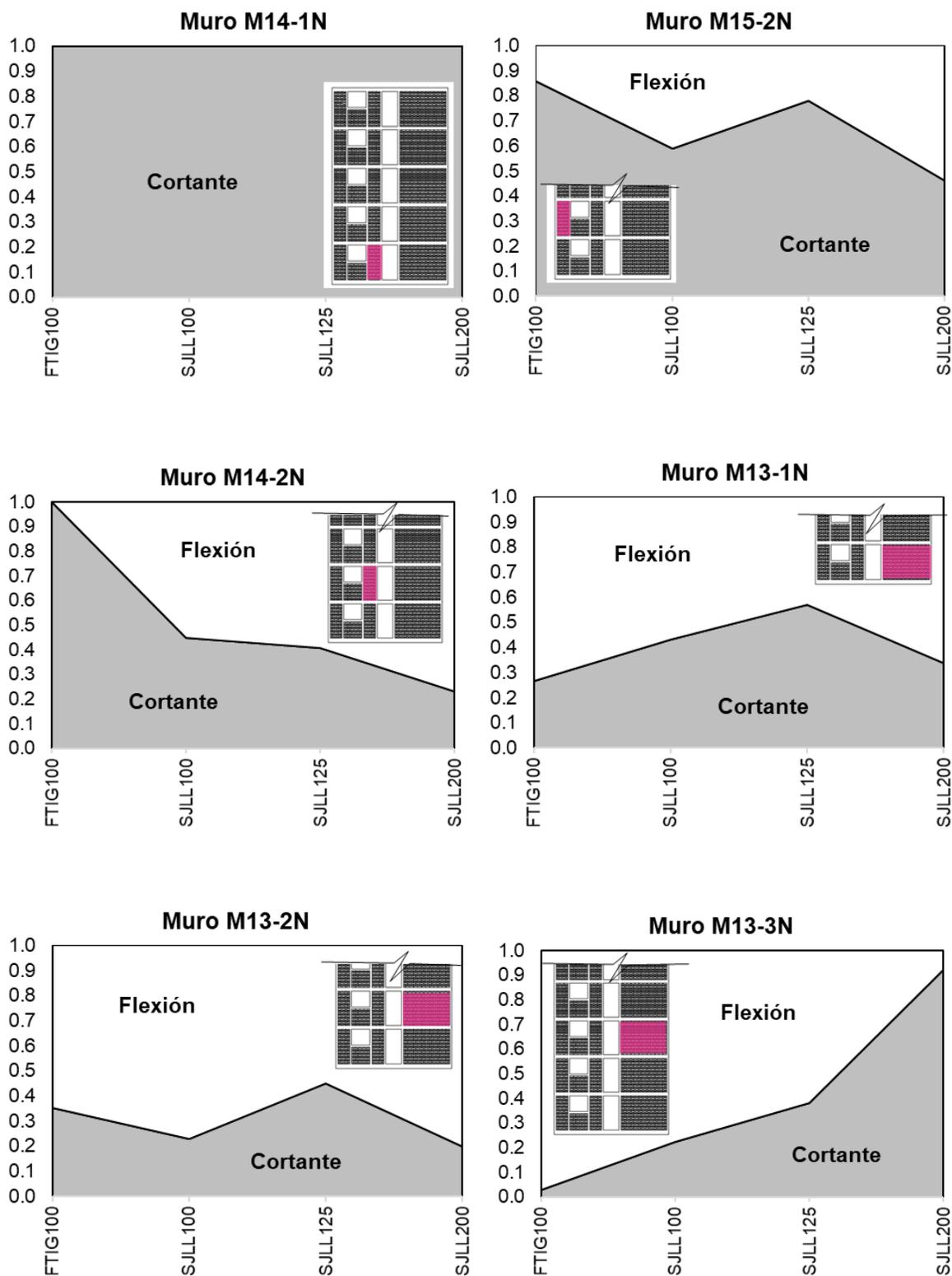


Figura 3.93. Contribución de las deformaciones por cortante y flexión en muros

De las gráficas se puede observar que, para las etapas iniciales, las deformaciones por flexión contribuyeron de forma significativa a las deformaciones totales en comparación con las de cortante, en los muros robustos del tercer nivel (M17-3N y M13-3N). Esto es congruente con el daño observado, ya que las grietas desarrolladas en un inicio fueron por flexión. Para el final de las pruebas, las deformaciones por cortante se incrementaron en función del nivel de distorsión alcanzado. En los muros robustos del primer nivel (M17-1N y M13-1N), por otro lado, dominaron los efectos de cortante. Respecto a los muros esbeltos, (M14 y M15), dominaron las deformaciones por cortante respecto a la deformación total. En los muros esbeltos del segundo nivel las deformaciones por cortante disminuyeron para el final de las pruebas.

3.4.1.10 Capacidad de deformación

La capacidad de deformación de una estructura depende principalmente de la configuración estructural, del detallado de los elementos que la conforman y del tipo de material usado. Un indicador de la capacidad de deformación comúnmente usado es la ductilidad ( $\mu$ ), que se define como el cociente entre cualquier tipo de deformación (rotación, curvatura o desplazamiento) superior al límite elástico y la correspondiente a la fluencia.

En este caso, por simplicidad, se calculó la capacidad de deformación como el cociente entre el desplazamiento último y el correspondiente a la fluencia, expresados como distorsiones del primer piso, según el criterio de ductilidad equivalente de Park (Paulay y Priestley, 1992). De acuerdo con este método, la ductilidad equivalente se obtiene a partir de la curva envolvente cortante basal – distorsión. Para la distorsión última se considera el valor correspondiente a una degradación de la resistencia del 20% y como distorsión de fluencia, la correspondiente a una rigidez inicial secante correspondiente al 75% de la carga de falla, como se muestra en la Fig. 3.94.

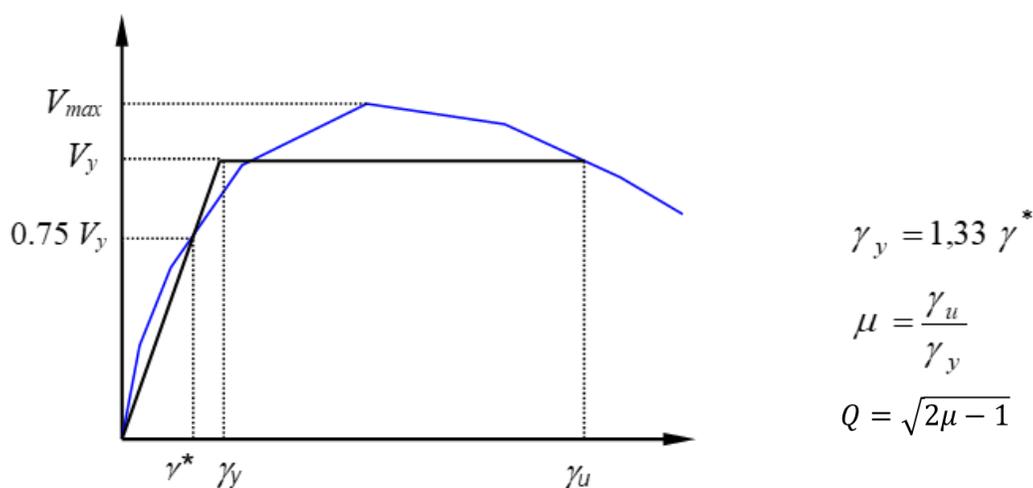


Fig. 3.94. Cálculo de la ductilidad equivalente según el criterio de Park

De acuerdo con el RCDF-2017, en el diseño sísmico de una estructura, la respuesta inelástica se toma en cuenta reduciendo las fuerzas sísmicas de diseño por el factor de comportamiento sísmico (Q). Este factor toma en cuenta la ductilidad y la degradación de las estructuras, y depende principalmente de la configuración estructural, del periodo de vibración y de los materiales. Para el caso de estructuras de mampostería confinada de piezas macizas el valor es Q=2. El factor de comportamiento sísmico depende, además de la ductilidad, de la capacidad de disipación de energía histerética, por lo tanto, una forma

aproximada de obtener este parámetro a partir de la ductilidad calculada es con la ecuación 3.5, que puede usarse para estructuras de periodo corto (Newmark y Hall, 1982).

$$Q = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.5)$$

En la Tabla 3.18 se muestran los valores calculados de ductilidad para la envolvente de los ciclos positivos y negativos del primer nivel para el modelo de cinco niveles (M5). Por motivos de comparación, se han incluido los valores obtenidos de los modelos de uno, dos y tres pisos (M1N, M2N y M3N).

*Tabla 3.18 Ductilidad equivalente y factor de comportamiento sísmico para primer nivel*

Modelo	ciclos	$V_y$ (t)	$\gamma^*$ (%)	$\gamma_y$ (%)	$\gamma_u$ (%)	$\mu$	Q
M5N	(+)	14.66	0.067	0.089	0.470	5.28	3.09
	(-)	15.72	0.072	0.096	0.700	7.29	3.69
M3N	(+)	24.60	0.120	0.160	0.398	2.49	2.00
	(-)	25.54	0.140	0.186	0.750	4.03	2.66
M2N	(+)	23.10	0.130	0.170	1.170	7.04	3.62
	(-)	26.28	0.120	0.160	1.300	8.13	3.91
M1N	(+)	23.63	0.280	0.370	1.640	4.38	2.79
	(-)	25.61	0.330	0.440	1.620	3.67	2.52

Como se puede observar en la Tabla 3.18, existe una diferencia en los valores calculados de ductilidad. Esto se debe a la asimetría en las envolventes de respuesta para ciclos positivos y negativos, originadas por el efecto de las deformaciones permanentes y porque los registros no son simétricos. Los valores calculados son comparables entre los diferentes especímenes. El factor de comportamiento sísmico (Q), especificado como 2, en las NTC-M (2017) resulta adecuado, si se espera que las deformaciones por corte se concentren en la planta baja y den lugar a la formación de entrepisos débiles, aunque en este caso el daño se concentró en la mitad de la altura del modelo. El factor de comportamiento sísmico del M3N fue menor al del M5N debido a que se trató de un modelo modificado al que se le demolieron muros en la planta baja para tener menor densidad de muros (ver Arias, 2005).

#### 3.4.1.11 Energía disipada

Los eventos sísmicos intensos liberan grandes cantidades de energía. Las estructuras deben ser capaces de absorber la energía cinemática y de deformación elástica, así como

de disipar otra parte de la energía a través de la histéresis y mecanismos como el amortiguamiento viscoso y plástico. Esto, con el fin de que la estructura no sufra daños considerables ni colapso durante un evento sísmico (Oviedo y Duque, 2006).

La cuantificación de la energía que una estructura es capaz de disipar mediante comportamiento inelástico es importante desde el punto de vista de desempeño sísmico. Para cuantificar la energía se recurre al concepto de energía de deformación, que consiste en el trabajo que se requiere para que una fuerza desplace el cuerpo sobre el que actúa. Una parte de la energía se almacena en el sistema y la otra se disipa por los efectos del agrietamiento y por las deformaciones permanentes.

La energía disipada se obtiene a partir de la curva histerética carga lateral - desplazamiento, como el área encerrada por los lazos histeréticos, como se muestra en la Fig. 3.95.

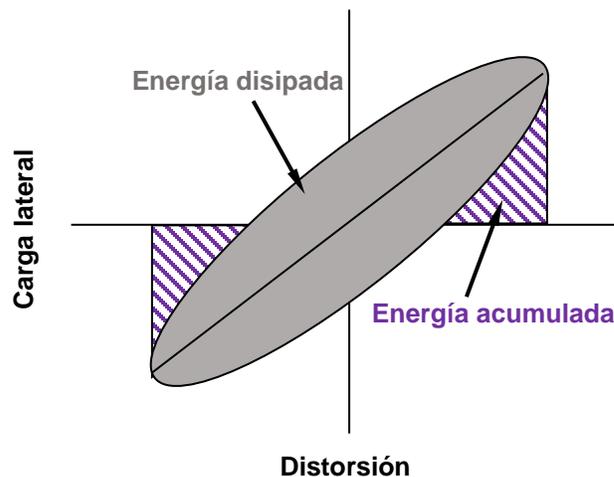


Fig. 3.95. Definición de energía almacenada y energía disipada

Para los fines de este trabajo, se determinó la energía disipada acumulada durante los diferentes ensayos, a partir de las curvas histeréticas cortante basal – desplazamiento relativo del primer nivel. En la Fig. 3.96 se muestran los resultados obtenidos. Como se puede observar, la relación entre la distorsión y la energía disipada sugiere un modelo trilineal, donde los puntos de quiebre coinciden aproximadamente con los estados límite. Antes del primer agrietamiento se disipó muy poca energía, ya que la mayor parte fue absorbida por el sistema a través de deformaciones elásticas. Una vez que se presentaron los primeros agrietamientos inclinados en el primer nivel, la energía disipada incrementó hasta alcanzar la resistencia. A partir de ese momento, continuó incrementando la energía

disipada, aun cuando los muros del primero, segundo y tercer nivel ya presentaban concentración de daño.

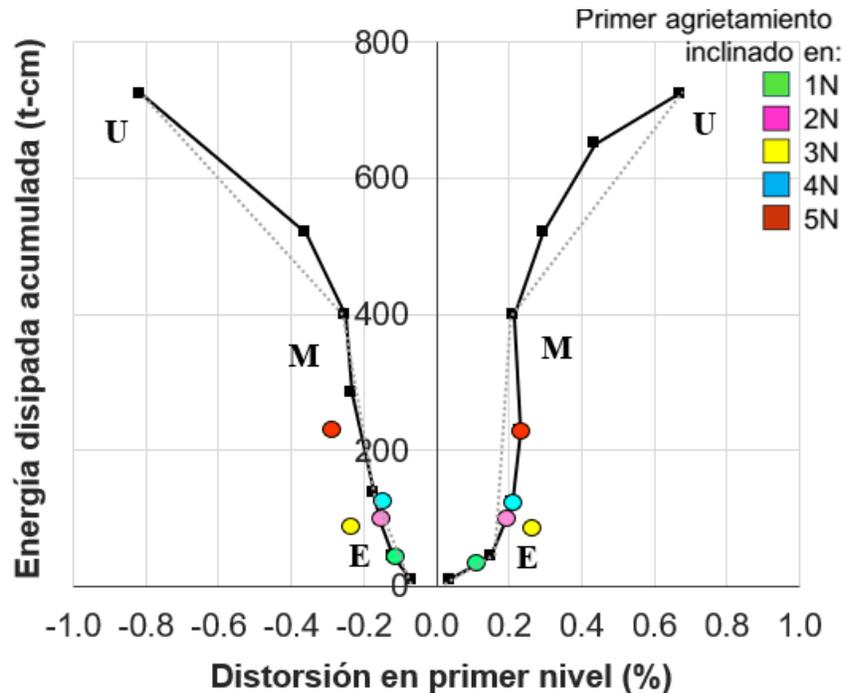


Fig. 3.96. Energía disipada acumulada durante los diferentes ensayos

La disipación de energía en el modelo se asoció directamente con la aparición y distribución del agrietamiento, con la fricción que se desarrolló en la entrecara de las grietas, con el deslizamiento relativo de los segmentos de mampostería delimitados por grietas, con el doblez del refuerzo de los castillos a grandes distorsiones y con las deformaciones permanentes del espécimen.

#### 3.4.1.12 Torsión

El modelo fue diseñado y construido para minimizar las deformaciones de torsión. No obstante, debido a diferencias en la rigidez y resistencia de los muros y en los movimientos de la mesa a lo largo de los ejes A y C, es posible que el modelo experimentara deformaciones de torsión. Para cuantificar la respuesta del modelo en torsión, se obtuvieron los momentos torsionantes por piso. Para ello, se calcularon las aceleraciones rotacionales ( $a_{\theta}$ ) como la diferencia entre las señales de aceleraciones longitudinales registradas en los extremos de cada losa (sobre los ejes A y C), divididas por la distancia entre los acelerómetros (Chopra, 2001). Por otro lado, la masa rotacional (J) se calculó como el

producto de la masa y el momento polar de inercia. En la Fig. 3.97 se muestra un esquema con los parámetros que intervinieron en el cálculo de la torsión de piso.

En la Tabla 3.19 se muestran los resultados obtenidos durante el programa de pruebas.

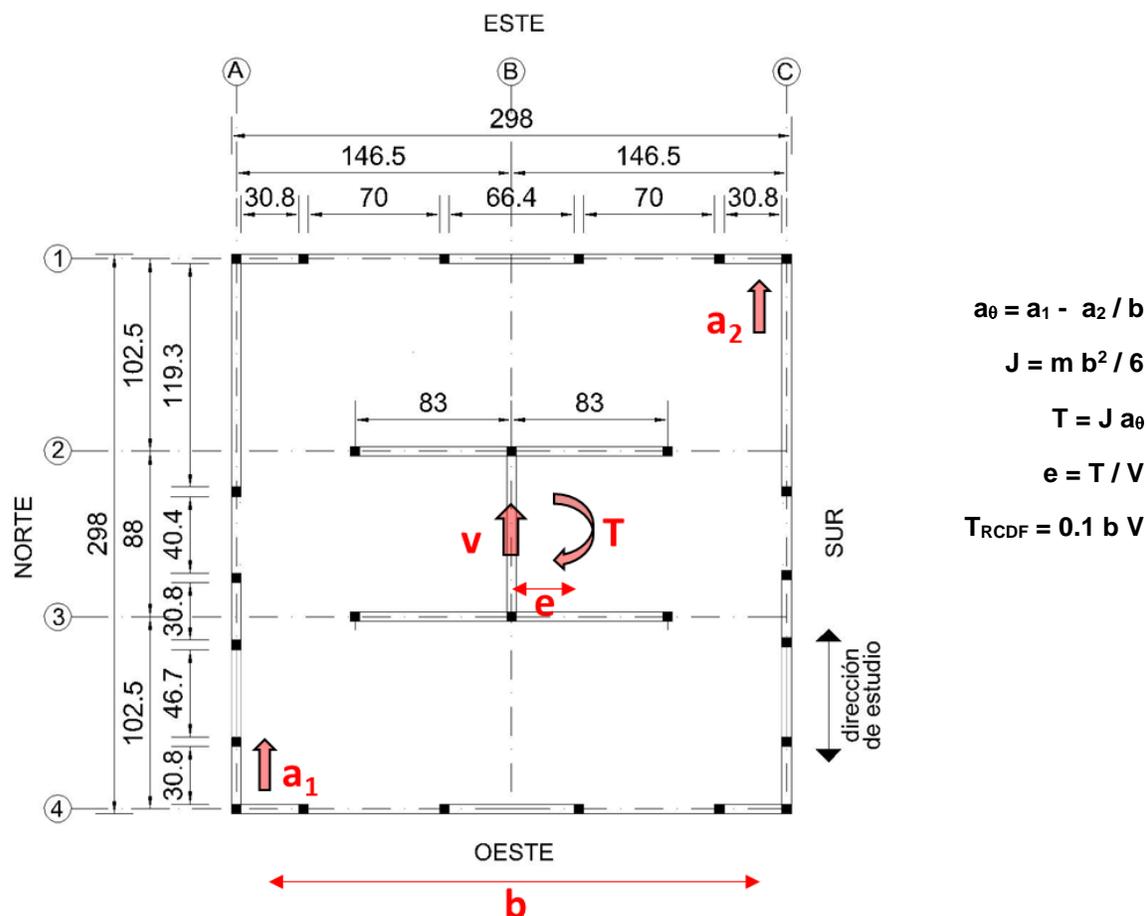


Fig. 3.97. Parámetros empleados para medir la torsión de piso

Por motivos de comparación, se ha incluido en la Tabla 3.19 la torsión accidental especificada en las NTC-S del RCDF-2017, la cual corresponde a la fuerza cortante de entrepiso en la dirección longitudinal, actuando con una excentricidad medida desde el centro de cortante teórico, igual al 10% del ancho de la planta perpendicular al movimiento.

En las Figs. 3.98 y 3.99 se muestran gráficamente las excentricidades registradas en el primer, tercer y quinto nivel, así como la excentricidad especificada en el RCDF-2017 que corresponde al 10% de la longitud de la planta en dirección perpendicular a la fuerza cortante aplicada. Como se puede observar, las mayores excentricidades se registraron en el tercer nivel, donde también se concentró la torsión máxima de piso, y superaron las

especificadas en la norma mexicana vigente. Esto es consistente con la distribución de fuerzas y desplazamientos en la altura, como se comentó en las secciones 3.4.1.3 y 3.4.1.8. Como se señaló, la respuesta máxima de torsión ocurrió cuando se aplicaron los registros DIANA a distintas intensidades. Con los registros SJLL las torsiones fueron menores.

Tabla 3.19 Torsión registrada durante los ensayos

Ensayo	Nivel	T (t-m)		V (t)		T <sub>RCDF</sub> (t-m)		e (m)	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
SLU 100%	1	1.63	-1.60	5.86	-4.78	1.68	-1.37	0.28	0.33
	3	0.16	-0.63	2.06	-3.65	0.59	-1.05	0.08	0.17
	5	-1.41	1.91	3.78	-4.81	1.09	-1.38	-0.37	-0.40
FTIG 100%	1	1.04	-1.19	5.72	-4.87	1.64	-1.40	0.18	0.24
	3	-0.21	-0.31	1.65	-2.07	0.47	-0.60	-0.13	0.15
	5	-1.13	0.61	2.93	-4.19	0.84	-1.20	-0.39	-0.15
SJLL 60%	1	1.17	-0.50	4.86	-5.65	1.40	-1.62	0.24	0.09
	3	-0.12	0.95	3.03	-0.95	0.87	-0.27	-0.04	-0.99
	5	-1.80	1.66	2.28	-3.80	0.65	-1.09	-0.79	-0.44
SJLL 100%	1	0.46	-0.03	6.53	-7.78	1.87	-2.23	0.07	0.00
	3	-0.50	-0.22	3.65	-0.93	1.05	-0.27	-0.14	0.23
	5	-1.37	1.02	2.67	-4.73	0.77	-1.36	-0.51	-0.22
DIANA 100%	1	0.36	-0.69	2.54	-2.34	0.73	-0.67	0.14	0.29
	3	0.67	-1.20	-0.59	1.42	-0.17	0.41	-1.13	-0.84
	5	-0.39	-0.72	2.01	-3.47	0.58	-1.00	-0.19	0.21
DIANA 125%	1	-0.81	-0.90	3.66	-2.69	1.05	-0.77	-0.22	0.33
	3	-0.07	-1.23	0.08	1.55	0.02	0.45	-0.93	-0.79
	5	1.32	-0.72	5.54	-3.09	1.59	-0.89	0.24	0.23
DIANA 150%	1	-0.69	-1.27	3.84	-3.44	1.10	-0.99	-0.18	0.37
	3	-0.25	-0.96	0.19	0.69	0.06	0.20	-1.30	-1.39
	5	0.80	0.62	5.64	-1.33	1.62	-0.38	0.14	-0.47
SJLL 125%	1	-0.86	0.87	7.67	-8.11	2.20	-2.33	-0.11	-0.11
	3	0.34	-0.50	2.11	-1.15	0.61	-0.33	0.16	0.44
	5	1.04	-0.16	5.31	-4.47	1.52	-1.28	0.20	0.04
DIANA' 100%	1	-0.77	-1.19	3.37	-2.38	0.97	-0.68	-0.23	0.50
	3	-0.28	-0.86	1.08	-0.64	0.31	-0.18	-0.26	1.33
	5	1.02	0.56	3.82	-0.81	1.10	-0.23	0.27	-0.69
DIANA' 125%	1	-0.77	-1.44	3.89	-3.41	1.12	-0.98	-0.20	0.42
	3	-0.21	-1.16	0.50	-1.21	0.14	-0.35	-0.42	0.95
	5	0.41	0.83	3.96	-1.00	1.14	-0.29	0.10	-0.83
DIANA' 150%	1	-0.95	-1.81	4.46	-4.36	1.28	-1.25	-0.21	0.41
	3	-0.23	-1.01	1.39	-1.78	0.40	-0.51	-0.17	0.57
	5	0.55	1.10	4.51	-1.18	1.29	-0.34	0.12	-0.93
SJLL' 125%	1	0.69	1.03	7.30	-8.11	2.10	-2.33	0.10	-0.13
	3	1.22	-0.17	-1.20	-1.23	-0.34	-0.35	-1.02	0.14
	5	-0.44	-0.65	3.18	-4.12	0.91	-1.18	-0.14	0.16
SJLL' 150%	1	0.61	1.05	8.17	-8.56	2.34	-2.46	0.07	-0.12
	3	1.29	0.43	-1.07	-1.33	-0.31	-0.38	-1.21	-0.32
	5	-0.18	-1.21	3.79	-4.02	1.09	-1.15	-0.05	0.30
SJLL' 175%	1	-1.25	0.54	8.52	-8.74	2.44	-2.51	-0.15	-0.06
	3	0.06	0.71	-0.05	0.41	-0.01	0.12	-1.33	1.75
	5	1.88	-1.11	6.46	-2.96	1.85	-0.85	0.29	0.38
SJLL' 200%	1	-0.12	-0.12	8.76	-8.55	2.52	-2.45	-0.01	0.01
	3	0.67	0.01	0.60	1.41	0.17	0.40	1.10	0.01
	5	1.59	0.17	5.21	-1.04	1.49	-0.30	0.31	-0.17

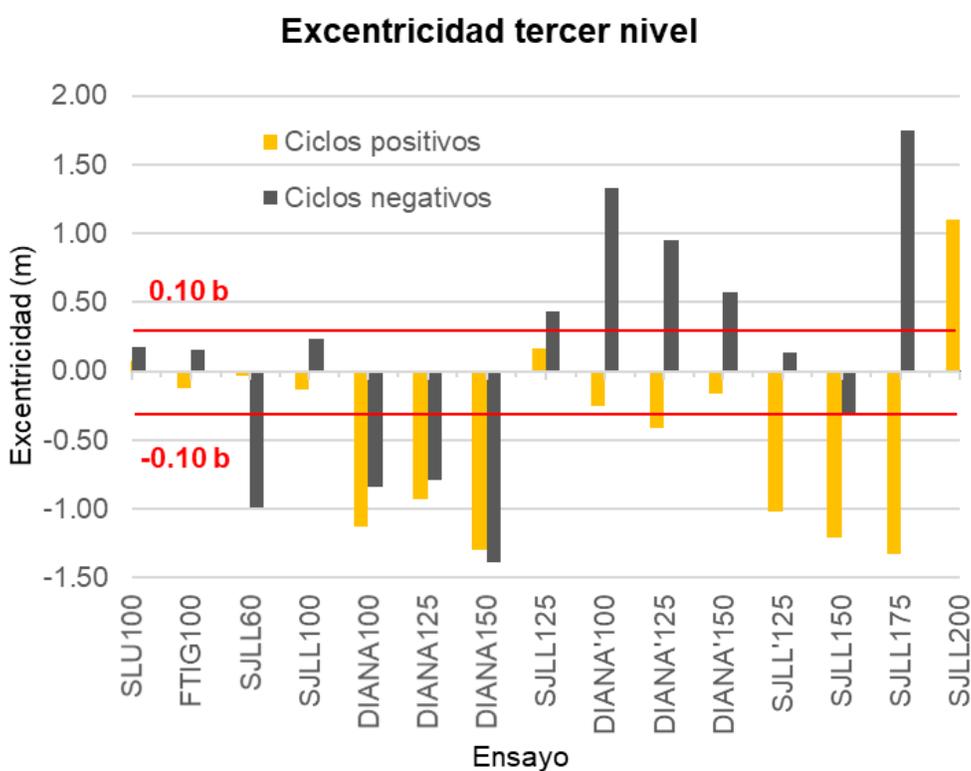
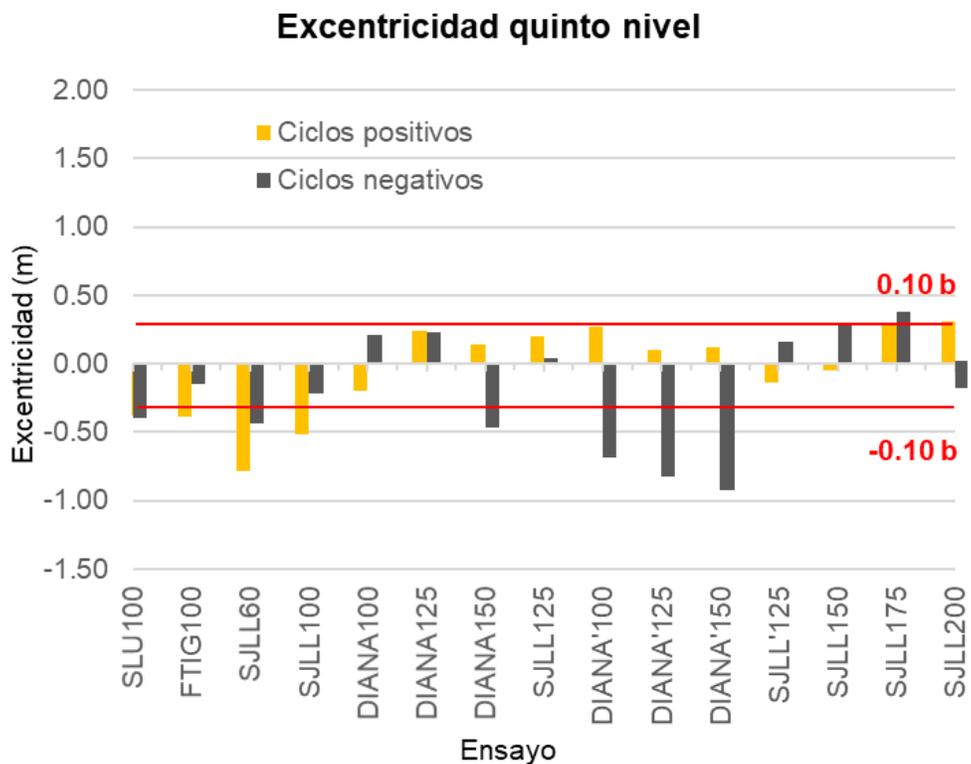


Fig. 3.98. Excentricidad registrada durante los ensayos

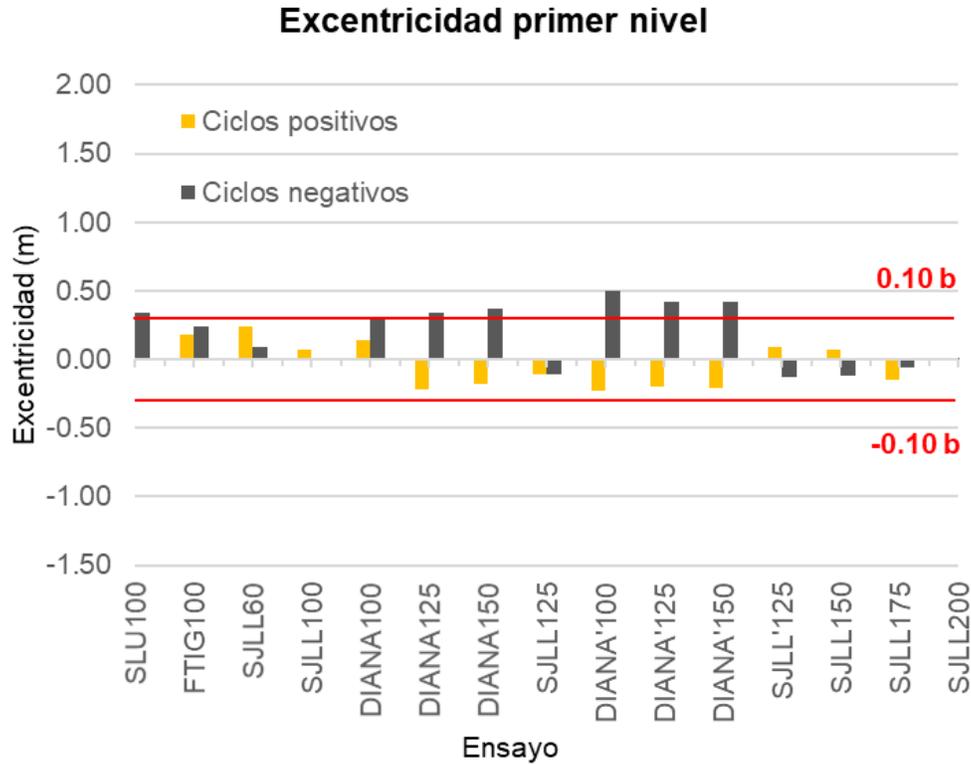


Fig. 3.99. Excentricidad registrada durante los ensayos

En las Figs. 3.100 y 3.101 se muestran gráficamente las torsiones medidas en el primer, tercer y quinto nivel, así como la torsión de piso de acuerdo con el RCDF-2017, calculada como el producto entre el cortante de piso y el 10% de la longitud perpendicular a la dirección de la fuerza cortante. Como se puede observar, la torsión registrada en el tercer nivel superó la esperada del reglamento.

A pesar de que la configuración en planta del modelo era simétrica, se observó un incremento en la magnitud de la torsión con la intensidad sísmica. Los muros de las fachadas A y C se agrietaron de forma distinta y para el final de las pruebas la torsión fue mayor.

Los valores de torsión de la Tabla 3.19 corresponden al mismo instante de tiempo cuando se presentó el máximo cortante basal, ya que cuando se graficaron las historias de excentricidad para cada ensaye, se observó que los valores máximos de excentricidad corresponden a combinaciones de torsión y cortante basal muy bajos, que ocurren incluso fuera de la fase intensa del movimiento sísmico.

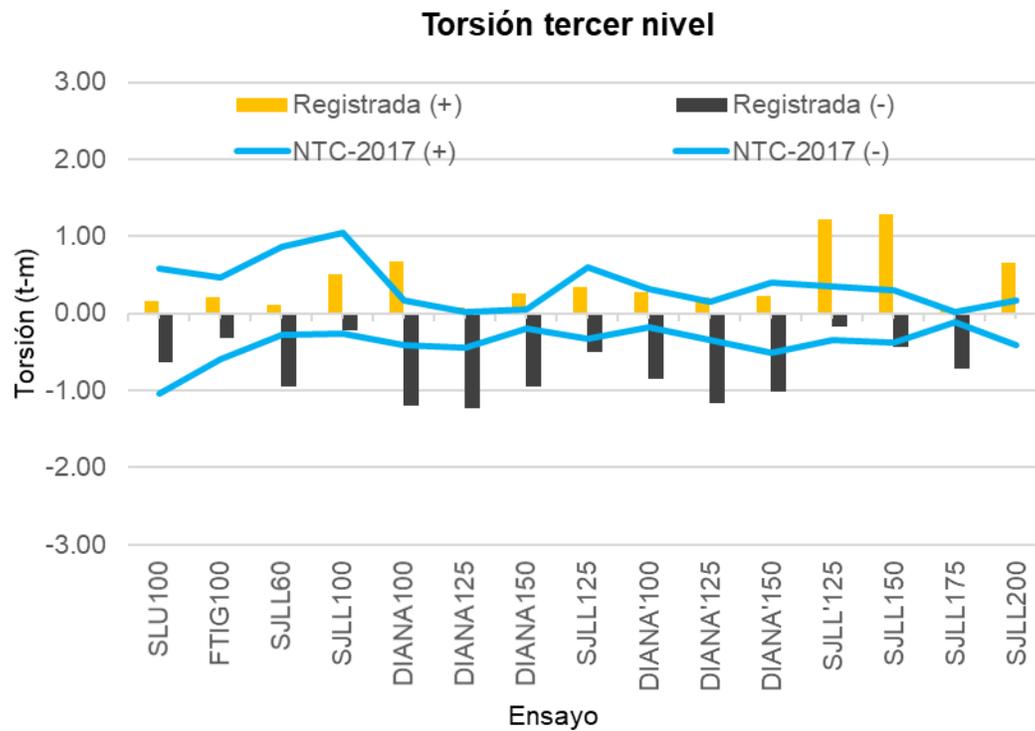
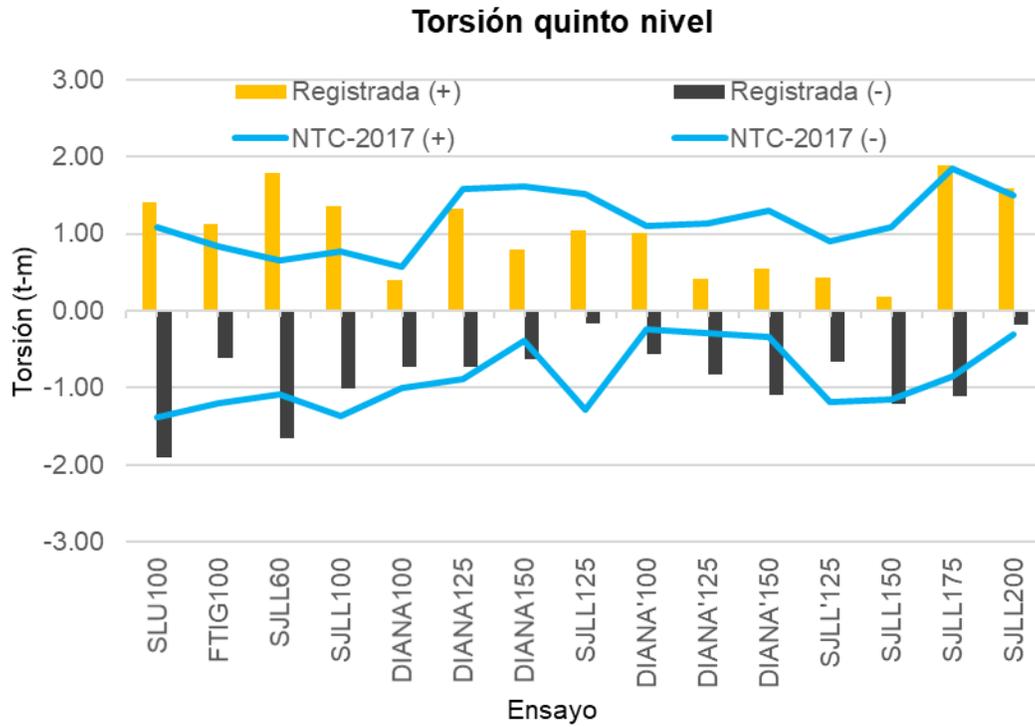


Fig. 3.100. Torsión registrada durante los ensayos

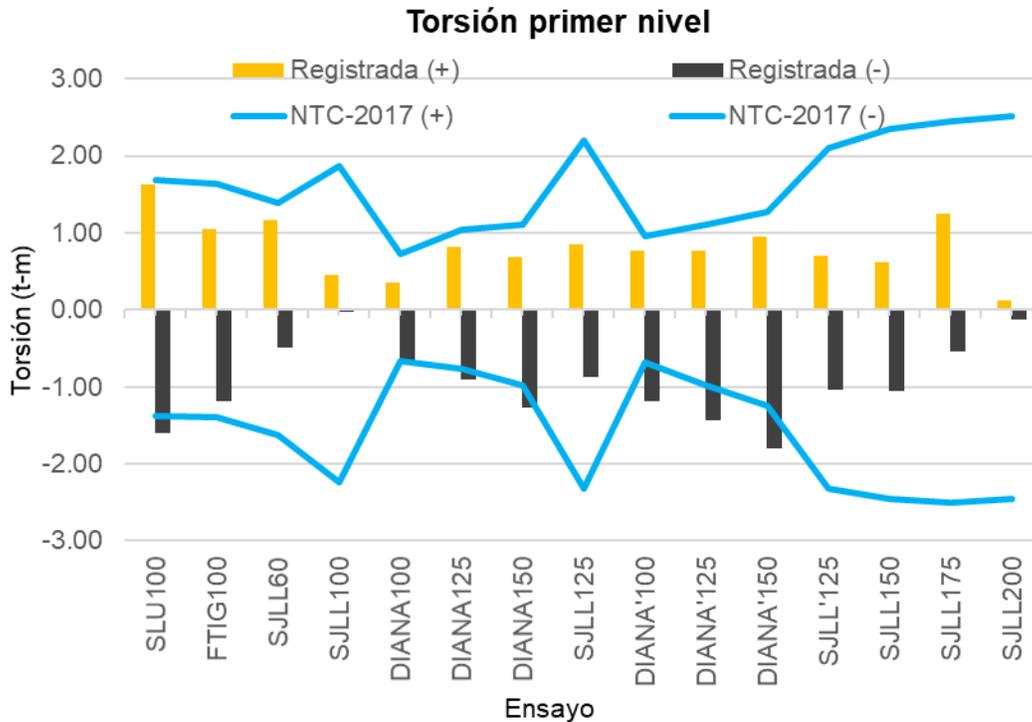


Fig. 3.101. Torsión registrada durante los ensayos

Con el fin de comparar las excentricidades que se midieron en el primer nivel para los diferentes prototipos, se presentan en las Figs. 3.102 y 3.103 los resultados calculados a partir de los datos experimentales de los modelos de dos, tres y cinco pisos (M2, M3 y M5).

Para los modelos de dos y tres pisos es evidente que el valor de la excentricidad teórica (10% b), especificado por el RCDF para configuraciones simétricas, resulta adecuado para estructuras de mampostería confinada, aún para estados avanzados del daño, donde el agrietamiento y la degradación de rigidez y resistencia no uniforme entre los diferentes muros, da lugar a efectos considerables de torsión. Sin embargo, los valores de excentricidad en el modelo de cinco niveles excedieron los teóricos principalmente durante los sismos DIANA. Estos resultados son congruentes con los obtenidos de los desplazamientos de piso normalizados mostrados en la Fig. 3.63, donde se observa que los registros DIANA provocaron torsión significativa.

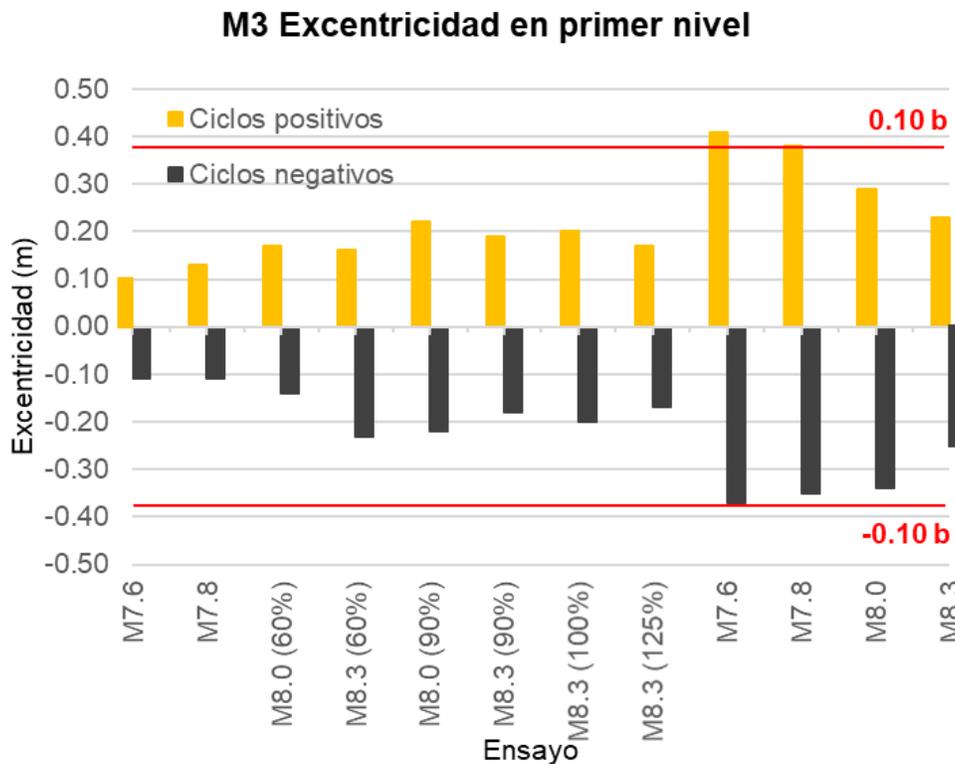
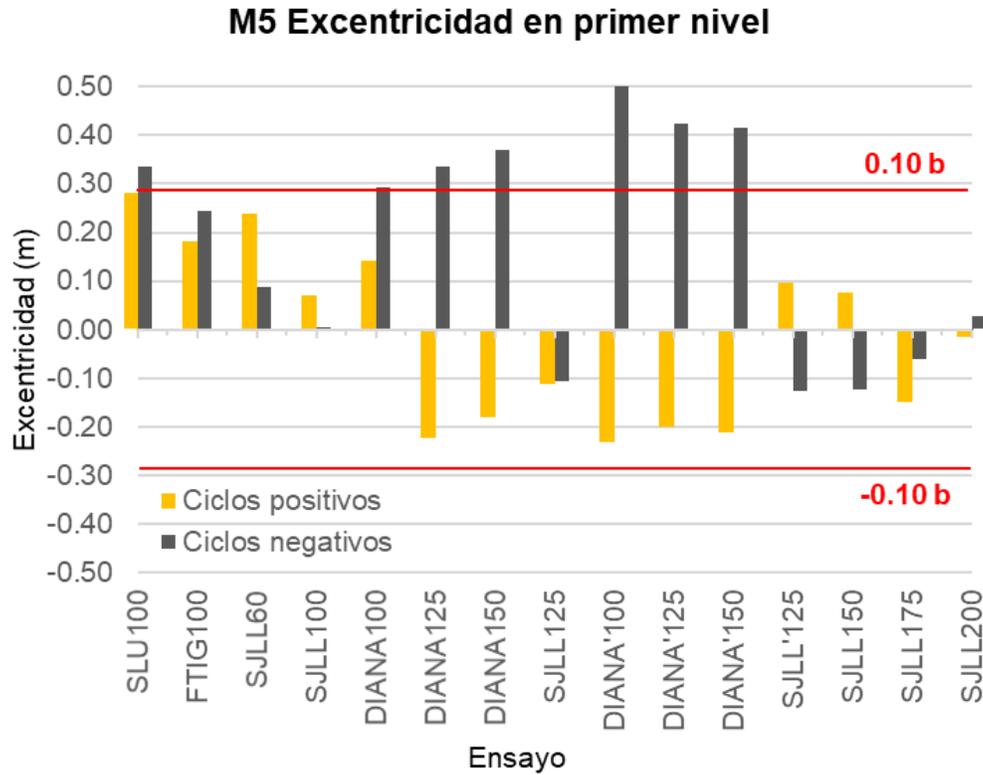


Fig. 3.102. Variación de la excentricidad del primer nivel en los modelos de cinco y tres pisos

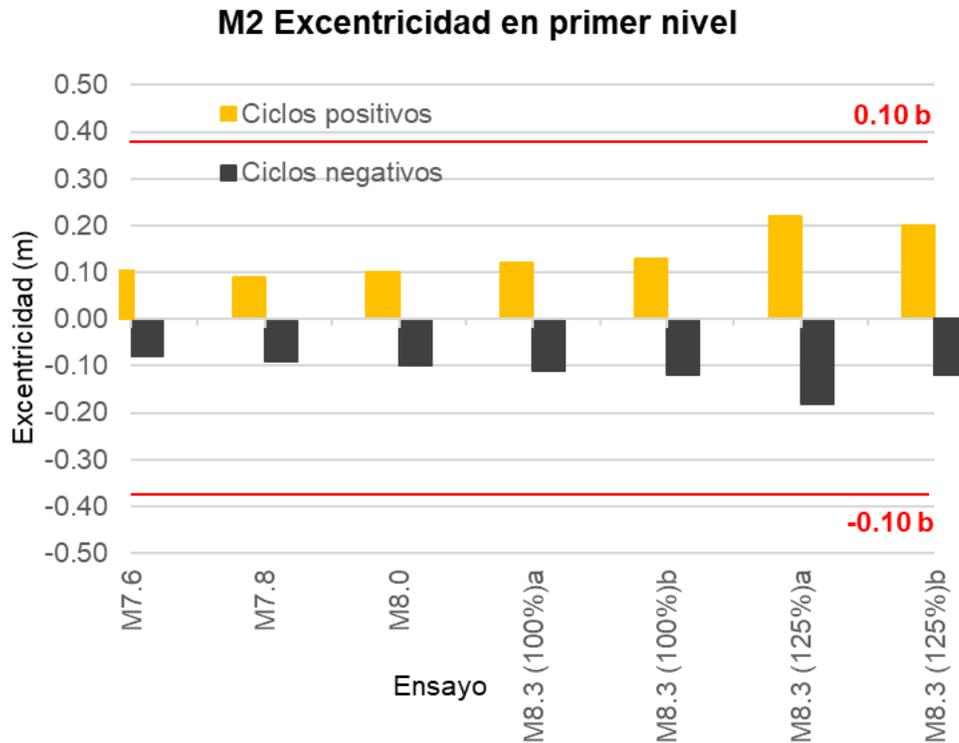


Fig. 3.103. Variación de la excentricidad del primer nivel en el modelo de dos pisos

### 3.4.2 Información proveniente de instrumentación interna

#### 3.4.2.1 Deformaciones en acero de refuerzo

Con el objetivo de estudiar el comportamiento de los elementos de confinamiento ante las deformaciones impuestas por las excitaciones sísmicas, se analizaron las curvas histeréticas cortante basal – deformación, a partir de los registros de los deformímetros eléctricos adheridos en el acero de refuerzo.

En las Figs. 2.64 y 2.65 se muestra la distribución de los sensores en los diferentes elementos estructurales. Como se explicó de la sección 2.8.2, los transductores de deformación se adherieron a las barras longitudinales y transversales de castillos y dalas en las zonas donde se esperaba la concentración de deformaciones inelásticas.

Como se puede observar en la Tabla 2.7, a partir de los ensayos de tensión realizados en probetas representativas, se determinó que las deformaciones de fluencia fueron de 0.0119 y 0.0047 para las barras de 5/32" (3.97 mm) y de 5/48" (2.65 mm), respectivamente. Estas

deformaciones unitarias se obtuvieron con el criterio de “secante al origen” aplicable a casos que no tienen definido el límite de fluencia (ver Fig. 2.25).

La nomenclatura y ubicación de los transductores de deformación se muestra en las Figs. 3.104 y 3.105. Del total de los 34 sensores empleados, sólo dos de ellos colocados en la planta baja registraron deformaciones unitarias mayores que 0.002, durante el último registro SJLL 200%. En la Tabla 3.20 se resumen las deformaciones unitarias máximas obtenidas durante los tres estados límite (elástico, resistencia y último). Si se comparan los niveles de deformación registrados con los medidos en las pruebas de tensión monótona, se concluye que todos los transductores de deformación permanecieron en el intervalo de comportamiento elástico lineal.

Congruente con el estado de daño presentado en el modelo, las mayores deformaciones se concentraron en los extremos superior e inferior de los castillos del primer nivel. Si bien ningún sensor registró deformaciones superiores a las de fluencia, las deformaciones más altas se presentaron en el instante en que las grietas diagonales de los muros penetraron en los extremos de castillos, provocando el plegamiento de las barras longitudinales (sismo SJLL 200%). El mecanismo resistente fue resultado del efecto de dovela, más que un efecto de flexión. Los sensores ubicados en el refuerzo de las dalas tampoco registraron deformaciones de fluencia. Como se observa en la Tabla 3.20, las deformaciones más pequeñas pertenecieron a las dalas de las ventanas del primer nivel, mientras que las mayores se registraron en la dala de la puerta.

De los resultados obtenidos se concluye que, las deformaciones en el acero de refuerzo transversal fueron en promedio del orden del 10% de las deformaciones registradas en el acero longitudinal, por lo que permanecieron en el intervalo de comportamiento elástico lineal. En las Figs. 3.104 y 3.105 se presentan las curvas histeréticas en términos de cortante basal – deformación unitaria para los castillos más demandados durante el sismo SJLL 200%.

Tabla 3.20 Deformaciones unitarias máximas registradas en el acero de refuerzo

Elemento	Tipo de refuerzo <sup>1</sup>	Sensor	Elástico	Máximo		Último
			FTIG 100%	SJLL 100%	SJLL 125%	SJLL 200%
Eje B: castillos en desplante de muros de 1N	T	1	0.030	0.055	0.055	0.067
	L	2	0.302	0.663	0.581	0.557
	T	3	0.012	0.015	0.031	0.047
	L	4	0.192	0.595	0.413	0.810
Eje C: castillos en desplante de muros de 1N	T	5	0.008	0.032	0.063	0.063
	L	6	0.318	0.708	0.451	<b>3.171</b>
	T	7	0.016	0.022	0.019	0.034
	L	8	0.322	1.019	0.917	0.690
	T	9	0.037	0.095	0.207	0.316
	L	10	0.375	0.599	0.508	1.812
	T	11	0.022	0.078	0.082	0.058
Dala de ventana 1N	L	14	0.032	0.027	0.026	0.012
	L	16	0.033	0.045	0.036	0.026
Castillos 1N en extremos de ventana	L	13	0.080	0.428	0.466	0.614
	T	15	0.006	0.021	0.014	0.027
	T	17	0.013	0.030	0.018	0.030
Eje B: castillos 2N	T	19	0.007	0.060	0.046	0.046
	L	20	0.092	0.570	0.477	0.369
Eje C: castillos en extremo superior 1N	L	21	0.201	0.612	0.558	0.618
	L	24	0.125	0.313	0.247	1.389
	L	25	0.133	0.549	0.613	0.982
	L	30	0.151	0.621	0.648	<b>2.216</b>
	L	34	0.271	0.866	0.506	0.365
Dala de puerta 1N	L	26	0.326	0.509	0.340	0.245
	L	28	0.287	0.681	0.319	0.275
Eje C: castillos en desplante de muros de 2N	T	22	0.021	0.041	0.033	0.065
	L	23	0.081	0.154	0.137	0.715
	L	27	0.070	0.167	0.101	0.177
	T	32	0.006	0.040	0.051	0.118
	L	33	0.067	0.307	0.219	0.260

Todos los valores de la tabla están expresados en 1E-3 mm/mm

<sup>1</sup> **L** hace referencia al refuerzo longitudinal y **T** hace referencia al refuerzo transversal.

Los sensores 18 y 29 se dañaron, por lo que no se obtuvo señal.

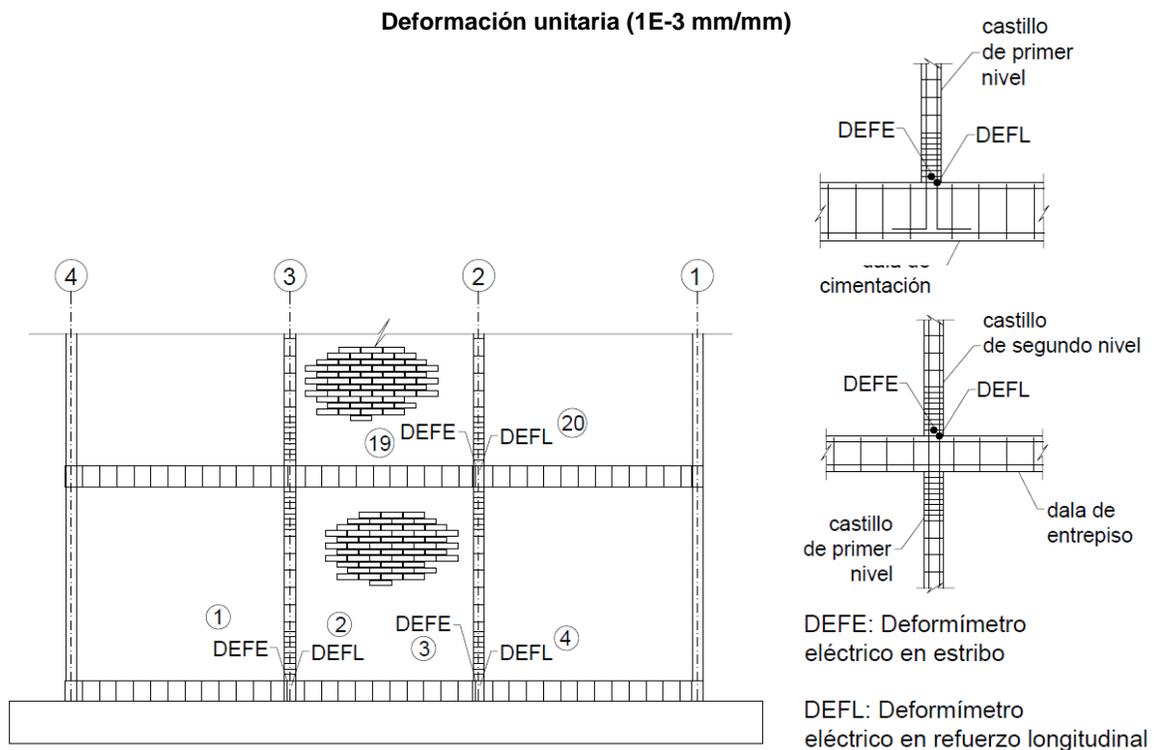
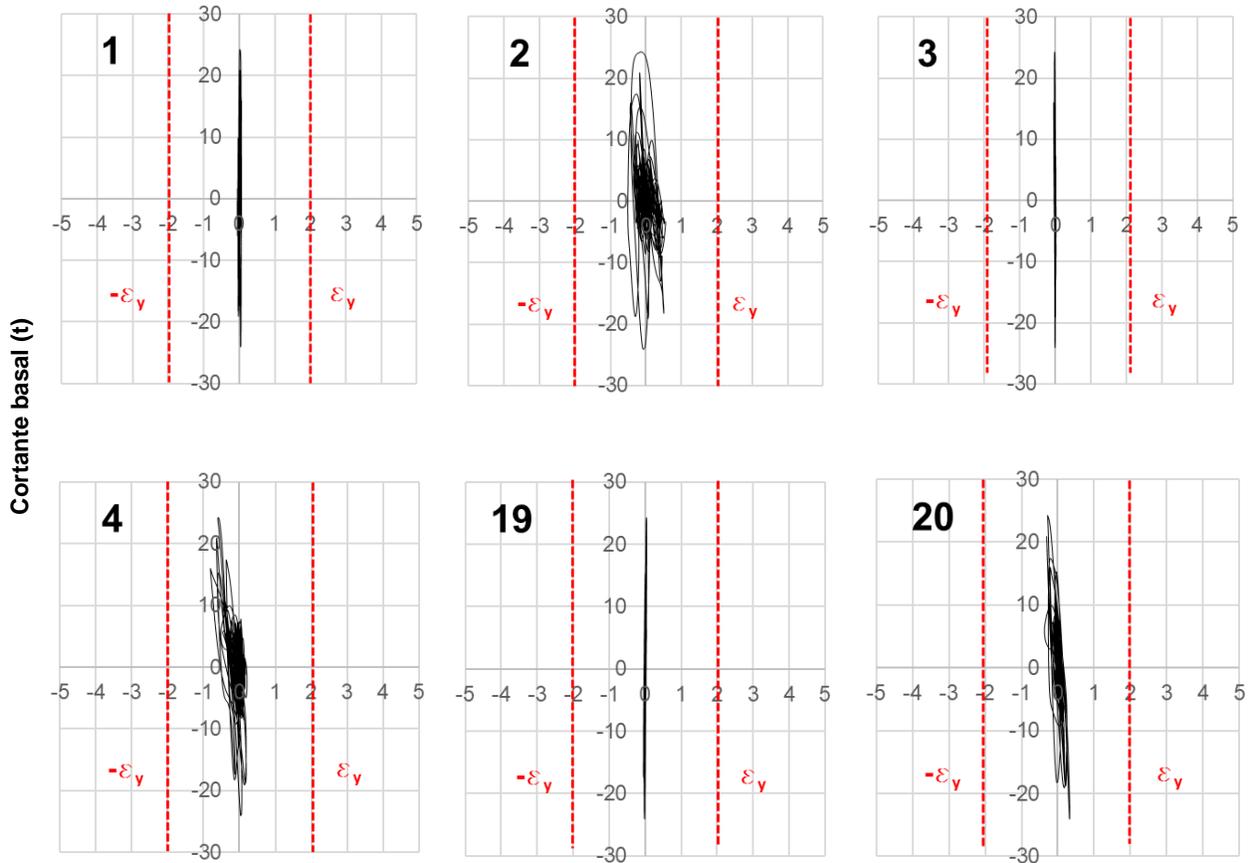


Fig. 3.104. Deformaciones máximas en castillos de Eje B

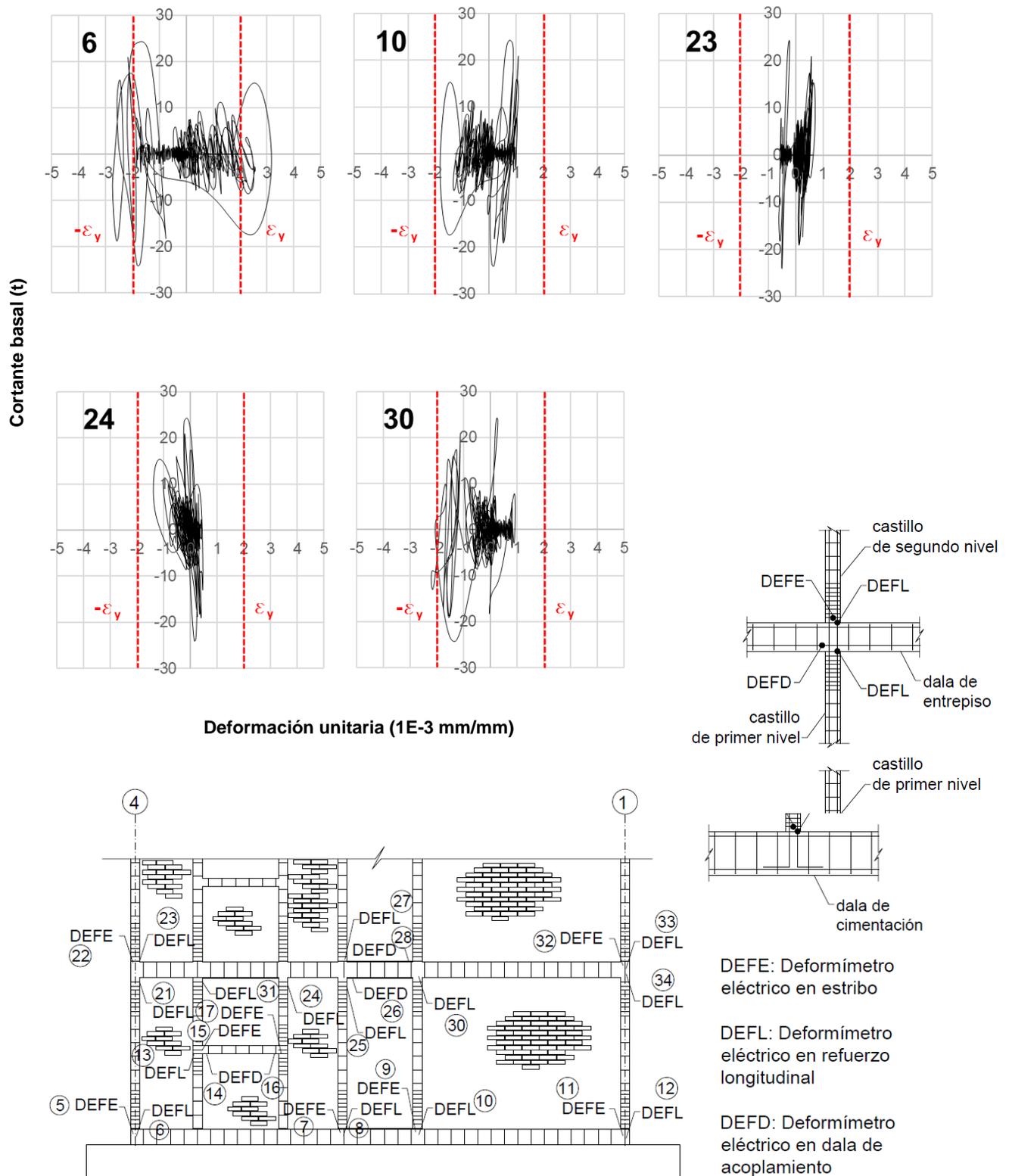


Fig. 3.105. Deformaciones máximas en castillos de Eje C

### 3.5 Propiedades dinámicas del modelo

#### 3.5.1 Degradación de rigidez

Las estructuras de mampostería se caracterizan por su elevada rigidez inicial, sin embargo, una vez que ocurre el primer agrietamiento se presenta una reducción importante de la rigidez (60 ó 70% del valor inicial). De acuerdo con investigaciones encaminadas a estudiar las características de la respuesta histerética de estructuras de mampostería, al representar la rigidez pico a pico se ha notado que la degradación sigue una distribución hiperbólica, con una tasa alta de degradación para distorsiones de hasta 0.50%, para las cuales la rigidez remanente es del orden del 10% de la rigidez inicial no agrietada (Flores, 1995).

Se usó el concepto de rigidez de ciclo para las curvas histeréticas cortante basal-distorsión para estudiar el deterioro de la rigidez equivalente del modelo ensayado. De acuerdo con este concepto, la rigidez se define como la pendiente de la línea secante que une los puntos de cortante y distorsión máximos (positivos y negativos), alcanzados durante la prueba. En la Fig. 3.106 se muestran los parámetros de la definición de rigidez pico y en la Tabla 3.21 se resumen los resultados obtenidos para el primer nivel.

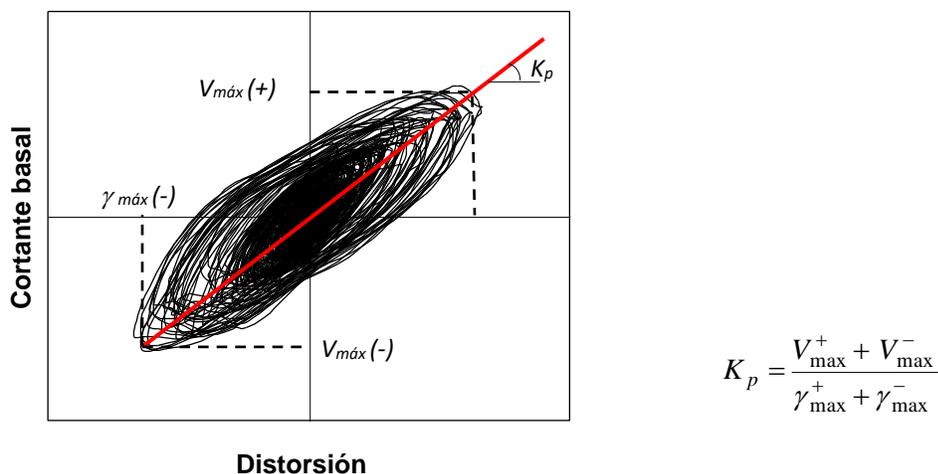


Fig. 3.106. Definición de rigidez pico

La rigidez pico ( $K_p$ ), obtenida como se indica en la Fig. 3.106, se normalizó con respecto a la rigidez elástica inicial ( $K_0$ ). En la Fig. 3.107 se muestra la variación de la rigidez normalizada ( $K_p / K_0$ ), en función de la distorsión del primer piso.

Tabla 3.21 Rigidez equivalente medida durante los diferentes ensayos

ETAPA I	Ensayo	Rigidez pico 1N (kg/cm)
	SLU 100%	286,557
FTIG 100%	165,414	
SJLL 60%	92,347	
SJLL 100%	70,161	
DIANA 100%	-	
DIANA 125%	61,863	
DIANA 150%	59,880	
SJLL 125%	48,581	
ETAPA II	DIANA' 100%	66,667
	DIANA' 125%	53,759
	DIANA' 150%	47,057
	SJLL' 125%	-
	SJLL 150%	45,851
	SJLL 175%	35,957
	SJLL 200%	18,300

1 kg/cm= 0.01 kN/cm

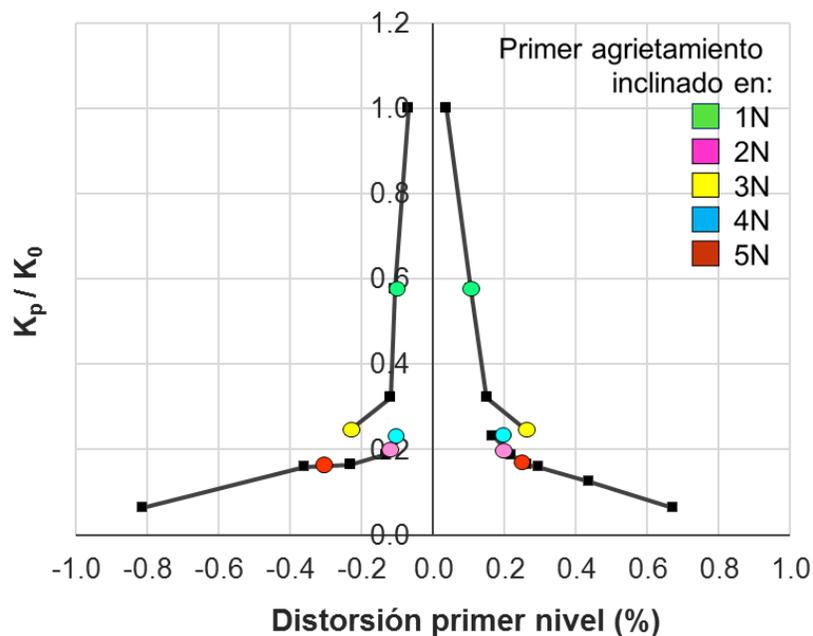


Fig. 3.107. Degradación de la rigidez de ciclo durante los diferentes ensayos

Como se muestra en la Fig. 3.107, una vez que ocurrió el primer agrietamiento inclinado en el primer nivel, la rigidez inicial disminuyó en un 40% a una distorsión del primer piso del

0.10%. La degradación de rigidez se presentó desde bajos niveles de distorsión. Con el agrietamiento del tercer nivel la rigidez del modelo se redujo aproximadamente en un 75%. A partir de que se alcanzaron las distorsiones máximas de +0.26% y -0.29% y a mayores distorsiones, la rigidez permaneció casi constante. Para el estado último la rigidez fue cercana al 10% del valor inicial. En esta etapa, la degradación estuvo asociada con el agrietamiento y aplastamiento de los muros de mampostería y elementos de concreto reforzado, así como con la separación en altura entre muros y castillos.

### 3.5.2 Frecuencias naturales de vibración

Las frecuencias y periodos naturales de vibración para el modelo de cinco niveles fueron determinadas a partir de las historias de aceleración de los sismos, así como de las pruebas de ruido blanco aplicadas entre cada registro sísmico. Con ayuda del programa DEGTRA 10.3.0 (Ordaz, 2015) se obtuvieron las funciones de transferencia entre las señales registradas en el centro de la losa de azotea y el de la cimentación. En la Tabla 3.22 se presentan los resultados obtenidos en la dirección longitudinal para cada etapa de ensayos y en las Figs. 3.108 y 3.109 se muestran las gráficas correspondientes.

Como se puede observar en las Figs. 3.108 y 3.109, para todos los niveles de daño, la forma de vibrar de la estructura estuvo dominada por una sola frecuencia que correspondió a la frecuencia natural asociada con el primer modo de vibrar en el sentido longitudinal. Para determinar si la segunda frecuencia predominante correspondía al modo de torsión, se recurrió a la obtención del ángulo de fase, ya que es una herramienta útil para determinar las formas modales de una estructura. El ángulo de fase varía entre  $0^\circ$  y  $\pm 180^\circ$  y muestra la dirección relativa del movimiento entre dos puntos de medición, representados por dos señales registradas de manera simultánea (Zamora, 2016). Cuando un ángulo de fase es igual a cero entre dos puntos diferentes para una frecuencia dada, significa que existe correspondencia en el sentido del movimiento, por lo tanto, se dice que ambos puntos están en fase. Por el contrario, cuando el ángulo de fase es igual a  $\pm 180^\circ$ , los puntos están en desfase y por ello, existe torsión.

En la Fig. 3.110 se muestran los resultados obtenidos del ángulo de fase entre las señales de aceleración del centro de la losa de azotea y de cimentación, usando ruido blanco y usando el primer registro aplicado (SLU 100%). Para la señal de ruido blanco, los ángulos obtenidos fueron  $-55^\circ$  y  $161^\circ$  en las frecuencias de 7.58 Hz y 29.58 Hz, respectivamente. Mientras que para el sismo SLU 100%, los ángulos de fase obtenidos fueron  $-9^\circ$  y  $165^\circ$  en

las frecuencias de 6.15 Hz y 21.41 Hz. Por lo tanto, se confirmó que la frecuencia fundamental correspondió al primer modo de vibrar en el sentido longitudinal (ya que 55° y 9° son cercanos a 0° y por lo tanto están en fase) y la segunda frecuencia predominante correspondió al modo de torsión (ya que 161° y 165° son cercanos a 180°).

*Tabla 3.22 Frecuencias y periodos naturales de vibración*

Etapa	Ensayo	Frecuencia (Hz)		Periodo (s)	
		sismos	ruido blanco	sismos	ruido blanco
ETAPA I	Previo a SLU 100%		7.58		0.132
	Durante SLU 100%	6.15		0.163	
	Previo a FTIG 100%		7.03		0.142
	Durante FTIG100%	6.01		0.166	
	Previo a SJLL 60%		6.87		0.145
	Durante SJLL 60%	5.45		0.184	
	Previo a SJLL 100%		6.47		0.155
	Durante SJLL 100%	4.82		0.207	
	Previo a DIANA 100%		5.74		0.174
	Durante DIANA100%	4.94		0.202	
	Previo a DIANA 125%		5.73		0.175
	Durante DIANA 125%	4.32		0.232	
	Previo a DIANA 150%		5.55		0.180
	Durante DIANA 150%	4.24		0.236	
	Previo a SJLL 125%		5.49		0.182
Durante SJLL 125%	4.41		0.227		
ETAPA II	Previo a DIANA' 100%		5.51		0.182
	Durante DIANA' 100%	4.44		0.225	
	Previo a DIANA' 125%		5.33		0.188
	Durante DIANA' 125%	4.38		0.228	
	Previo a DIANA' 150%		5.26		0.190
	Durante DIANA' 150%	4.21		0.237	
	Previo a SJLL' 125%		5.25		0.191
	Durante SJLL' 125%	4.03		0.248	
	Previo a SJLL 150%		-		-
	Durante SJLL 150%	3.91		0.256	
	Previo a SJLL 175%		4.75		0.211
	Durante SJLL 175%	3.19		0.314	
	Previo a SJLL 200%		4.26		0.235
	Durante SJLL 200%	2.62		0.381	
	ESTADO FINAL		-	3.36	-

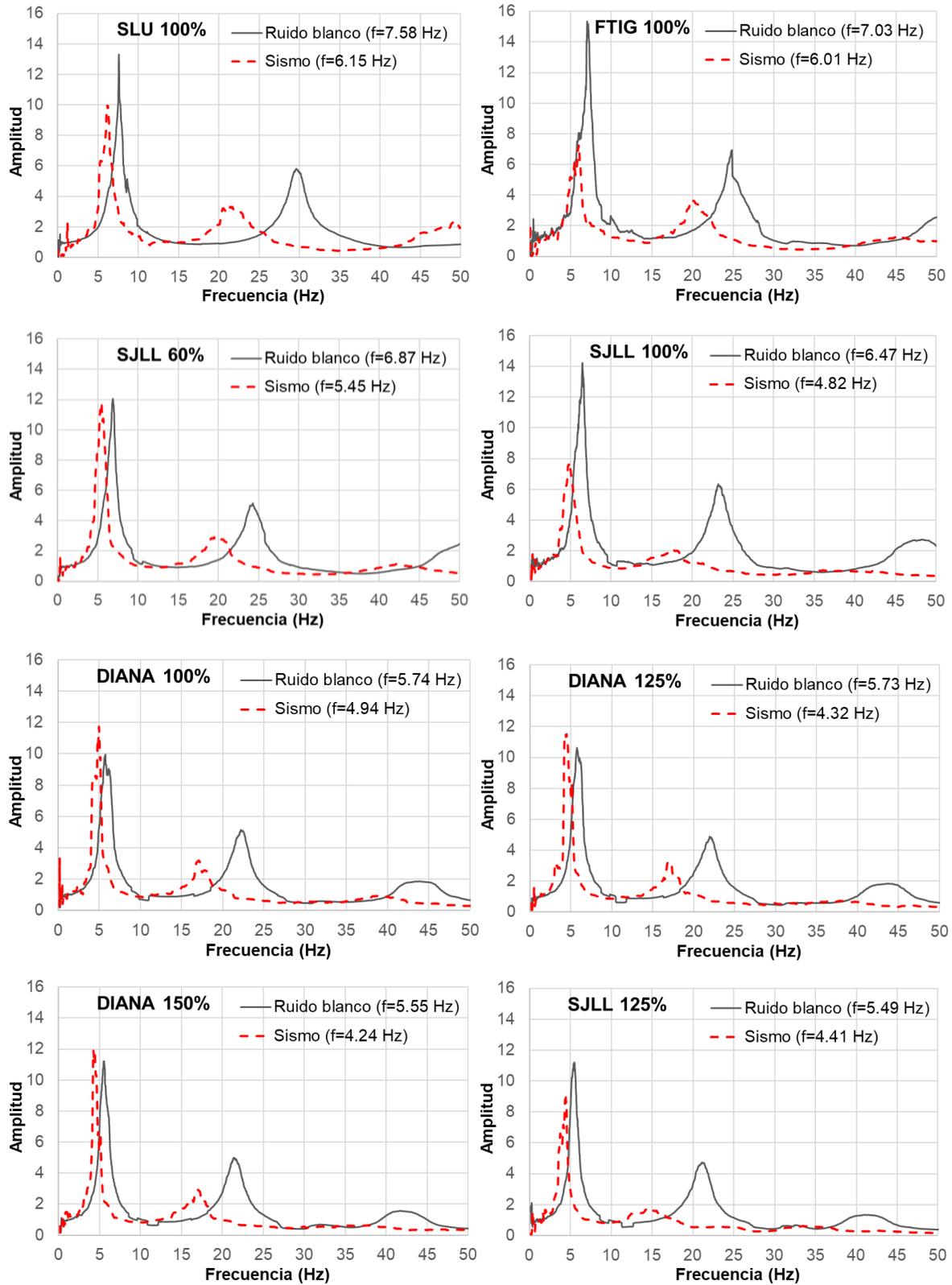


Fig. 3.108. Frecuencias de vibración durante la primera etapa de ensayos

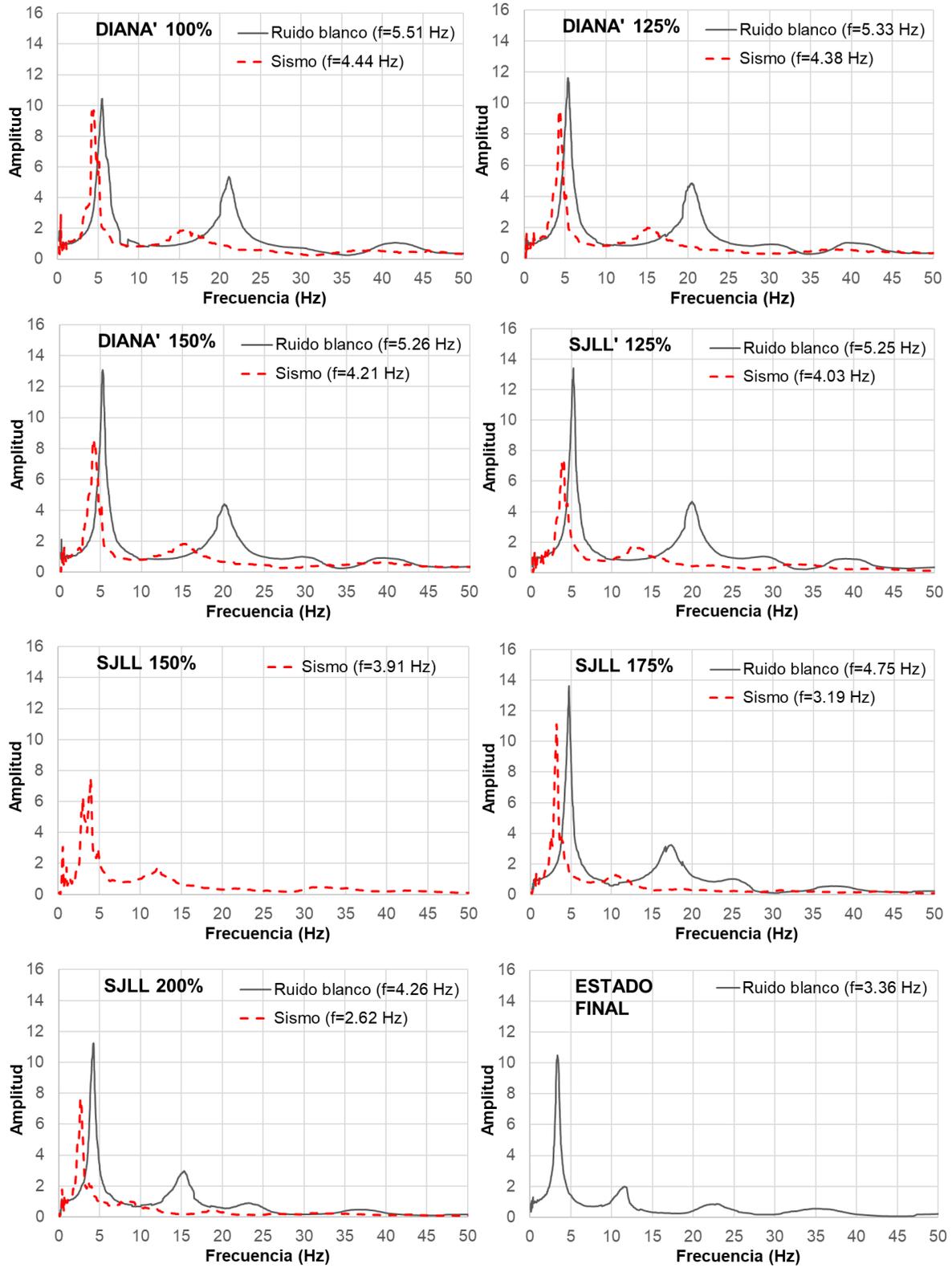


Fig. 3.109. Frecuencias de vibración durante la segunda etapa de ensayos

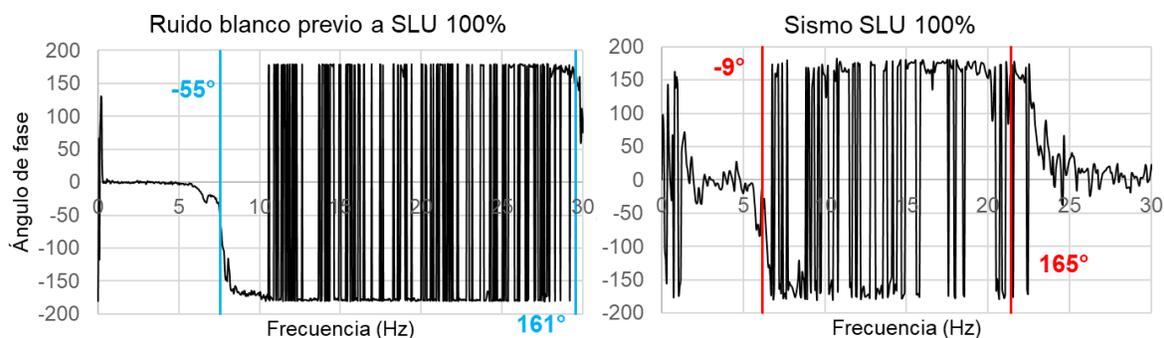


Fig. 3.110. Ángulo de fase para primer ruido blanco y para SLU 100%

Para verificar si las frecuencias predominantes registradas eran frecuencias propias del sistema estructural, se recurrió al concepto de coherencia. La función de coherencia es una medida de la relación que existe entre las señales de entrada y salida, es decir, para conocer si la señal de salida es producto únicamente de la señal de entrada o si existen otro tipo de señales (ruido) que afecten la señal de salida (Zamora, 2016). El valor de la función de coherencia varía entre 0 y 1. Cero significa que no existe coherencia entre las señales y valores cercanos a 1 indican que sí existe coherencia. En la Fig. 3.111 se muestra la correlación entre los pares de registros ubicados en el centro de la azotea y de la cimentación para el primer ruido blanco y para el sismo SLU 100%. Como se puede observar, las coherencias obtenidas fueron de 0.83 para ruido blanco y de 0.61 y 0.85 para el registro sísmico SLU 100%. Por lo tanto, las dos frecuencias predominantes registradas para todos los sismos sí pertenecieron al sistema.

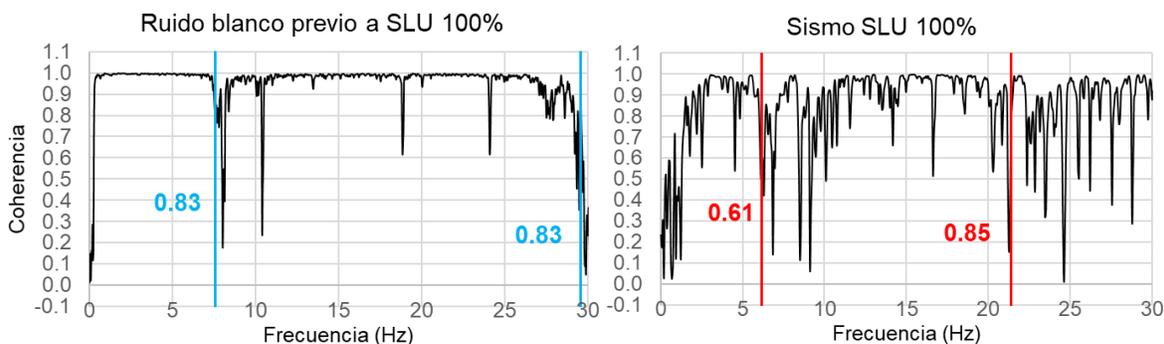


Fig. 3.111. Coherencia para primer ruido blanco y para SLU 100%

De las Figs. 3.108 y 3.109 es claro que existen diferencias entre los valores obtenidos con las señales de sismos y las de ruido blanco, siendo menores las de sismos. Lo anterior se debe a las diferencias entre las amplitudes de vibración para cada tipo de ensayo; para las pruebas de ruido blanco se usó una amplitud constante de 0.05 g, mientras que durante los

sismos aplicados alcanzó hasta 3 g. Al final del ensayo, la frecuencia natural se redujo cerca del 56% con respecto a la frecuencia inicial.

### 3.5.3 Amortiguamiento

Para cada una de las fases de ensayo, se determinó el amortiguamiento del modelo a partir de los coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalentes calculados para las señales de aceleración registradas en la azotea. Para tal efecto, se usó el método del decremento logarítmico aplicado a la respuesta de la estructura en vibración libre, cuando cesó el movimiento de la mesa vibradora (Chopra, 2014). Los valores obtenidos, usando los parámetros mostrados en la Fig. 3.112, se presentan en la Tabla 3.23.

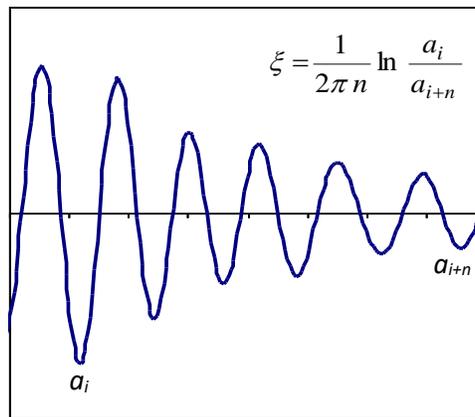


Fig. 3.112. Parámetros empleados para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente con el método del decremento logarítmico

Se observa que, con el método de decremento logarítmico, los valores iniciales del amortiguamiento fueron cercanos al 4%, lo cual es consistente con el 5% que normalmente se supone en el análisis dinámico de estructuras de mampostería en el intervalo de comportamiento elástico lineal. Conforme se incrementó el nivel de daño del modelo, se observó un incremento gradual del amortiguamiento equivalente. Lo anterior evidencia la buena capacidad de disipación de energía de las estructuras de mampostería confinada en el rango del comportamiento inelástico.

Con motivos de comparación, se utilizó el método de ancho de banda (Chopra, 2007) para obtener el amortiguamiento del espécimen, usando las funciones de transferencia con ruido

blanco para las diferentes fases de ensayo. En la Fig. 3.113 se muestran los parámetros empleados y en la Tabla 3.24 se presentan los resultados obtenidos.

*Tabla 3.23 Amortiguamiento viscoso equivalente durante los diferentes ensayos de acuerdo con el método de decremento logarítmico*

Etapa	Ensayo	Amortiguamiento equivalente	
		$\zeta$ (%)	$\zeta_p / \zeta_0$
ETAPA I	SLU 100%	3.74	1.00
	FTIG 100%	3.91	1.05
	SJLL 60%	4.42	1.18
	SJLL 100%	4.86	1.30
	DIANA 100%	5.41	1.45
	DIANA 125%	5.44	1.45
	DIANA 150%	5.66	1.51
	SJLL 125%	5.86	1.57
ETAPA II	DIANA' 100%	5.96	1.59
	DIANA' 125%	6.19	1.65
	DIANA' 150%	6.36	1.70
	SJLL' 125%	6.80	1.82
	SJLL 150%	6.92	1.85
	SJLL 175%	7.95	2.12
	SJLL 200%	8.19	2.19

Como se observa en la Tabla 3.24, los valores iniciales del amortiguamiento con el método de ancho de banda fueron cercanos al 3%, ligeramente menores a los obtenidos con decremento logarítmico. De la misma manera que con el método de decremento logarítmico, conforme incrementó el nivel de daño del modelo, se observó un incremento gradual del amortiguamiento equivalente. El amortiguamiento equivalente se obtuvo como el cociente entre el ancho de banda de frecuencias y dos veces el valor de la frecuencia natural del sistema para cada ruido blanco aplicado. No se tiene información del ruido blanco aplicado previo al sismo SJLL 150% ya que, por error, no se guardaron las señales en el sistema de adquisición de datos durante la prueba. Los valores de las Tablas 3.23 y 3.24 fueron normalizados respecto al amortiguamiento inicial para conocer el valor de su amplificación para el final de las pruebas.

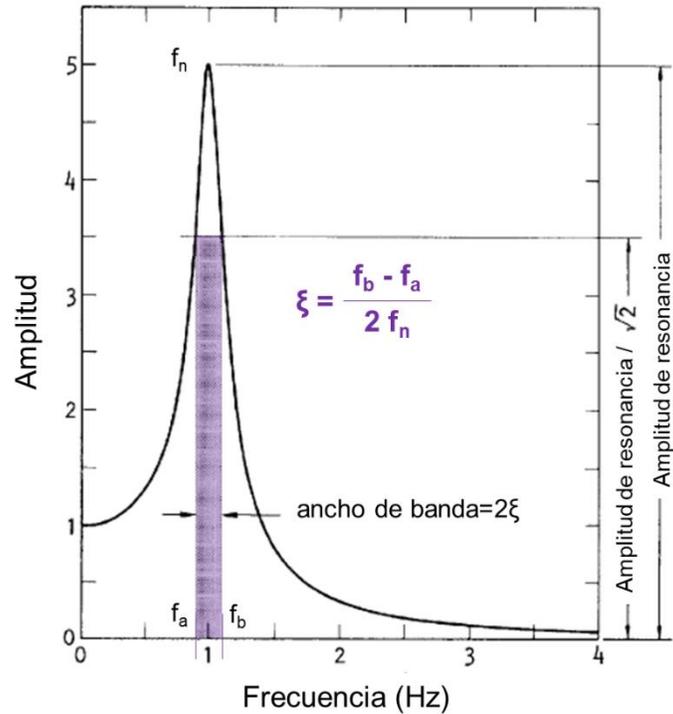


Fig. 3.113. Parámetros empleados para calcular el amortiguamiento viscoso equivalente con el método de ancho de banda

Tabla 3.24 Amortiguamiento viscoso equivalente de acuerdo con el método de ancho de banda

Etapa	Ensayo	Amortiguamiento equivalente	
		$\zeta$ (%)	$\zeta_p / \zeta_0$
ETAPA I	SLU 100%	2.67	1.00
	FTIG 100%	4.34	1.63
	SJLL 60%	5.77	2.16
	SJLL 100%	6.13	2.30
	DIANA 100%	11.37	4.26
	DIANA 125%	9.92	3.72
	DIANA 150%	8.86	3.32
	SJLL 125%	7.16	2.69
ETAPA II	DIANA' 100%	7.41	2.78
	DIANA' 125%	6.87	2.58
	DIANA' 150%	5.14	1.93
	SJLL' 125%	5.31	1.99
	SJLL 150%	-	-
	SJLL 175%	5.14	1.93
	SJLL 200%	6.90	2.59

Para estudiar las relaciones entre el amortiguamiento respecto a la distorsión del primer piso y respecto a la degradación de rigidez, se graficaron los resultados y se muestran en la Fig. 3.114. El incremento del amortiguamiento se obtuvo al normalizar los valores del amortiguamiento respecto al valor inicial. Los resultados indican que el amortiguamiento incrementó con la distorsión de forma parabólica. De la misma manera, el amortiguamiento incrementó con la degradación de rigidez.

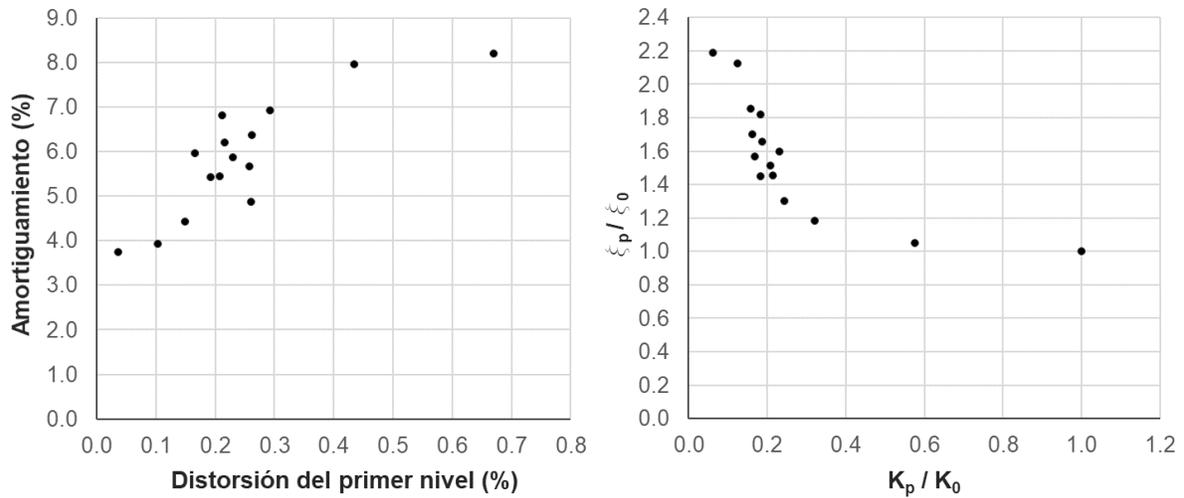


Fig. 3.114. Relación entre amortiguamiento, distorsión y rigidez

## 4. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Resumen

En un programa experimental previo, se ensayaron edificios de uno, dos y tres niveles a escala reducida en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los edificios fueron construidos con mampostería confinada. En su diseño y construcción se siguieron los requisitos aplicables de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-M) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2004, entonces vigentes.

El propósito general de este proyecto es completar la serie de ensayos que se planteó realizar hace algunos años mediante el ensayo en mesa vibradora de un modelo de cinco niveles de mampostería confinada. Los objetivos son:

- Analizar, diseñar y construir un edificio de mampostería confinada de cinco niveles a escala reducida.
- Ensayar el modelo con métodos de evaluación no destructiva, vibración ambiental y registros de aceleración.
- Calcular la respuesta esperada para comparar con la medida a partir de modelos numéricos disponibles.
- Comparar la respuesta medida con la calculada, así como con lo establecido en los requisitos de las NTC-M.
- Identificar los mecanismos resistentes de acuerdo con los resultados registrados y observados.
- Evaluar la capacidad estructural del modelo en términos de resistencia, rigidez, capacidad de deformación y energía disipada.
- Proponer criterios que contribuyan a los estudios dirigidos a la actualización de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) 2017.

La propuesta considera que la geometría del modelo sea similar a la de las estructuras ensayadas anteriormente, salvo un ajuste de escala por restricciones de peso y altura en la mesa vibradora. Se propuso que durante la campaña experimental se aplicaran tanto métodos de evaluación no destructiva como pruebas de vibración ambiental, con el fin de determinar los periodos naturales de vibración y el amortiguamiento del espécimen antes

de ser sometido a acciones dinámicas. Se planteó que el modelo fuera ensayado bajo registros de aceleración medidos y simulados, de intensidad creciente. Igualmente, se propuso que, durante el ensaye, se midiera la respuesta y se identificaran los distintos niveles de desempeño que caracterizan a la mampostería confinada, es decir, agrietamiento, resistencia y carga última.

De los resultados obtenidos, se identificó la evolución del daño y mecanismos de falla y se evaluó el comportamiento estructural en términos de propagación de daño, resistencia, rigidez, capacidad de deformación y disipación de energía.

## 4.2 Conclusiones

Las siguientes conclusiones se desarrollaron con base en el proceso constructivo, comportamiento del modelo observado y en el análisis de los resultados:

### A. De la modelación y construcción

1. El modelo de similitud simple, empleado en el espécimen ensayado, demostró ser adecuado para modelar el comportamiento de estructuras de mampostería confinada ante excitaciones dinámicas. Esto debido a que el diseño, el escalamiento de los materiales, la construcción e instrumentación, se realizaron empleando materiales y técnicas convencionales.
2. El factor de escala elegido para la construcción del espécimen (1:2.4) resultó adecuado, ya que se logró que las dimensiones de los elementos estructurales, entrepisos y piezas de tabique fabricadas fueran valores enteros, lo que facilitó la lectura de planos, especificaciones y el procedimiento constructivo.
3. El estudio de las propiedades mecánicas de los tabiques permitió establecer que, a menor cantidad de barro empleado para su fabricación, menor será la resistencia a compresión simple de las piezas. Como se señaló en la sección 2.5.1, previo a la construcción del espécimen de cinco niveles, se fabricaron tabiques con cuatro dosificaciones distintas: una carretilla de barro por una y media, dos, tres y cinco carretillas de arena, respectivamente. La resistencia a compresión simple para dichas dosificaciones fue de 132 kg/cm<sup>2</sup>, 129 kg/cm<sup>2</sup>, 124 kg/cm<sup>2</sup> y 100 kg/cm<sup>2</sup>. Se concluyó que la disminución en la resistencia no es significativa para cantidades menores de barro empleadas, ya que las dimensiones reducidas de las piezas (2.5 x 5 x 10 cm) provocan que la resistencia de las piezas a escala siempre sea superior a la de piezas de arcilla convencionales (6 x 12 x 24 cm).
4. La resistencia a compresión del mortero empleado en los muros de tabique cumplió con la clasificación de morteros tipo I especificada en las NTC-M (2017), ya que presentó valores promedio medidos entre 143 kg/cm<sup>2</sup> (28 días) y hasta 284 kg/cm<sup>2</sup> (fecha del ensaye), valores superiores al mínimo de 125 kg/cm<sup>2</sup> especificado en la norma vigente. La dosificación elegida resultó adecuada, ya que las grietas atravesaron las piezas durante las pruebas experimentales.

5. El empleo de barras de plomo distribuidas uniformemente en las losas, resultó ser una técnica adecuada para representar la magnitud de las cargas vivas y de acabados en estructuras reales. El sistema de postensado compuesto por cables de acero, dinamómetros y templadores, no modificó las propiedades dinámicas del modelo, ni el comportamiento dinámico de los muros, ya que por su flexibilidad no restringió la capacidad de deformación de los mismos, como se muestra en la Tabla 3.1.
6. El uso del aditivo superplastificante en las mezclas de concreto fue una herramienta eficaz que podría emplearse en futuros ensayos, ya que facilitó el proceso de colado y compactación en los elementos con sección reducida (castillos). Esto permitió construir los muros y colar los castillos en toda la altura del entrepiso (un metro) sin que el concreto de los castillos presentara oquedades.
7. La nivelación de la base metálica, previa a la fijación con tornillos contra la plataforma de la mesa vibradora, fue un método adecuado para asegurar que los muros no sufrieran agrietamientos, tal como ocurrió en el modelo de tres niveles.

#### *B. De la instrumentación*

8. La instrumentación colocada fue suficiente para obtener datos confiables sobre la respuesta dinámica del modelo durante las diferentes fases del ensayo. A diferencia de los modelos de uno, dos y tres niveles, en el modelo de cinco niveles sí se colocaron acelerómetros transversales y verticales que registraron datos útiles para estudiar los modos de falla que se presentaron en el modelo.

#### *C. Del comportamiento observado*

9. Los agrietamientos inclinados que penetraron los extremos de los castillos confirmaron la necesidad de reducir la separación de los estribos en extremos y en intersecciones con dadas en aberturas de puertas y ventanas.
10. Las grietas verticales que se presentaron entre los muros y castillos en la altura del primer piso (Figs. 3.55 y 3.57) confirmaron que el dentado de los tabiques en los extremos de los muros no fue suficiente para evitar el agrietamiento observado, por lo que se deberán estudiar otros mecanismos de unión más eficientes para sistemas de mampostería confinada.

11. Se confirma la importancia del diseño de la cimentación en modelos tridimensionales ensayados en mesa vibradora, dado que durante el registro DIANA 125% se presentaron agrietamientos en la dala de cimentación. Este efecto provocó la presencia de agrietamientos en los niveles superiores (cuarto y quinto nivel), como se puede observar en la Fig. 3.25.
12. A pesar de que la configuración en planta y elevación del modelo era simétrica, se registraron torsiones en las losas de entrepiso, como se muestra en la sección 3.4.1.12. A los efectos de torsión observados se les puede atribuir el desplazamiento fuera del plano en los muros robustos del primer nivel, así como la concentración de daño en el tercer nivel del modelo.
13. Se registraron altos niveles de aceleraciones transversales, perpendiculares al sentido del movimiento (1.2 g), que representaron aproximadamente el 40% de la aceleración longitudinal máxima registrada (3.05 g), como se muestra en las Tablas 3.10 y 3.11.
14. Si bien el experimento se diseñó para inducir únicamente aceleraciones en la dirección longitudinal, se registraron altos valores de aceleraciones verticales (1.96 g), debido a la necesidad de compensar el elevado momento de volteo, resultado de la masa y altura del modelo. Este valor representó aproximadamente el 60% del valor máximo de la aceleración longitudinal registrada, como se muestra en la Tabla 3.13. Cuando se identificaron los valores más altos de aceleraciones verticales, se produjeron grietas verticales en los niveles superiores, como se muestra en la Fig. 3.48.
15. Las distorsiones para el primer agrietamiento y para la resistencia, registradas durante los ensayos dinámicos fueron de 0.10% y 0.30%, respectivamente. Estas distorsiones fueron menores a las presentadas en el modelo de tres niveles que fueron de 0.20% y 0.40% para el primer agrietamiento y para la resistencia, respectivamente, como se muestra en la Fig. 3.83. Los valores obtenidos son inferiores a los indicados en las normas vigentes NTC-M (2017), las cuales indican valores permisibles de 0.15% y 0.50%, respectivamente.
16. El daño se concentró desde el primer piso hasta al tercero, aunque los últimos dos niveles también sufrieron agrietamientos. El daño se caracterizó por la presencia de grietas inclinadas en los muros ubicados en la dirección de análisis, y grietas horizontales en los muros perpendiculares. El primer agrietamiento inclinado se

observó para una distorsión del primer piso de 0.10% y un coeficiente sísmico de 1.1g (modelo). La resistencia se alcanzó para un coeficiente sísmico de 1.2 g (modelo) y una distorsión de 0.3%. La distorsión última (cuando la resistencia lateral había disminuido en 20% de la máxima) se alcanzó con un coeficiente sísmico de 0.92 g (modelo) y una distorsión de 0.80% (Tabla 3.17).

17. La resistencia medida durante los ensayos fue mayor en un 30% que la resistencia nominal calculada con las NTCM-2017. Lo anterior sugiere que la resistencia de diseño de estructuras de mampostería confinada calculada según el reglamento resulta conservadora, ya que está asociada con el agrietamiento de los muros sin considerar la reserva de resistencia que existe entre la carga de agrietamiento y la máxima.
18. Durante la parte final de la primera y segunda etapa de ensayos, la distribución de fuerzas laterales fue consistente en todos los registros. Se observó una participación reducida del tercer nivel como resultado de los efectos de torsión y de las altas aceleraciones verticales presentadas. En este nivel se registró una concentración de demandas de desplazamiento. Esta concentración se debió a un mayor agrietamiento en ese nivel, que se tradujo, a su vez, en una menor contribución a la resistencia lateral.
19. Las deformaciones por cortante controlaron la respuesta del modelo de cinco niveles a elevados niveles de distorsión. Las deformaciones por flexión fueron significativas para bajos niveles de distorsión y se identificaron por la presencia de agrietamientos horizontales en algunos muros. La resistencia se alcanzó cuando se formaron grietas con forma de "X" en los muros robustos. La degradación estuvo caracterizada por la penetración de grietas y plegamiento del refuerzo longitudinal en los extremos de los castillos, así como por el aplastamiento de la mampostería y el concreto.
20. La capacidad de deformación (ductilidad) calculada con el criterio de Park, fue de 5; aplicando la regla de Newmark-Hall el factor de comportamiento sísmico (Q) fue de 3.10. Estos valores resultan conservadores cuando se comparan con el factor de comportamiento sísmico especificado como 2 en las normas vigentes.
21. En la curva energía disipada acumulada – distorsión del primer nivel se distinguió una tendencia aproximadamente trilineal en la que los puntos de quiebre coincidieron con los estados límite, como se muestra en la Fig. 3.96. Previo al primer agrietamiento inclinado se disipó poca energía; la energía disipada aumentó en la etapa de

comportamiento inelástico hasta la falla, definida por la caída de más del 20% de la resistencia medida.

22. El incremento de la torsión fue función del registro aplicado, ya que el sismo DIANA fue el que principalmente excitó al segundo modo de vibrar del modelo, que fue un modo de torsión. Si bien la magnitud máxima de la torsión fue similar o inferior a la calculada según los requerimientos del RCDF (2017), la excentricidad y torsión en el tercer nivel excedieron los límites establecidos por la norma, como se presenta en las Figs. 3.98 y 3.100.
23. De manera consistente con el modo de falla controlado por el cortante en los muros, las deformaciones registradas en el acero de refuerzo de castillos y dalas por los deformímetros eléctricos se mantuvieron en el intervalo elástico. Esto confirma que las demandas de flexión fueron elásticas.
24. La degradación de rigidez medida siguió una tendencia de tipo exponencial (parabólica), donde se observó un mayor deterioro para bajas intensidades sísmicas (distorsiones menores que 0.20%) y disminuyó progresivamente para mayores intensidades y distorsiones del primer nivel. Lo anterior confirma que las estructuras de mampostería pueden llegar a sufrir pérdidas importantes de rigidez ante sismos moderados si no se cuenta con una densidad adecuada de muros en planta baja. Con el primer agrietamiento inclinado en el primer nivel se registró una pérdida de rigidez del modelo del 40%.
25. Los periodos de vibración medidos durante los ensayos fueron ligeramente mayores que los obtenidos con las señales de ruido blanco (20% en promedio). La degradación de rigidez medida con la amplificación del periodo de la estructura al inicio y al final de las pruebas, fue del 60%, mientras que la degradación estudiada a partir del comportamiento histerético fue cerca del 90%.
26. El valor del amortiguamiento del modelo para el límite elástico fue del 3% y 4% medido con el método de ancho de banda y el método de decremento logarítmico, respectivamente. Alcanzó para la etapa final un valor del 7% y 8% respectivamente, lo que indicó que el amortiguamiento del espécimen se duplicó al término de las pruebas.

### 4.3 Recomendaciones

Con base en el análisis de resultados de los ensayos se formulan las siguientes recomendaciones:

1. Revisar los valores de módulo de elasticidad, módulo de cortante y resistencias de piezas de las NTC-M (2017) de acuerdo con los resultados obtenidos experimentalmente. Los valores de las NTC-M distan considerablemente de los medidos en probetas -pilas y muretes-.
2. Las distorsiones experimentales obtenidas sugieren que la distorsión máxima permisible sea del orden de 0.0030 (0.30%) en lugar de 0.005 (0.50%) que se estableció en el cambio a las normas realizadas en el 2017. Valores altos de distorsiones máximas permisibles, como las actualmente aceptadas, probablemente conducirán a daño excesivo. Daños severos y extendidos requerirán de la reparación y reforzamiento del edificio, con costos significativos para viviendas de interés social e interés medio.
3. El comportamiento sísmico del modelo de tres pisos estuvo gobernado por las deformaciones de cortante en el primer piso. Esto es congruente con las especificaciones de las NTC-M (2017) donde se recomienda que la separación de los estribos se reduzca en los extremos de los castillos del primer piso. Sin embargo, en el modelo de cinco pisos se presentó daño en todos los niveles, por lo que se sugiere que se reduzca la separación del refuerzo transversal en extremos de castillos también en los niveles superiores.
4. De los resultados experimentales se dedujo que las altas aceleraciones verticales produjeron agrietamiento en los niveles superiores del modelo. Esto confirma la necesidad de considerar en las normas la variación de la carga axial en los muros de mampostería durante un evento sísmico, ya que, con la reducción de la carga axial se reduce la resistencia a cortante en los muros de mampostería.
5. Mientras que las deformaciones por cortante gobernaron la respuesta del modelo de tres niveles, el mecanismo de falla del modelo de cinco niveles se distinguió por una combinación de falla por cortante, flexión y por una disminución de la carga axial durante las aceleraciones verticales de gran magnitud. Sería conveniente, por lo tanto, continuar con el estudio de modelos de mampostería confinada tridimensionales de varios niveles,

ya que es una tipología que representa a una gran cantidad de viviendas que se construyen actualmente en las ciudades del país.

6. Ensayar en mesa vibradora modelos de mampostería confinada usando distintas configuraciones, tipos de piezas y modalidades de refuerzo, con el fin de obtener resultados más cercanos a las condiciones reales impuestas por los sismos en este tipo de construcciones, de modo de confirmar los resultados obtenidos en ensayos cuasiestáticos y extender nuestro conocimiento sobre el comportamiento tridimensional de estructuras de mampostería confinada de varios niveles.
7. Con base en la información disponible de los ensayos experimentales, se recomienda desarrollar una fase analítica de modelos basados en desempeño -como el de Riahi et al. (2008), con diferentes grados de refinamiento, que permitan caracterizar la respuesta de este tipo de estructuras para diferentes estados límites de comportamiento, y con ello, establecer procedimientos de diseño para distintos niveles de desempeño.
8. Estudiar distintas técnicas de rehabilitación en estructuras de mampostería confinada dañadas por sismos. A raíz de los sismos de 2017, se han identificado distintas modalidades de sujeción de mallas de alambre soldado, así como el uso de mallas plásticas para la rehabilitación de muros de mampostería.
9. Ampliar el número de canales disponibles en el sistema de adquisición de datos del laboratorio de la mesa vibradora con objeto de poder instrumentar los modelos con suficientes sensores de aceleración, desplazamiento y deformación para adquirir datos que permitan conocer el comportamiento global y local de estructuras tridimensionales de varios niveles.
10. Diseñar y construir una estructura desmontable y ajustable en la altura, con varios niveles, para calibrar la mesa vibradora, previo a los ensayos dinámicos, tal que se pueda simular una estructura de altura similar y peso equivalente al del modelo por ensayar. Esto es importante para modelos en los cuales el momento de volteo demande la participación de actuadores verticales de la mesa vibradora.
11. Para promover una mejor fijación del modelo a la cimentación, se recomienda para futuros ensayos colocar placas metálicas en las caras extremas de las dalas de concreto, sujetas con barras roscadas, pernos y soldadas al patín superior de las vigas

para evitar agrietamientos en la cimentación y se pueda cumplir la suposición del empotramiento perfecto.

## BIBLIOGRAFÍA

- Afanador N., Guerrero G. y Monroy R. (2012), “Propiedades físicas y mecánicas de ladrillos macizos cerámicos para mampostería”, Ciencia e ingeniería neogranadina, Bogotá, vol. 22-1, pp. 43-58.
- Aguilar G. (1997), “Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales,” Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alcocer S.M. y Klingner R.E. (1994), “Masonry research in the Americas”, Special Publication, vol. 147, pp. 127-170.
- Alcocer S.M., Meli R., Sánchez T. y Flores L.E. (1994), “Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión”, *Seguridad sísmica de la vivienda económica*, Cuadernos de investigación, CENAPRED, México, No. 17. pp. 53-76.
- Alcocer S. M. y Meli R. (1995), “Test program on the seismic behavior of confined masonry structures”, *The Masonry Society Journal*, vol. 13, No. 2, pp. 68-76.
- Alcocer S.M. y Aguilar G. (1996), “Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales”, CENAPRED, México.
- Alcocer S. M., Pineda J.A., Ruiz J. y Zepeda J.A. (1996), “Comportamiento ante cargas laterales de muros de tabique perforado y multiperforado de arcilla”, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, pp. 587-596.
- Alcocer S. M. (1997), “Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión”, *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México, pp. 176-177.

- Alcocer S.M., Murià D., y Peña J.I. (1999), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Series del Instituto de Ingeniería No. 616, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alcocer S.M., Arias J.G., Vázquez A. y Mendoza M.A. (2000), "Respuesta sísmica de viviendas de Mampostería en México", Informe de avance año 2000, preparado para el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.
- Alcocer S.M., Cesín J., Flores L.E., Hernández O., Meli, R., Tena A. y Vasconcelos D. (2003), "The New Mexico City Building Code requirements for design and construction of masonry structures", Ninth North American Masonry Conference, South Carolina, USA, pp. 656-667.
- Alcocer S.M., Arias J.G. y Vázquez A. (2004), "Response assessment of Mexican confined masonry structures through shaking table tests", Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, artículo No. 2130.
- Alcocer S.M., Arias J.G. y Flores L.E. (2004), "Some developments on performance-based seismic design of masonry structures", International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Bled, Eslovenia.
- Arias J.G., Alcocer S.M. y Vázquez A. (2004), "Respuesta dinámica de modelos a escala 1:2 de viviendas de mampostería confinada de uno y tres pisos ensayados en mesa vibradora," Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, México, art. No. II-05, pp.1-12.
- Arias J.G. (2005) "Ensayos en mesa vibradora de un modelo a escala 1:2 de un edificio de mampostería confinada de tres niveles," Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Barragán, R. (2005), "Ensayo de una vivienda a escala de dos niveles de mampostería confinada", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

- Barragán R., Arias J.G., Vázquez A. y Alcocer S.M. (2005), “Comparación de la respuesta dinámica del ensayo de viviendas a escala de uno, dos y tres niveles de mampostería confinada”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, art. No. VII-01.
- Bernal M., Aponte J. y Carrillo J. (2015), “Sistemas de control para mesas vibratorias: una revisión crítica”, Ingeniería y Desarrollo, Universidad del Norte, Colombia, vol. 33 No. 2.
- Bolong Z., Mingshun W. y Deyuan Z. (1987). “Shaking table study of a five-story unreinforced block masonry model building under bi-directional seismic excitation”, PhD Thesis, Research Institute of Engineering Structures, Tongji University, Shanghai, China.
- Calvi M., Kingsley R. y Magenes G. (1996), “Testing of masonry structures for seismic assessment”, Earthquake Spectra, Vol 12, No. 1, pp. 145-162.
- Carreño E., Bravo B. y Suárez A. (1999), “Registro y tratamiento de acelerogramas”, Física de la Tierra, Instituto Geográfico Nacional, art. No. 11, pp. 81-111.
- Carrillo J., Bernal N. y Porras P. (2013), “Evaluación del diseño de una pequeña mesa vibratoria para ensayos en ingeniería sismo-resistente”, Universidad Militar Nueva Granada, vol. 23-1, pp. 89-105.
- Chopra A. K. (2014), *Dinámica de Estructuras*, 4ª Ed., Pearson Educación, Ciudad de México.
- Esparza C. y Núñez R. (2013), “Controlador Adaptativo PD por Modelo de Referencia para una Mesa Vibratoria Biaxial Basada en el Mecanismo Biela-Manivela”, *Información Tecnológica*, vol. 25, Colombia, pp. 189-202.
- Esteva L. (1966), “Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members”, International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and structural Element RILEM, Ciudad de México.

- Flores L.E. y Alcocer S.M. (1996), "Calculated response of confined masonry structures", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, artículo No. 1830.
- Flores L.E, Mendoza J. y Reyes C. (2004), "Ensayes de muros de mampostería con y sin refuerzo alrededor de las aberturas", Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, México.
- Flores L.E., Ríos M. y Reyes C. (2004), "Rehabilitación con malla y mortero de muros de mampostería con aberturas", Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, México.
- Flores L.E., Pérez-Gavilán J.J. y Alcocer S.M. (2017), "Displacement capacity of confined masonry structures reinforced with horizontal reinforcement: shaking table tests", Proceedings of the 16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.
- Flores V., Sánchez-Tizapa S., Arroyo R. y Barragán R. (2013), "Propiedades mecánicas de la mampostería de tabique rojo recocido utilizada en Chilpancingo, Gro. (México)", *Informes de la Construcción*, vol. 65, 531, pp. 387-395.
- Gallegos H. y Casabonne C. (1995), "Pruebas cíclicas de tres tipos diferentes de muros de albañilería", XIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, Argentina, Tomo I.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Gobierno de la Ciudad de México (2017), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

- Gobierno del Distrito Federal (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Hernández O. y Meli R. (1976), “Modalidades del refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería”, Publicación No. 382, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hidalgo P., Mayes R., McNiven H. y Clough R. (1978), “Cyclic loading tests of masonry single piers, Volume 1 -height to width ratio of 2”, Reporte UCB/EERC-78/27, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.
- Jean R. (2007), “La problemática estructural de la vivienda a base de mampostería”, V Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda, Querétaro, México.
- Lehmann A., Verri A., Bertero A. y Muñoz S. (2012), “Consideraciones de diseño y construcción de una mesa vibradora para ejecución de ensayos dinámicos”, Memorias, 22 Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires.
- Meli R. y Hernández O. (1975), “Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería”, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México.
- Meli R. y Salgado G. (1969), “Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral 2<sup>do</sup> informe” Publicación No. 352, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Meli R. (1990), “Diseño sísmico de edificios de muros de mampostería, la práctica actual y el comportamiento observado”, *Revista Ingeniería Sísmica*, septiembre-diciembre, pp. 7-28
- Meli R. (1992), “Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, DDF”, *Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM*.

- Meli R. (1994), "Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento sísmico observado en México", *Seguridad sísmica de la vivienda económica*, Cuadernos de investigación, CENAPRED, México, No. 17. pp. 5-23.
- Meli R., Alcocer S.M. y Díaz-Infante A., (1994), "Características estructurales de la vivienda de interés social en México", *Seguridad sísmica de la vivienda económica*, Cuadernos de investigación, CENAPRED, México, No. 17. pp. 25-52.
- Meli R. (2000), *Diseño Estructural*, 2ª Ed, Limusa, México.
- Newmark N.M. y Hall W.Y. (1982), *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute.
- NMX-C-404-ONNCCE-2012 "Piezas para uso estructural" (para obtener la resistencia a compresión axial de los tabiques).
- NMX-C-486-ONNCCE-2014 "Mortero para uso estructural" (para obtener la resistencia a compresión axial del mortero empleado en juntas).
- NMX-C-464-ONNCCE-2010 "Ensaye de muretes y pilas" (para obtener la resistencia a compresión simple y a compresión diagonal de la mampostería).
- NMX-C-159-ONNCCE-2016 "Elaboración y curado de especímenes de ensayo" (para la elaboración de los cilindros de concreto).
- NMX-C-083-ONNCCE-2014 "Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes" (para obtener la resistencia a compresión axial de cilindros de concreto).
- NMX-C-128-ONNCCE-2013 "Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson" (para obtener el módulo de elasticidad de los cilindros de concreto).

- NMX-C-163-ONNCCE-1997 “Determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto” (para obtener la resistencia a tensión de los cilindros de concreto).
- NMX-B-172-CANACERO-2013 (para obtener curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo).
- Oviedo J.A. y Duque M.P. (2006), “Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones”, *Revista de la Escuela de Ingeniería de Antioquia*, No. 6, Medellín, pp. 105-120.
- Papazoglou A.J. y Elnashai A.S. (1996), “Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, Londres, pp. 1109-1137.
- Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992), *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, New York.
- Pérez-Gavilán J.J., Flores L.E. y Alcocer S.M. (2012), “Efecto de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada”, *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 89, pp. 55-77.
- Restrepo J.I., Conte J.P. y Panagiotou M. (2010), “The Design and Shake Table Testing of a Full-scale 7-storey Reinforced Concrete Cantilever Wall”, NZSEE Conference.
- Riahi Z., Elwood, K.J. y Alcocer S.M. (2009), “Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design”, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 135, No. 6, EUA, pp. 644-654.
- San Bartolomé A. y Quiun D. (1990), “Comportamiento sísmico de un modelo a escala reducida de albañilería confinada de tres pisos”, Libro de ponencias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Piura, Perú.

- San Bartolomé A. (1994), *Construcciones de albañilería - comportamiento sísmico y diseño estructural*, 1ª Ed., Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica de Perú.
- Sánchez T.A. (1998), "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Sandoval H.E. (2005), "Envolvente de resistencia lateral de piso en estructuras de mampostería confinada", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Tomazevic M. y Velechovsky T. (1992), "Some aspects of testing small-scale masonry building model on simple earthquake simulator", *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, vol. 21, pp. 945-963.
- Tomazevic M., Klemenc I., Petrovic L. y Lutman M. (1996a), "Seismic behavior of confined masonry buildings", National Building and Civil Engineering Institute, part one, Ljubljana, Eslovenia.
- Tomazevic M., Klemenc I., Petrovic L. y Lutman M. (1996b). "Seismic behavior of confined masonry buildings", National Building and Civil Engineering Institute, part two, Ljubljana, Eslovenia.
- Tremblay R., Léger P., Rogers C., Bouaanani N., Massicotte B., Khaled A. y Lamarche C.P. (2009), "Experimental testing of large-scale structural models and components using innovative shake table, dynamic, real-time hybrid simulation and multi-directional loading techniques".
- Vázquez A. (2005), "Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora", Tesis de Maestría, Posgrado de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

- Wijaya W., Kusumastuti D., Suarjana M., Rildova y Pribadi K. (2011), "Experimental Study on Wall-Frame Connection of Confined Masonry Wall", The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, pp. 2094-2102.
- Zamora G. (2016), "Análisis de Fourier vs. análisis modal operacional. Fortalezas y debilidades en la evaluación de la salud estructural", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Zepeda J.A. (1999), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo de arcilla perforado y multiperforado", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.