



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-204/93

49  
2EJ

Señores  
**RAYMUNDO RAFAEL DIAZ NORIA**  
**RAFAEL VAZQUEZ DEL MERCADO VILLASEÑOR**  
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. SERGIO M. ALCOCER MARTINEZ DE CASTRO** que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

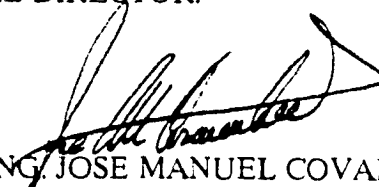
**"COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADA REFORZADOS  
HORIZONTALMENTE"**

- INTRODUCCION**
- I. PROGRAMA EXPERIMENTAL**
  - II. COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MODELOS**
  - III. COMPORTAMIENTO INTERNO**
  - IV. ANALISIS DE RESULTADOS**
  - V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- REFERENCIAS**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 26 de enero de 1993.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

FALLA DE ORIGEN

JMCS/RCR\*nl

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



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.

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero agradecer a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la gran Facultad de Ingeniería por el haberme permitido realizar mis estudios en tan importante institución, formadora de grandes profesionistas.

A mi tutor Dr. Sergio M. Alcocer por dedicarnos todo su tiempo e interés para la realización de este trabajo.

Al CENAPRED, por permitirme colaborar en tan importante institución

## **DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS**

Dedico el trabajo de esta tesis a la persona que me brindó todo su apoyo y dedicación sacándome adelante. Sin su ayuda no hubiera llegado hasta donde me encuentro.

Gracias Mamá.

A mi hermano Carlos Alberto que es mi única familia.

Al Ing. Wilfrido Gutiérrez Vargas por todo su apoyo y amistad.

A Cecilia mi novia por todo su cariño.

Agradezco a mis amigos todo el apoyo brindado por ayudarme a haber encontrado mi otra parte faltante: Daniel, Sergio y Guillermo. Sin olvidar a Pepe, Lucero, Graciela y Verónica.

A Raymundo por permitirme colaborar tanto tiempo a su lado.

A mis amigos de la facultad: Arnulfo y Javier.

A toda la gente que me ayudó y colaboró conmigo en el CENAPRED: Tomás, Leo, Gerardo, Tony, José, Gustavo y Pablo.

Rafael Vázquez del Mercado Villaseñor

A la Compañera de mi vida, María Esther

A mi Madre

A la memoria de mi Padre

A la Familia Díaz Noria, ellos saben los motivos.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Raymundo Rafael Díaz Noria

## **AGRADECIMIENTOS**

A Sergio Alcocer Martínez De Castro el ejemplo y la motivación que aportó siempre para trabajar en este proyecto.

A ti María Esther por el ánimo que me has dado y la paciencia que me has regalado.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por la oportunidad que me ofreció de convertirme en Universitario. Nunca dejaré de serlo.

A Rafael por la oportunidad de convertir este proyecto de estudio en un proyecto de amistad.

Raymundo Rafael Díaz Noria

**COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADA**

**REFORZADOS HORIZONTALMENTE**

## CONTENIDO

<b>CONTENIDO</b>	ii
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	v
<b>LISTA DE TABLAS</b>	x
<b>INTRODUCCION</b>	1
<b>A ANTECEDENTES</b>	1
<b>B PARAMETROS QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA CONFINADA</b>	1
<b>B.1 Materiales</b>	8
<b>B.2 Refuerzo Horizontal</b>	8
<b>B.3 Confinamiento</b>	8
<b>B.4 Carga Lateral</b>	9
<b>B.5 Carga Axial</b>	9
<b>C MAMPOSTERIA CONFINADA EN MEXICO</b>	10
<b>OBJETIVOS Y ALCANCES</b>	13
<b>D ORGANIZACION DEL TRABAJO</b>	15
<b>CAPITULO I - PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	16
<b>1.1 INTRODUCCION</b>	16
<b>1.2 ESPECIMENES DE PRUEBA</b>	16
<b>1.3 CONSTRUCCION DE LOS MODELOS</b>	27
<b>1.4 DISPOSITIVO DE CARGA</b>	29
<b>1.5 HISTORIA DE CARGA</b>	32
<b>1.6 INSTRUMENTACION</b>	35
<b>1.7 ADQUISICION DE DATOS</b>	40



<b>CAPITULO II - COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MODELOS</b>	<b>41</b>
<b>2.1 INTRODUCCION</b>	<b>41</b>
<b>2.2 DEFINICION DE ALGUNAS CARACTERISTICAS DE LA RESPUESTA</b>	<b>41</b>
2.2.1 Componentes de la Distorsión de los Especimenes	41
2.2.2 Rotaciones	47
<b>2.3 MODELO WBW</b>	<b>49</b>
<b>2.4 MODELO WBW-E</b>	<b>62</b>
<b>2.5 MODELO WBW-B</b>	<b>85</b>
<b>2.6 ENVOLVENTES DE RESPUESTA</b>	<b>99</b>
<b>CAPITULO III - COMPORTAMIENTO INTERNO</b>	<b>102</b>
<b>3.1 INTRODUCCION</b>	<b>102</b>
<b>3.2 ANALISIS DE DEFORMIMETROS</b>	<b>102</b>
<b>3.3 MODELO WBW</b>	<b>102</b>
3.3.1 Castillos	105
3.3.2 Dala	112
3.3.3 Losa	121
<b>3.4 MODELO WBW-E</b>	<b>121</b>
3.4.1 Castillos	122
3.4.2 Dala	127
3.4.3 Losa	133
3.4.4 Tableros	133
3.4.5 Comparación del Modelo WBW vs WBW-E	142
<b>3.5 MODELO WBW-B</b>	<b>141</b>
3.5.1 Castillos	142
3.5.2 Dala	147
3.5.3 Losa	152
3.5.4 Tableros	158
3.5.5 Comparación entre WBW-E y WBW-B	169

<b>CAPITULO IV - ANALISIS DE RESULTADOS</b>	171
<b>4.1 INTRODUCCION</b>	171
<b>4.2 EFICIENCIA DEL REFUERZO HORIZONTAL</b>	171
<b>4.3 RIGIDEZ</b>	175
4.3.1 Rigidez Teórica	175
4.3.2 Rigidez de Ciclo	176
4.3.3 Rigidez Equivalente	177
<b>4.4 ENERGIA</b>	181
4.4.1 Energía Disipada	181
4.4.2 Amortiguamiento Viscoso Equivalente	183
4.4.3 Componentes de Disipación de Energía	189
<b>4.5 DUCTILIDAD EQUIVALENTE</b>	193
<b>CAPITULO V - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	197
<b>5.1 RESUMEN</b>	197
<b>5.2 CONCLUSIONES</b>	197
<b>5.3 RECOMENDACIONES</b>	199
<b>APENDICE - PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION</b>	203
<b>A.1 INTRODUCCION</b>	203
<b>A.2 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES</b>	203
A.2.1 Acero de Refuerzo	203
A.2.2 Concreto	205
A.2.2.1 <i>Pruebas de Revenimiento y Resistencia</i>	205
A.2.3 Mortero	205
A.2.4 Mampostería	207
<b>REFERENCIAS</b>	214

## LISTA DE FIGURAS

I.1	Sistema Estructural Tradicional con Muros de Carga de Tabique de Barro Recocido	2
I.2	Vivienda de Interés Social de Cinco Niveles a Base de Tabique Macizo de Concreto (Tabicón) y Elementos de Confinamiento	3
I.3	Conjunto Habitacional de Interés Social Construido a Base de Bloque Hueco de Concreto	4
I.4	Edificio Multifamiliar de 18 Niveles a Base de Muros de Mampostería (Madrid, España)	7
1.1	Geometría y Dimensiones de los Modelos	17
1.2	Detalle de Armado de los Modelos	23
1.3	Ganchos de las Varillas Longitudinales de los Castillos y Dalas	25
1.4.a	Anclaje del Refuerzo Horizontal (Modelo WBW-E)	30
1.4.b	Anclaje del Refuerzo Horizontal (Modelo WBW-E)	30
1.5	Dispositivo de Carga	31
1.6	Historia de Carga-Distorsión (Modelo WBW)	33
1.7	Definición de Distorsión	34
1.8	Ubicación de Transductores de Desplazamiento en la Zona de la Abertura	36
1.9.a	Modelo WBW	37
1.9.b	Modelo WBW-E	38
1.9.c	Modelo WBW-B	39
2.1	Contribuciones al Desplazamiento Total de los Modelos	42
2.2	Deformación Angular de un Elemento	42
2.3	Disposición de Transductores en las Diagonales	44
2.4	Obtención de la Deformación Angular de los Tableros	45
2.5.a	Disposición de Transductores de Desplazamiento para Medir Rotaciones de Muros (Modelo WBW)	48

## LISTA DE TABLAS

1.1	Resistencia Promedio a la Compresión de Cilindros de Concreto	18
1.2	Resistencia Promedio a la Compresión de Cubos de Mortero	19
1.3	Propiedades Mecánicas Promedio de la Mampostería	20
1.4	Propiedades Mecánicas Promedio del Acero de Refuerzo	21
1.5	Cuantías de Refuerzo de los Modelos	22
2.1	Características de Resistencia de los Modelos	101
4.1	Factores de Eficiencia del Refuerzo Horizontal Para el Muro Este	173
4.2	Rigideces Medida y Teórica de los Modelos	176
4.3	Valores de Ductilidad Equivalente y del Factor Q	194
A.1	Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo	210
A.2	Resistencia a la Compresión del Concreto	211
A.3	Resistencia de Mortero	212
A.4	Resistencia a la Compresión de la Mampostería	212
A.5	Resistencia a Tensión Diagonal de la Mampostería	213

2.5.b Disposición de Transductores de Desplazamiento para Medir Rotaciones de Muros (Modelo WBW-E y Modelo WBW-B)	48
2.6 Secuencia del Agrietamiento en Diferentes Etapas del Ensaye del Modelo WBW	50
2.7 Curva Carga Lateral Distorsión del Especimen WBW	51
2.8 Propagación de Grietas Diagonales hacia los Extremos de Castillos	53
2.9 Deslizamiento y Giro de Bloques de Mampostería	52
2.10.a Deformación Angular Tablero Este	55
2.10.b Deformación Angular Tablero Oeste	56
2.11 Incremento de las Deformaciones en los Tableros	57
2.12 Efecto de Acoplamiento	59
2.13.a Rotación Tablero Este	60
2.13.b Rotación Tablero Oeste	61
2.14.a Distribución de Curvaturas Modelo WBW	63
2.14.b Distribución de Curvaturas Modelo WBW	64
2.15 Secuencia del Agrietamiento en Diferentes Etapas del Ensaye del Modelo WBW-E	65
2.16 Curva Carga Lateral Distorsión del Especimen WBW-E	66
2.17 Curva Esfuerzo-Deformación de Escalerilla	69
2.18 Fracturas en Escalerilla	70
2.19 Penetración de Grietas en la Parte Superior del Castillo Interior del Tablero Oeste	71
2.20.a Deformación Angular Tablero Este	73
2.20.b Deformación Angular Tablero Oeste	74
2.21 Aplastamiento del Tabique cerca de la Formación de una Articulación Plástica de Castillo	75
2.22.a Rotación Tablero Este	77
2.22.b Rotación Tablero Oeste	78
2.23 Instrumentación para Corregir la Lectura de Rotaciones	79
2.24.a Rotaciones en la Dala	80
2.24.b Rotaciones en la Dala	81

2.25.a	Distribución de Curvaturas Modelo WBW-E	83
2.25.b	Distribución de Curvaturas Modelo WBW-E	84
2.26	Secuencia del Agrietamiento en Diferentes Etapas del Ensaye del Modelo WBW-B	86
2.27	Curva Carga Lateral Distorsión del Especimen WBW-B	87
2.28	Agrietamiento Inclinado Sobre las Diagonales	89
2.29.a	Deformación Angular Tablero Este	90
2.29.b	Deformación Angular Tablero Oeste	91
2.30.a	Rotación Tablero Este	93
2.30.b	Rotación Tablero Oeste	94
2.31.a	Rotaciones en la Dala	95
2.31.b	Rotaciones en la Dala	96
2.32.a	Distribución de Curvaturas Modelo WBW-B	97
2.32.a	Distribución de Curvaturas Modelo WBW-B	97
2.33	Envoltentes de Respuesta	100
3.1	Localización Típica de los Deformímetros	103
3.2	Curva Esfuerzo-Deformación de las Probetas	104
3.3	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de Castillos	106
3.4	Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos	108
3.5	Deformación de Fluencia Posición C07	111
3.6	Curva Carga Lateral-Deformación Deformímetro C47	113
3.7	Deformación de Fluencia Posición C26	114
3.8	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Dala	115
3.9.a	Deformación en Dala (Nudo) Posición D17	117
3.9.b	Deformación en Dala (Nudo) Posición D19	118
3.10.a	Deformación en Dala Posición D10	119
3.10.b	Deformación en Dala Posición D18	120
3.11	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Losa	121
3.12	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de Castillos	123
3.13	Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos	124

3.14.a	Deformación en Estribos Posición C06	128
3.14.b	Deformación en Estribos Posición C06	129
3.15	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Dala	130
3.16.a	Deformación en Dala Posición D10	131
3.16.b	Deformación en Dala Posición D18	132
3.17	Localización de los Deformímetros en la Losa WBW-E	133
3.18	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo Horizontal (Modelo WBW-E)	135
3.19	Secuencia de Fluencia del Refuerzo Horizontal	136
3.20	Deformación en el Refuerzo Horizontal Posición R07	138
3.21	Deformación del Refuerzo Horizontal en el Tablero Este del Modelo WBW-E	139
3.22	Variación de los Esfuerzos de Adherencia en el Refuerzo Horizontal Central	141
3.23	Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos	143
3.24.a	Deformación de Fluencia Posición C37	148
3.24.b	Deformación de Fluencia Posición C47	149
3.24.c	Deformación de Fluencia Posición C48	150
3.25	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Dala	151
3.26.a	Deformación en Dala Posición D09	153
3.26.b	Deformación en Dala Posición D17	154
3.27.a	Deformación en Dala Posición D10	155
3.27.b	Deformación en Dala Posición D18	156
3.28	Deformaciones de Tensión en el Refuerzo Transversal de la Dala	157
3.29	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Losa	158
3.30.a	Deformación en Losa Posición L04	159
3.30.b	Deformación en Losa Posición L08	160
3.31	Localización de los Deformímetros en el Refuerzo Horizontal (Modelo WBW-B)	167
3.32	Secuencia de Fluencia del Refuerzo Horizontal	162
3.33	Deformación del Refuerzo Horizontal en el Tablero Este del ModeloWBW-B	167
3.34	Variación de los Esfuerzos de Adherencia en el Refuerzo Horizontal Central	168

4.1	Resistencia de los Modelos en Base a las Propiedades Medidas en los Materiales	174
4.2	Degradación de la Rigidez de los Tres Modelos	178
4.3	Definición de Rigidez Equivalente $k_{eq}$	177
4.4	Rigidez Equivalente de los Tres Modelos	179
4.5	Rigidez Equivalente vs Rigidez Pico a Pico de los Tres Modelos	180
4.6	Definición de la Energía	181
4.7	Definición de Energía Disipada	182
4.8	Cálculo de la Energía Disipada	182
4.9	Disipación de Energía de los Tres Modelos	184
4.10	Definición de Amortiguamiento Viscoso	185
4.11.a	Amortiguamiento Viscoso Equivalente WBW	186
4.11.b	Amortiguamiento Viscoso Equivalente WBW-E	187
4.11.c	Amortiguamiento Viscoso Equivalente WBW-B	188
4.12.a	Contribución a la Energía Disipada Total del Modelo WBW	190
4.12.b	Contribución a la Energía Disipada Total del Modelo WBW-E	191
4.12.c	Contribución a la Energía Disipada Total del Modelo WBW-B	192
4.13	Obtención de la Ductilidad Equivalente	194
5.1	Grapa en Refuerzo Horizontal	199
A.1	Ensaye a Tensión Monótona de Probeta del Acero de Refuerzo	204
A.2	Prueba de Revenimiento del Concreto	206
A.3	Cilindros de Concreto Cabeceados con Azufre	206
A.4	Ensayes de Cubos de Mortero en la Máquina Universal	208
A.5	Instrumentación y Ensaye de Pila de Mampostería	208
A.6	Detalle de Instrumentación y Ensaye de Murete de Mampostería	209
A.7	Zonas de Fractura de las Probetas de Acero	211



## INTRODUCCION

### A. ANTECEDENTES

El déficit de vivienda en nuestro país se estima entre cinco y ocho millones de acciones, según el umbral que se fije para una calidad adecuada de vivienda. Este problema no existe tan sólo en los países en vías de desarrollo sino que también lo encontramos en países industrializados. En México, son varios los organismos públicos que se dedican a resolver este problema. Estas agencias, como el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores (INFONAVIT) han sido, en años pasados, constructores, promotores, supervisores, e incluso, diseñadores. En fechas recientes, su función se ha circunscrito a la promoción y financiamiento de vivienda manteniendo una reducida plantilla de técnicos en supervisión. Dentro del presupuesto anual de estos organismos generalmente se incluye el apoyo a investigaciones que resulten en una mayor seguridad, habitabilidad e higiene. Frecuentemente, las conclusiones y recomendaciones desarrolladas en dichos estudios son incorporadas en normas técnicas y reglamentos de construcción. El INFONAVIT es un ejemplo de institución que apoya la investigación.

Los programas de construcción de vivienda de interés social intentan abatir el déficit mediante proyectos tipo de edificios unifamiliares y multifamiliares de baja y mediana altura construidos con sistemas tradicionales. El sistema estructural tradicional consta de muros de carga de mampostería construidos de tabique de barro recocido o bloque de concreto, confinados por castillos y dadas (Figs. I.1, I.2 e I.3). A este sistema constructivo se le denomina mampostería confinada. Los muros construidos con bloque hueco, a menudo son reforzados en su interior (mampostería reforzada). El sistema de piso o techo, sobre todo en edificios de varios niveles, consta de losas de concreto coladas en el lugar o losas semiprefabricadas del tipo de vigueta y bovedilla.

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos utilizados por el hombre. La noticia más remota que se tiene del empleo de la mampostería de ladrillo se



Fig. I.1 Sistema Estructural Tradicional con Muros de Carga de Tabique de Barro Rojo Recocido

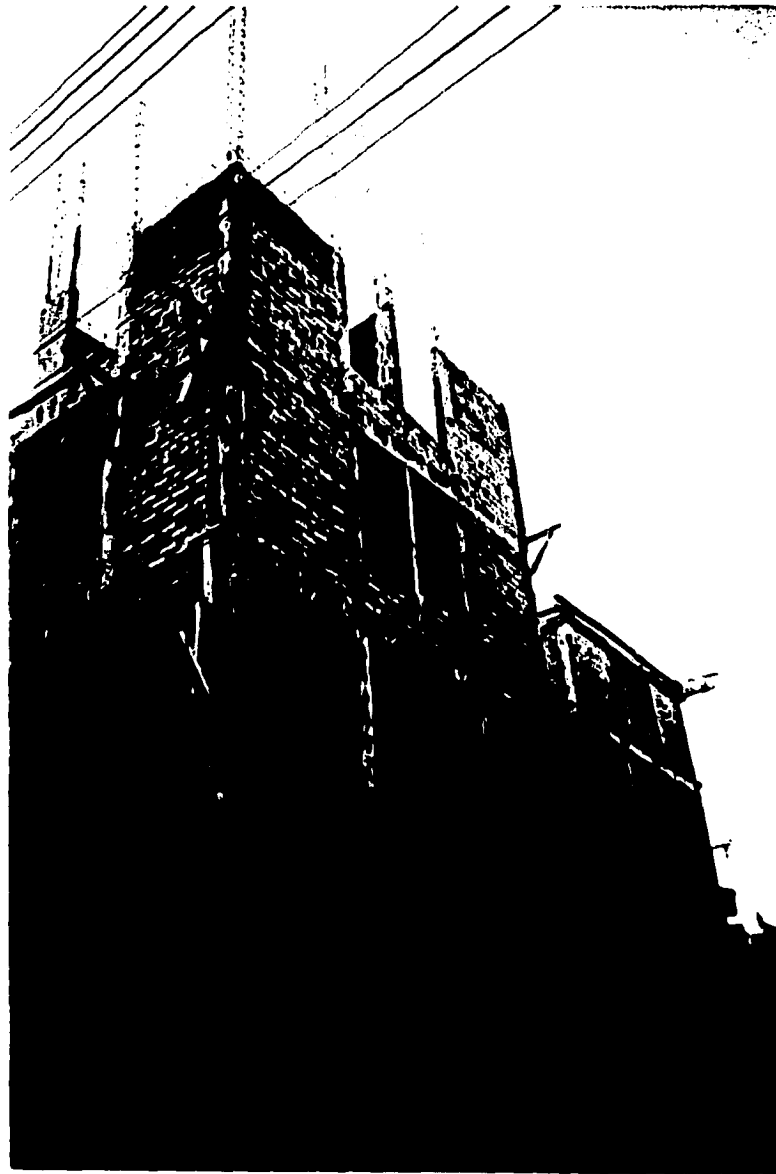


Fig. I.2 Vivienda de Interés Social de Cinco Niveles a Base de Tabique Macizo de Concreto (Tabicón) y Elementos de Confinamiento



Fig. 1.3 Conjunto Habitacional de Interés Social Construido a Base de Bloque Hueco de Concreto

encuentra en la Biblia, (Génesis 11-1-4): "*Tenía entonces toda la tierra un sola lengua y unas mismas palabras. Y aconteció que cuando salieron de oriente, hallaron una llanura en la tierra de Sinar, y se establecieron allí. Y se dijeron unos a otros: Vamos, hagamos ladrillo y cozámoslo con fuego. Y les sirvió el ladrillo en lugar de piedra, y el asfalto en lugar de mezcla. Y dijeron: Vamos, edifiquemos una ciudad y una torre cuya cúspide llegue al cielo; y hagámonos un nombre, por si fuéremos esparcidos sobre la faz de toda la tierra*". Ejemplos del uso de la mampostería en la antigüedad son las pirámides de Egipto y de México, grandes obras que han perdurado en el tiempo como símbolo de la grandeza de estos pueblos.

La mampostería, en nuestro país, generalmente se asocia a procedimientos artesanales, tanto en la fabricación de las piezas como en los procesos constructivos; por ello, la calidad de la mano de obra juega un papel importante en las propiedades estructurales de los elementos terminados. Sin embargo, desde hace muchos años se fabrican piezas industrializadas de alta resistencia y con un buen control de calidad.

El término mampostería abarca una gran diversidad de materiales que difieren con el tipo de pieza (de barro, de concreto, sílico-calcárea, etc.) y que puede ser maciza o con diferentes tipos de huecos. Sus dimensiones también son variables. La mampostería está compuesta por dos materiales, las piezas y el mortero. Las propiedades en conjunto dependen de los componentes y de la liga que se establece entre ambos.

El comportamiento mecánico de la mampostería depende de las propiedades de las piezas, como son la resistencia a la tensión, la absorción, la rugosidad de la superficie de contacto con el mortero, la forma de la pieza, el tamaño de los huecos y el espesor de las paredes en las piezas huecas. Estas propiedades usualmente varían de manera considerable entre piezas similares de diferentes productores, lo que ocasiona diferencias en el comportamiento estructural de la mampostería construida con ella. En la actualidad, se elaboran comercialmente tabiques de barro extruído con resistencias a la comprensión de 400 kg/cm<sup>2</sup> (39,3 MPa) o más y bloques de concreto en los que pueden lograrse resistencias a la comprensión sobre área bruta superior a los 200 kg/cm<sup>2</sup> (19,6 MPa) (Ref. 6). Con materiales semejantes a los mencionados, en zonas de bajo peligro sísmico, se han construido edificios

de entre 15 y 20 pisos a base de muros de carga con poco refuerzo (Fig. I.4). En contraste, en zonas de alto peligro sísmico es, en ocasiones, necesario emplear piezas huecas con abundante refuerzo interior.

El mortero, que es el otro componente de la mampostería, se fabrica normalmente en México con escaso cuidado en su dosificación. Esta se hace por volumen y sin control en la cantidad de agua. El índice de calidad más común es la resistencia a compresión, aunque otras propiedades son probablemente más significativas en el comportamiento del conjunto, como su capacidad para desarrollar buena adherencia con las piezas, la trabajabilidad, su deformabilidad y retentividad.

La principal ventaja del empleo de muros de carga es que el mismo elemento que sirve para subdividir los espacios y para dar aislamiento tiene una función estructural. Además, su construcción no requiere de equipo elaborado y costoso, y es intensivo en el uso de mano de obra no muy especializada. La mampostería por sí sola, sin ninguna clase de refuerzo, tiene la desventaja de su poca resistencia a la tensión. Esto obliga al empleo de algún tipo de refuerzo que cumpla con las funciones prioritarias de proporcionar ductilidad al sistema y de lograr la liga entre los muros y los otros componentes estructurales, reduciendo así el típico comportamiento frágil del material.

Este refuerzo y liga entre componentes se puede lograr mediante elementos de confinamiento, fabricados de concreto reforzado con ancho igual o mayor que el espesor del muro y que lo rodean formando un pequeño marco perimetral. Las funciones adicionales del confinamiento son mantener la integridad del tablero de mampostería después de que se ha agrietado diagonalmente y proveer resistencia a flexión a la estructura.

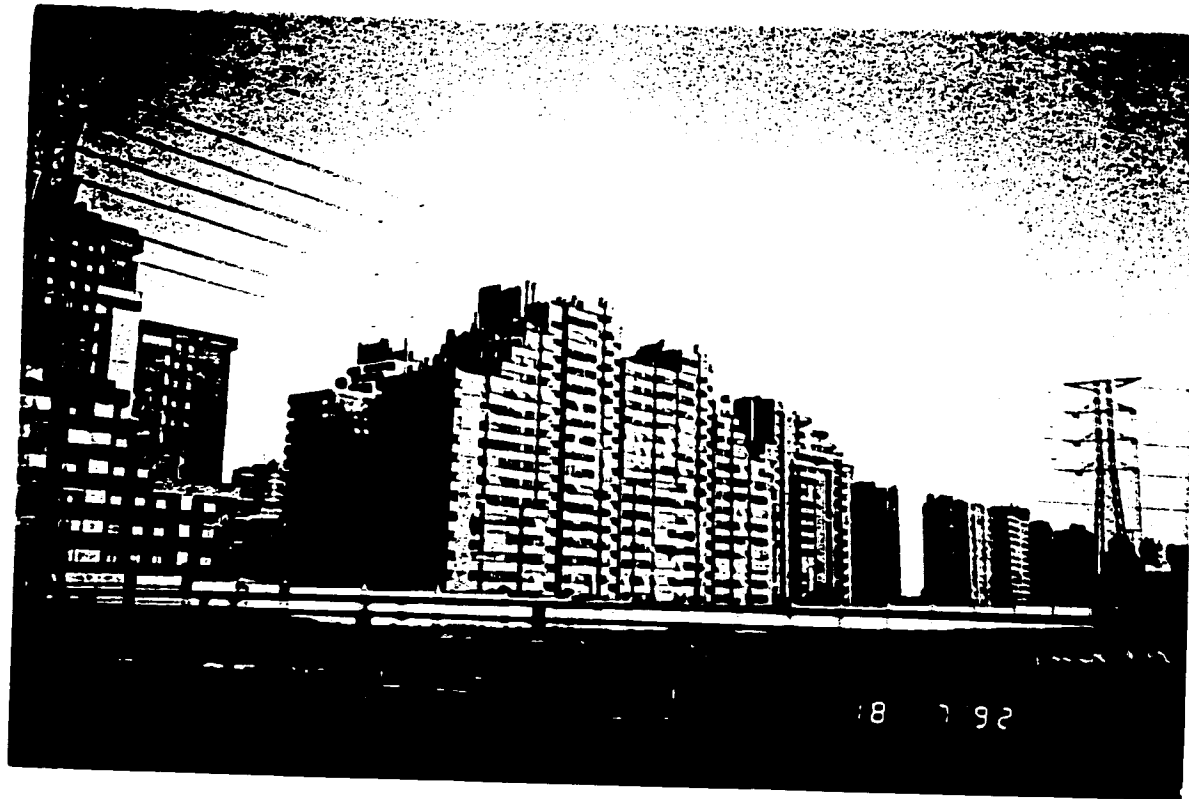


Fig. 1.4 Edificio Multifamiliar de 18 Niveles a Base de Muros de Mampostería (Madrid, España)

## **B. PARAMETROS QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA CONFINADA DE BARRO**

### **B.1 Materiales**

La resistencia y propiedades de la mampostería de arcilla dependen en esencia de las propiedades individuales de las piezas, siendo el principal factor la materia prima con la que se elaboran, y no así el proceso de fabricación. El mortero, material utilizado para obtener esta liga, no tiene un carácter definitivo en la resistencia a la compresión del conjunto, puesto que las piezas son las que determinan dicha característica. Sin embargo, el mortero afecta la resistencia de la mampostería a tensión diagonal (Ref. 7).

### **B.2 Refuerzo Horizontal**

Los resultados de ensayos de muros de mampostería con refuerzo horizontal (Ref. 7) indicaron que los modelos exhibieron una mayor capacidad de deformación que los no reforzados. La rigidez inicial y la energía total disipada no se vieron afectadas por la cantidad de acero. En cuanto a la resistencia de los modelos, ésta dependió de la cantidad y del tipo de refuerzo empleado. El tipo de falla fue el mismo que se observó en aquellos modelos que no contaban con refuerzo horizontal, y que se caracterizó por el dominio de grietas diagonales (fallas típicas por tensión diagonal).

### **B.3 Confinamiento**

Pruebas de compresión diagonal en muretes y de muros en voladizos han demostrado que los efectos de los elementos confinantes ante cargas máximas, son variables y difíciles de predecir. Sin embargo, estos elementos poseen un importante efecto al mantener la capacidad, ductilidad, y estabilidad estructural una vez ocurrido el agrietamiento de los



muros. El confinamiento no afecta de ninguna manera el comportamiento en la etapa de preagrietamiento.

#### **B.4 Carga Lateral**

La forma de aplicación de la carga es un factor determinante en la resistencia. Para cargas monótonas, los especímenes permiten mayores incrementos de carga después del agrietamiento que para pruebas cíclicas.

#### **B.5 Carga Axial**

La aplicación de carga axial en muros de mampostería aumenta la resistencia al agrietamiento. El incremento de la carga de agrietamiento, en función de la carga axial, se puede estimar mediante la siguiente expresión

$$V = V_m + 0.4 W \quad (1)$$

donde

**V** es la cortante de agrietamiento de la mampostería bajo carga axial;

**V<sub>m</sub>** es la cortante de agrietamiento de la mampostería sin carga axial; y

**W** es la carga vertical aplicada.

Por otra parte, la aplicación de altas cargas verticales, conduce a reducir la ductilidad de los muros y a presentar degradaciones de resistencia y rigidez más severas que con bajos niveles de carga vertical (Ref. 7).

### C. LA MAMPOSTERIA CONFINADA EN MEXICO

En años recientes y en diversos países (como Estados Unidos de América, Japón, Nueva Zelanda) se ha popularizado el uso de refuerzo en muros a base de piezas huecas con barras verticales en los huecos y con varillas horizontales en las juntas o en piezas especiales. En teoría, la adición de refuerzo interior en muros incrementa la resistencia, restringe la propagación del agrietamiento, reduce el deterioro ante la repetición de cargas, y produce una distribución más uniforme de los esfuerzos cortantes evitando altas concentraciones de esfuerzos en los castillos. Se ha observado que con cuantías altas de refuerzo, se obtiene un incremento en la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada y un comportamiento bastante dúctil. En México, el uso del refuerzo interior no es muy popular debido a la dificultad de supervisión y a la poca información sobre su desempeño y construcción a nivel general. Cuando se usa, se emplean cantidades de refuerzo mucho menores que las mínimas en otros países. Se ha demostrado que, para bajas cuantías de acero, tanto en estructuras reales como en las de laboratorio, se tiene un comportamiento sísmico muy defectuoso.

En el año de 1976 se publicaron las primeras normas de construcción sobre mampostería, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTM), basadas en criterios modernos de diseño (Ref. 2). Desde esta fecha las NTM han sufrido modificaciones en cada una de sus revisiones siempre con la meta de refinar los requisitos para diseño sísmico. Actualmente, las NTM establecen procedimientos de ensaye relativamente simples para determinar las propiedades mecánicas de la mampostería (resistencia al cortante, a la compresión, etc.). Cuando no se tiene información previa acerca de los materiales a usar, en las NTM se proporcionan valores específicos para los materiales de empleo más común.

Las NTM especifican dos modalidades para el refuerzo de la mampostería (Ref. 2); la denominada mampostería confinada, mediante el uso de castillos y dalas para los cuales se fijan separaciones y requisitos de refuerzo; y la mampostería con refuerzo interior, en la que se coloca refuerzo vertical en el interior de los huecos de las piezas. Las normas admiten

también construcciones de mampostería sin refuerzo; sin embargo, exigen que se diseñen con factores de seguridad muy altos, lo cual resulta económicamente factible sólo para construcciones con alta densidad de muros. Más adelante se define el concepto de densidad de muros.

Las NTM contemplan un método simplificado de análisis y diseño para cargas verticales y laterales. El método simplificado es aplicable a la mayoría de las construcciones para vivienda que cumplan con los requisitos, no muy estrictos, de densidad y altura máxima de muros, y ausencia de grandes excentricidades de las cargas. Dichos requisitos son los siguientes:

Para análisis de cargas verticales (Ref. 2):

a) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.

b) No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada, ni fuerzas significativas que actúan en dirección al plano del muro.

c) La relación altura-espesor del muro no excede de 20.

Para análisis de cargas laterales (Ref. 2):

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, si:

a) Al menos el 75 por ciento de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte.

b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2.0.

c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base de la estructura no excede de 1.5 y la altura de la misma no es mayor de 13 m.

El método simplificado puede interpretarse como un procedimiento para determinar el área transversal de muros que se requiere en cada dirección para resistir las fuerzas sísmicas. Esta puede expresarse en términos de un índice adimensional igual a la suma de las áreas transversales efectivas de los muros en la dirección considerada, dividido entre el área tipo del edificio (Ref. 8). A este índice se denomina densidad de muros.

En la actualidad, con la ayuda que representan las herramientas de cómputo, se han logrado resolver modelos muy refinados de estas estructuras, los cuales son adecuados para realizar análisis sísmicos estáticos o dinámicos. Si no se satisfacen las condiciones de aplicabilidad del método simplificado, las NTM permiten aplicar métodos más detallados.

En estadísticas a nivel mundial, los daños causados en construcciones de mampostería por sismos intensos han sido con frecuencia muy severos; en general, el desempeño de las construcciones de este material se compara desfavorablemente con el de estructuras de acero y de concreto. Sin embargo, debe aclararse que la mayoría de las fallas han sido de construcciones de mampostería que no habían sido objeto de un diseño estructural y que presentaban defectos obvios de estructuración, de construcción o de calidad de materiales (principalmente debidos a intemperismo). Si bien es cierto que la mampostería, por ser un material de baja resistencia a tensión y de comportamiento frágil, es particularmente sensible a los efectos de los sismos, no se debe dejar de mencionar la amplia evidencia existente de que, siguiendo procedimientos idóneos de diseño y de construcción, se pueden superar estos inconvenientes y obtener estructuras con una seguridad adecuada ante las acciones sísmicas. Los daños sufridos por el sismo de 1985 en la ciudad de México en esta clase de estructuras, en particular de mampostería confinada, demostraron la confiabilidad de este sistema de construcción, al no presentar daños considerados comparables, en proporción, a los que presentaron las edificaciones de mayor importancia estructural que fueron objeto de un diseño sísmico refinado. Este comportamiento se atribuye a que las construcciones de mampostería son comúnmente estructuras bajas de muy pocos niveles, con períodos de vibración pequeños.

pero muy diferentes de los períodos dominantes del movimiento. Para períodos cortos, los movimientos en suelos blandos fueron pequeños. Además debe destacarse que la mayoría de las estructuras de mampostería tenían una adecuada cantidad de muros.

## **OBJETIVOS Y ALCANCES**

Con el apoyo del INFONAVIT, el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) ha iniciado un ambicioso proyecto de investigación sobre estructuras de mampostería. Los objetivos del estudio son

1. Verificar, experimentalmente, la seguridad sísmica de estructuras de mampostería diseñadas y construidas según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en vigor (RDF-87, Ref. 3).
2. Estudiar con mayor detalle el comportamiento de estructuras de mampostería ante cargas laterales cíclicas.
3. Evaluar el efecto de distintas alternativas de refuerzo en el comportamiento sísmico de muros de mampostería.
4. Proponer, si es necesario, modificaciones a las prácticas de diseño y construcción de estructuras de mampostería.

En la primera etapa de la investigación se ensayaron tres estructuras construidas a base de muros de mampostería confinada, constituida por dos muros ligados entre sí (Ref. 1). Los modelos fueron diseñados y construidos de acuerdo a las Refs. 2 y 3. La variable experimental del estudio fue el grado de acoplamiento entre los muros. En el primer espécimen, W-W, los muros estaban ligados únicamente por barras de acero de alta resistencia, de manera que sólo transmitieran axialmente la carga lateral entre ellos. El segundo modelo, denominado WBW, consistió en un sistema continuo "trabe-losa" sobre los muros.

con una abertura en forma de puerta entre ambos. En el tercer modelo, WWW, se construyeron pretilas en la parte superior de la losa y en la parte inferior entre los muros formando una abertura con forma de ventana.

El agrietamiento y el modo de falla de los tres modelos fueron dominados por las deformaciones al corte de los muros de mampostería. El grado de acoplamiento no influyó en el tipo de falla de los modelos, aunque tuvo un efecto significativo en la rigidez inicial. Sin embargo, la degradación de rigidez fue similar para los tres especímenes. La resistencia de los modelos fue superior a la predicha por el RDF-87.

En este trabajo se presentan los resultados de la segunda fase experimental que consistió en el ensaye cuasiestático ante cargas laterales alternadas de dos especímenes a escala natural con diferente tipo de refuerzo horizontal. Los modelos estaban compuestos por dos muros de mampostería confinada ligados entre sí por una dala y losa de concreto colados en sitio, creando una abertura en forma de puerta. El modelo de control fue WBW, ensayado en la primera etapa, en el cual no se colocó ninguna clase de refuerzo horizontal. El espécimen WBW-E se reforzó horizontalmente con una armadura electrosoldada de alambre estirado en frío. En la estructura WBW-B se usaron alambres corrugados de pequeño diámetro trabajados en frío. Los objetivos del estudio eran investigar:

1. El efecto de refuerzo horizontal en el comportamiento histerético de los sistemas de muros, especialmente en lo que se refiere a resistencia, y capacidades de deformación y disipación de energía.
2. El mecanismo resistente a carga lateral.
3. La diferencia en el comportamiento de los modelos con distintos tipos de refuerzo horizontal.
4. La influencia de los elementos confinantes en la respuesta.

5. La facilidad de construcción de muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal.

#### **D. ORGANIZACION DEL TRABAJO**

El trabajo está organizado en cinco capítulos. En el Capítulo I se describen las características, construcción, historia de carga e instrumentación de los modelos. En el Capítulo II se presenta el comportamiento general de los especímenes. Asimismo, se comparan las respuestas de las tres estructuras (modelo de control y los especímenes con refuerzo horizontal). En el Capítulo III se hace una evaluación del comportamiento interno de los modelos a través del estudio de los deformímetros eléctricos. En el Capítulo IV se analizan los resultados experimentales y se estudian las características de resistencia, rigidez, disipación de energía y capacidad de deformación de los especímenes. Finalmente, las conclusiones y recomendaciones del trabajo se presentan en el Capítulo V.

## **CAPITULO I**

### **PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **1.1 INTRODUCCION**

Dos sistemas de muros de mampostería confinada a escala natural fueron construidos con distintos tipos de refuerzo horizontal. Los modelos estaban constituidos por dos muros de tabique de barro recocido ligados entre sí por un sistema dala-losa continuo sobre los tableros. Su geometría y dimensiones fueron iguales a las del tercer modelo de control, WBW, construido sin refuerzo horizontal. Este espécimen fue ensayado en la primera fase experimental del proyecto Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica (Ref. 1). Las tres estructuras representan los muros de la planta baja de un edificio de interés social de cuatro o cinco niveles. Los modelos fueron ensayados aplicando cargas cíclicas laterales como las inducidas por sismos. Los especímenes fueron diseñados y construidos según la práctica vigente en el Distrito Federal (Ref. 3). Los muros del modelo WBW-E fueron reforzados con una armadura electrosoldada hecha de alambres lisos estirados en frío (escalerilla). En el espécimen WBW-B, se colocaron alambres corrugados laminados en frío en las juntas de los muros. La comparación del comportamiento de las estructuras WBW-E y WBW-B con WBW permitirá identificar el efecto del refuerzo horizontal. La comparación entre WBW-E y WBW-B indicará la influencia de los distintos tipos de refuerzo en las características de la respuesta.

#### **1.2 ESPECIMENES DE PRUEBA**

La geometría y dimensiones de los modelos se muestran en la Fig. 1.1. La longitud total de los modelos era de 5 m. Todos los especímenes estaban formados por dos muros de 1.6 m (muro Este) y 2.4 m (muro Oeste) de longitud, construidos con tabique artesanal de arcilla. Los muros estaban ligados por un sistema dala-losa continuo sobre los tableros. El



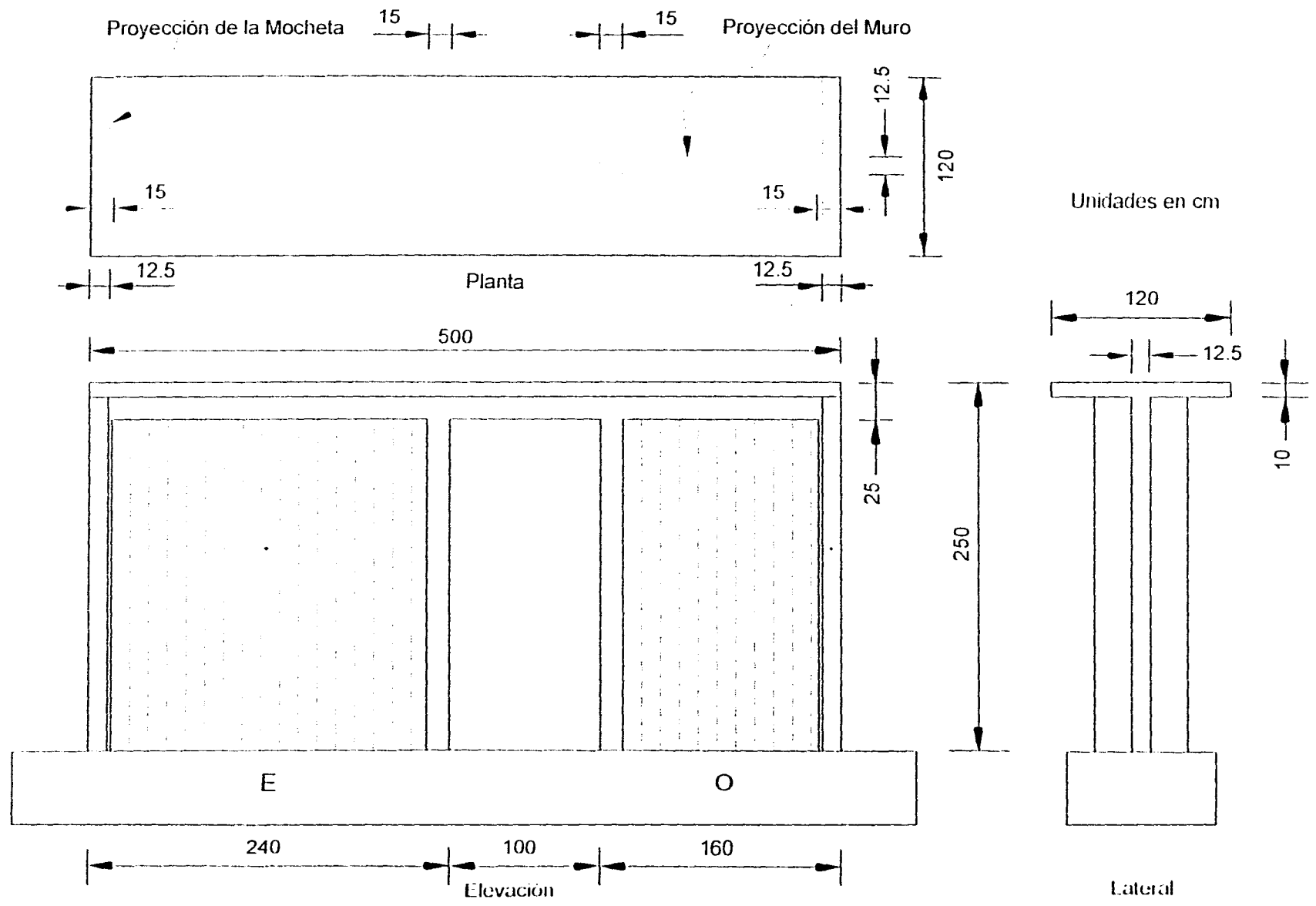


Fig. 1.1 Geometría y Dimensiones de los Modelos

ancho de la abertura fue de 1 m. Los muros estaban confinados por castillos de sección nominal de 12.5 cm por 15 cm. Las dalas tenían una sección de 12.5 cm por 25 cm. El espesor de los muros fue de 12.5 cm. En todos los modelos, el espesor de la losa fue igual a 10 cm y el ancho igual a 120 cm. La altura de las estructuras, desde su desplante, era de 2.5 m, que es una altura típica de entrepiso. Una evaluación de las características estructurales de conjuntos habitacionales de interés social (Ref. 10) ha mostrado que las alturas de entrepiso más comunes varían entre 2.40 y 2.60 m.

La resistencia de diseño a la compresión del concreto de castillos, dalas y losa fue de 200 kg/cm<sup>2</sup> (19.6 MPa) para WBW, y de 210 kg/cm<sup>2</sup> (20.6 MPa) para WBW-E y WBW-B. En la Tabla 1.1 se presenta la resistencia promedio de los cilindros muestreados durante los colados de los modelos. En el Apéndice se describe la metodología empleada en los ensayos de los materiales y se presentan los resultados completos.

Tabla 1.1 Resistencia Promedio a la Compresión de Cilindros de Concreto

Elemento Estructural	Modelo					
	WBW		WBW-E		WBW-B	
	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa
Castillo	168	16.5	215	21.1	205	21.1
	(93)*		(62)		(61)	
Dala	365	35.8	285	28.0	240	23.5
	(82)		(50)		(57)	
Losa	365	35.8	285	28.0	240	23.5
	(82)		(50)		(57)	

\* (edad durante el ensaye, en días)

El mortero utilizado en la construcción de los modelos fue dosificado por volumen para obtener una resistencia a la compresión de  $125 \text{ kg/cm}^2$  ( $12.3 \text{ MPa}$ ), la cual, según la Ref. 2, corresponde a un mortero tipo I. El mortero de WBW se dosificó con una relación cemento:arena igual a 1:3; para WBW-E y WBW-B se usó una relación 1:4 para obtener una resistencia a la compresión más baja y consistente con lo que se espera en la práctica. En la Tabla 1.2 se incluyen las resistencias a la compresión del mortero obtenidas del ensaye de cubos de 5 cm de arista.

Tabla 1.2 Resistencia Promedio a la Compresión de Cubos de Mortero

Modelo	Resistencia a la Compresión	
	kg/cm <sup>2</sup>	MPa
WBW	113	11,0
WBW-E	89	8,8
WBW-B	87	8,5

Los índices de resistencia a compresión y a tensión diagonal de la mampostería se encuentran en la Tabla 1.3. Para obtener la resistencia a compresión, simultáneamente a la construcción de los muros, se construyeron pilas de mampostería con siete tabiques sobrepuestos. El número de tabiques de las pilas se decidió de manera que la relación de esbeltez de ellas fuera cercana a cuatro y que, por tanto, el factor correctivo de la resistencia fuera igual a la unidad (Ref. 2). El módulo de elasticidad se obtuvo como la rigidez secante asociada a un esfuerzo igual a la mitad de la resistencia. En el Apéndice se describe la metodología seguida y la instrumentación empleadas en las pruebas.

La resistencia a tensión diagonal de la mampostería se obtuvo del ensaye de muretes. Los muretes, sensiblemente cuadrados, fueron hechos con un tabique y medio de base y cinco hiladas de altura y, al igual que los prismas, fueron elaborados durante la construcción de los modelos. Análogamente al módulo de elasticidad, el módulo de rigidez al corte se calculó

como la rigidez secante al 50% de la resistencia.

Tabla 1.3 Propiedades Mecánicas Promedio de la Mampostería

Característica	WBW		WBW-E		WBW-B	
	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa
Resistencia a Compresión, $f_m^*$	39	3,8	49	4,8	33	3,2
Módulo de Elasticidad, $E_m$	23 400	2 296	29 400	2 884	19 800	1 942
Resistencia a Tensión Diagonal, $v_m^*$	6.7	0,66	4.3	0,42	5.0	0.49
Módulo de Rigidez al Corte, $G_m$	7 020	689	8 820	865	5 940	583

Para el refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losa se usaron varillas corrugadas con esfuerzo nominal de fluencia  $f_y = 4\,200\text{ kg/cm}^2$  (412.0 MPa). Para los estribos de castillos y dalas se usó alambón liso con  $f_y = 2\,400\text{ kg/cm}^2$  (235,4 MPa). Se usaron dos tipos de refuerzo horizontal: en WBW-E se empleó escalerilla de alambre estirado en frío calibre 10, con esfuerzo nominal de fluencia de  $5\,000\text{ kg/cm}^2$  (490.5 MPa). El diámetro de los alambres de la escalerilla fue igual a 3.43 mm. El ancho nominal de la escalerilla, correspondiente a la separación de los alambres longitudinales, fue de 10.5 cm. La separación entre los alambres transversales fue de 40 cm. En la fabricación de la escalerilla, los alambres

transversales se sueldan a los longitudinales mediante resistencia eléctrica (sin material de aporte). Durante el proceso no se aplica ningún tratamiento térmico especial. En WBW-B se usaron alambres corrugados del número 1.25 ó 5/32 pulg. de diámetro (3,97 mm). En la Tabla 1.4 se presentan las propiedades mecánicas del acero.

Tabla 1.4 Propiedades Mecánicas Promedio del Acero de Refuerzo

Denominación	$f_y$		$\epsilon_y$	$f_u$		Alargamiento %
	kg/cm <sup>2</sup>	MPa		kg/cm <sup>2</sup>	MPa	
#4	4350	427	.002	6940	476	15
#3	4560	447	.002	7420	728	13
#2	2810	276	.002	4855	681	18
3.97 mm*	6620	650	.006	7110	697	3.3
3.43 mm**	4890	480	.005	5150	506	3,6

\* Alambre corrugado Grado 60, laminado en frío

\*\* Armadura electrosoldada (escalerilla) Grado 50

Los detalles de los modelos y las cuantías de refuerzo, basadas en dimensiones nominales, se presentan en la Tabla 1.5.

Los modelos fueron diseñados y detallados según la práctica vigente en el Distrito Federal (Refs. 2 y 3). Se considera que las estructuras son representativas de muros reales. En la Fig. 1.2 se muestran los detalles de armado de los modelos. El refuerzo longitudinal de los castillos constó de cuatro varillas corrugadas del #3. Transversalmente, los castillos se reforzaron con estribos lisos del #2 separados a cada 20 cm, excepto en los extremos donde se colocaron cinco estribos a cada 7 cm. Resultados de ensayos en laboratorio de muros de mampostería confinada con refuerzo transversal en los extremos de los castillos colocado a bajas separaciones, indican que el comportamiento que se obtiene es más estable y se alcanza

Tabla 1.5 Cuantías de Refuerzo de los Modelos

MODELO	CASTILLO		DALA		LOSA		MURO
	Longitudina 1	Transversal	Longitudina 1	Transversal	Longitudina 1	Transversal	Refuerzo Horizontal
WBW	4 varillas # 3 (1.51 %)	Estribos #2 @ 20 cm, 5 Estribos #2 @ 7 cm aprox.	4 varillas # 4 (0.81 %)	Estribos # 2 @ 20 cm	Varillas # 3 @ 20 cm (0.36 %)	Varillas # 4 @ 20 cm (0.64 %)	-----
WBW-E	4 varillas # 3 (1.51 %)	Estribos #2 @ 20 cm, 5 Estribos #2 @ 7 cm aprox.	4 varillas # 4 (0.81 %)	Estribos # 2 @ 20 cm	Varillas # 3 @ 20 cm (0.36 %)	Varillas # 4 @ 20 cm (0.64 %)	Escalerilla 2-3.43 mm @ 2 hiladas (@ 14 cm aprox.) (0.104 %)
WBW-B	4 varillas # 3 (1.51 %)	Estribos #2 @ 20 cm, 5 Estribos #2 @ 7 cm aprox.	4 varillas # 4 (0.81 %)	Estribos # 2 @ 20 cm	Varillas # 3 @ 20 cm (0.36 %)	Varillas # 4 @ 20 cm (0.64 %)	Alambre 2-3.97 mm @ 3 hiladas (@ 21 cm aprox.) (0.094 %)

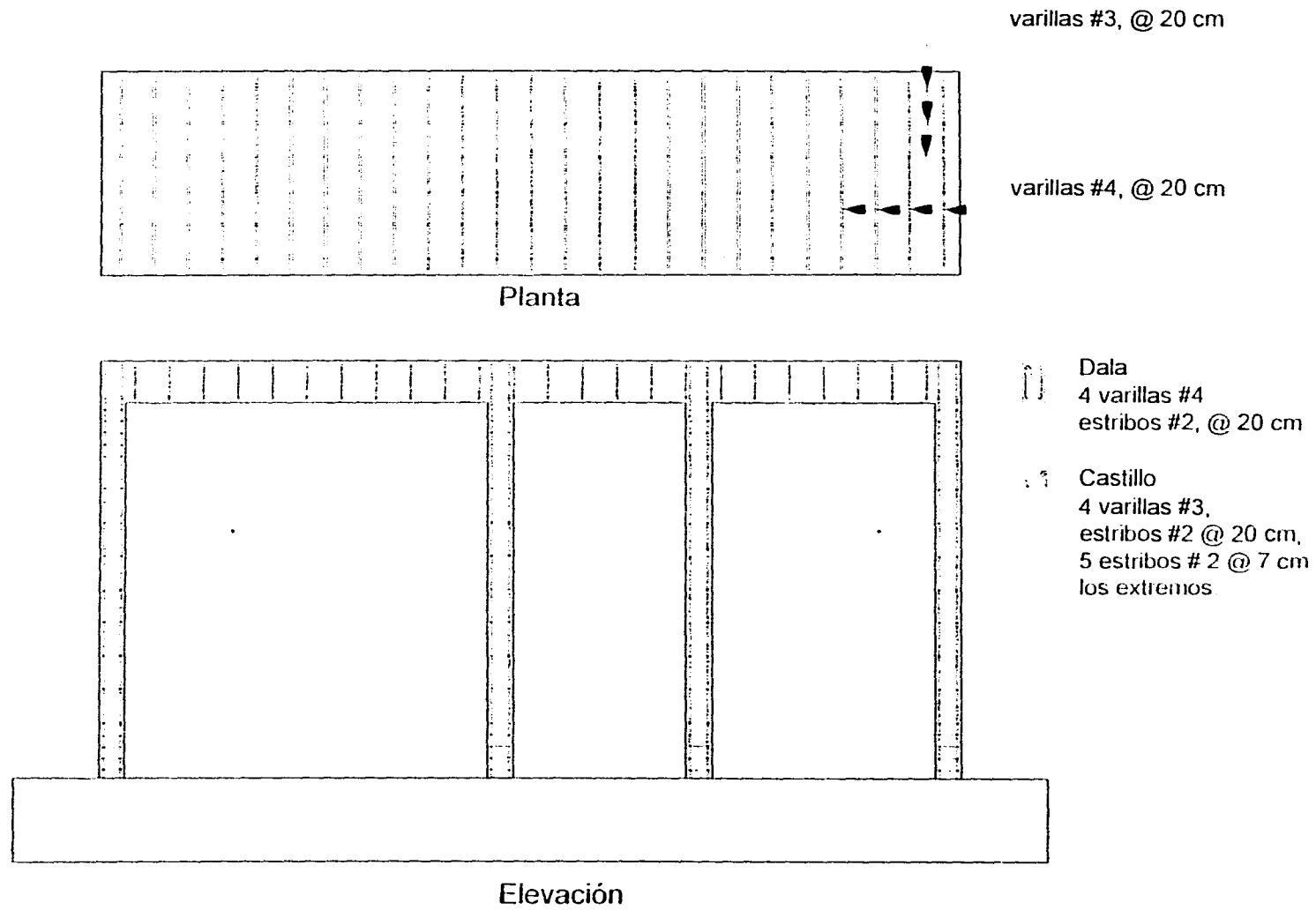


Figura 1.2 Detalles de Armado de los Modelos

una capacidad de deformación mayor que cuando la separación de estribos es igual a 20 cm y es constante en la altura del castillo (Ref. 9). El recubrimiento libre en los castillos fue de 1.25 cm.

Las dalas fueron reforzadas longitudinalmente con cuatro varillas del #4, y transversalmente con estribos lisos del #2 a cada 20 cm. El recubrimiento libre de las dalas fue igual a 1.25 cm. Los estribos de castillos y dalas se remataron en una esquina con dobleces a 135°. En los castillos, la esquina con el doblez fue alternada en la altura de los mismos de modo que los dobleces de estribos consecutivos no coincidieran en una misma esquina.

Las varillas longitudinales de castillos y dalas fueron terminadas en el nudo con ganchos a 90° (Fig. 1.3). El nudo fue reforzado transversalmente por dos estribos del #2.

El armado de las losas en la dirección longitudinal consistió de una parrilla de seis varillas corrugadas del #3 separadas a cada 20 cm y de varillas corrugadas del #4 a cada 20 cm en la dirección transversal.

Las cuantías de refuerzo horizontal de las estructuras WBW-E y WBW-B se determinaron de manera que el acero horizontal resistiera una carga lateral de 25 t (245.3 kN). Este valor fue el cortante de agrietamiento inicial del modelo WBW (Ref. 1). En el cálculo se supuso que los alambres de todas las juntas de los muros alcanzarían simultáneamente un esfuerzo igual al nominal de fluencia. La resistencia a fuerza cortante  $V_R$ , según la Ref. 2, se calculó mediante

$$V_R = F_R ( 0.5v' A_T + 0.3P ) \leq 1.5 F_R v' A_T \quad (1.1)$$



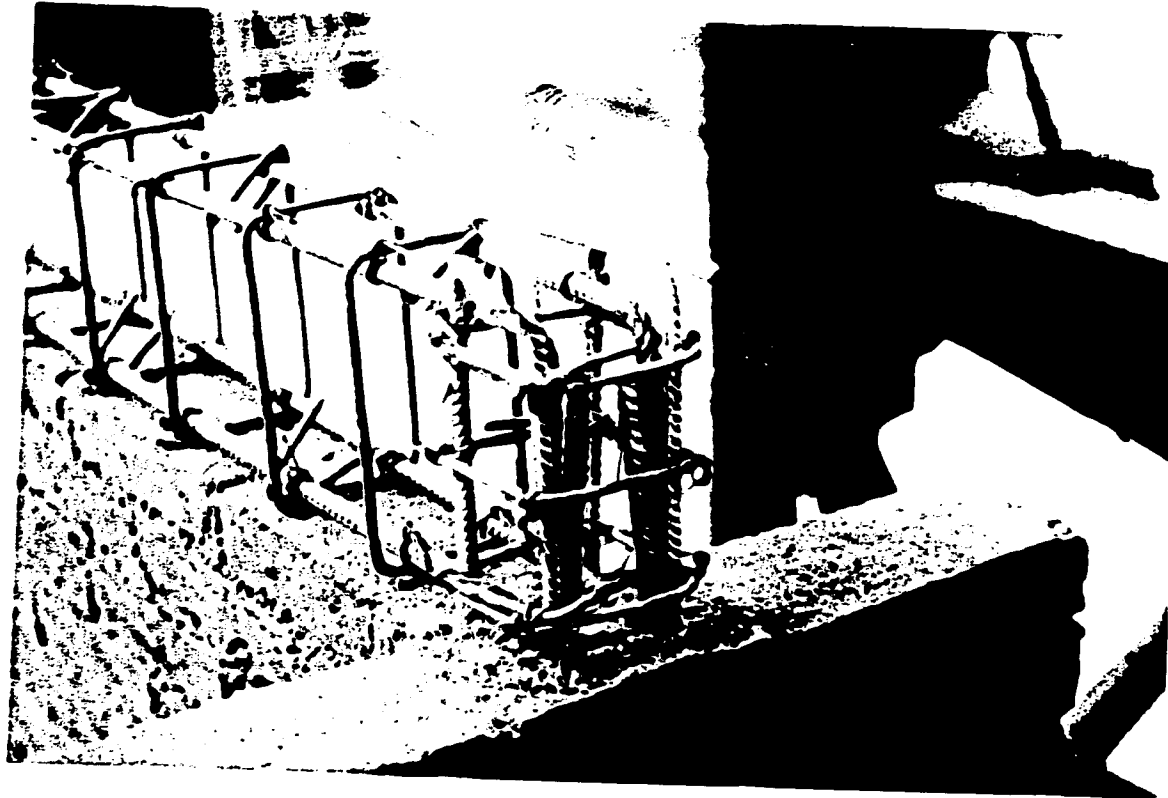


Fig. 1.3 Ganchos de las Varillas Longitudinales de los Castillos y Dalas

donde

- $F_R$  es el factor de reducción de resistencia;
- $v^*$  es el esfuerzo cortante medio de diseño;
- $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro; y
- $P$  es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

En el Capítulo II se indican las resistencias calculadas de los tres modelos.

De acuerdo a la Ref. 2 la resistencia a la fuerza cortante calculada con la Ecuación 1.1 para muros confinados podrá incrementarse en un 25 % si se coloca refuerzo horizontal, cuya cuantía  $p_h$ , no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión siguiente

$$p_h = 0.0002 v^* \left( 1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T} \right) \frac{4200}{f_y} \quad (1.2)$$

donde

- $p_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal en el muro;
- $v^*$  es el esfuerzo cortante de diseño, sobre área bruta;
- $P$  es la carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga;
- $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro; y
- $f_y$  es el esfuerzo de fluencia especificado en el acero de refuerzo.

El modelo WBW-E se reforzó horizontalmente con una armadura electrosoldada de alambre estirado en frío Grado 50 (escalerilla) colocada a cada dos hiladas (14 cm aproximadamente) a partir de la segunda junta inferior. Los alambres de la escalerilla fueron continuos a lo largo de cada muro y se anclaron alrededor de las varillas longitudinales extremas de los castillos con ganchos a 180°. La cuantía de refuerzo horizontal fue igual a 0.094%. La cuantía mínima basada en un esfuerzo cortante de diseño igual a 3.5 kg/cm<sup>2</sup> (0.34 MPa) y un esfuerzo nominal de fluencia de  $f_y = 5\,000$  kg/cm<sup>2</sup> (490.5 MPa), fue igual a

0.087%.

En el espécimen WBW-B se colocaron alambres corrugados laminados en frío Grado 60 de 5/32 pulg. de diámetro (3.97 mm) a cada tres hiladas (21 cm aproximadamente). Los alambres no estaban unidos entre sí. La cuantía de refuerzo calculada con las dimensiones y propiedades nominales, fue igual a 0.106%. La cuantía mínima del refuerzo horizontal fue igual a 0.084%. Al igual que en WBW-E, los alambres corrugados fueron continuos a lo largo de cada muro y se anclaron alrededor de las varillas longitudinales extremas de los castillos con ganchos a 180°.

### **1.3 CONSTRUCCION DE LOS MODELOS**

Los muros fueron construidos sobre vigas de cimentación de concreto reforzado colocadas en la losa de reacción del Laboratorio de Estructuras Grandes. Los modelos fueron ensayados en el mismo lugar en que fueron construidos. Las varillas longitudinales de los castillos de WBW se dejaron ahogadas en la viga y se anclaron con ganchos a 90° (Ref. 1). Para los modelos WBW-E y WBW-B se usaron las mismas vigas empleadas en la primera fase experimental. Los armados longitudinales de los castillos de estos modelos se anclaron mediante barrenos rellenos con resina epóxica líquida. El diámetro del barreno fue de 3/4 pulg. (19 mm); la profundidad mínima fue de 20 cm. Para garantizar una adecuada adherencia entre la resina y el concreto se limpió el barreno de polvo con un escobillón y una aspiradora. Durante su colocación en el barreno con resina, se rotaron las varillas sobre su eje mientras éstas se introducían en el barreno. Las barras de refuerzo fueron arriostradas para asegurar su posición a plomo. El comportamiento de las varillas longitudinales de WBW-E y WBW-B fue satisfactorio durante los ensayos ya que no hubo evidencia de agrietamiento del concreto adyacente o de deslizamiento de las mismas.

Los muros fueron construidos en dos etapas. Primero, se armaron los castillos y se levantaron los muros hasta la mitad de su altura final. Posteriormente, se colaron las mitades inferiores de los castillos (hasta la misma altura de la mampostería). Después se colocaron los

estribos en las segundas mitades de los castillos y se construyó el resto del muro. En seguida se colaron las segundas mitades de los castillos. Se armaron la dala y la losa y, finalmente, se colaron de modo simultáneo. Según esta secuencia de construcción, se dejaron tres juntas en cada modelo: en el desplante de los muros, a la mitad de la altura y abajo del nudo dala-castillo. Durante los ensayos no se observaron signos de daño en estas juntas. Previo a cada colado, se saturó el concreto viejo y la mampostería con objeto de reducir el agrietamiento de contracción por fraguado. Para la cimbra se usó madera contrachapada cubierta de líquido desmoldante. Antes del armado de los elementos, el acero de refuerzo (longitudinal y transversal) fue instrumentado con deformímetros eléctricos.

En el colado de los castillos, se empleó concreto elaborado en el laboratorio con un tamaño máximo de agregado de 3/8 pulg. (9,5 mm). Se usó cemento portland tipo I. El revenimiento del concreto varió entre 8 y 12 cm. El concreto se colocó con botes metálicos de 19 L (19 dm<sup>3</sup>). Para compactar el concreto se usaron vibradores eléctricos portátiles. Sin embargo, debido a que la esquina de los estribos con los dobleces a 135° se alternó en la altura de los castillos, no se pudo insertar el cabezal del vibrador dentro del armado. Por tanto, el cabezal se colocó contra las varillas longitudinales de los castillos en la parte superior de la cimbra. La compactación del concreto de todos los castillos fue buena y no se registraron oquedades ni paquetes de aire.

Para la dala y la losa se usó concreto elaborado en el laboratorio con un tamaño máximo de agregado de 3/8 pulg. (9.5 mm).

Como se mencionó en la sección 1.2, el mortero se dosificó por volumen. El agua se añadió sin control para mantener una trabajabilidad adecuada en el mortero. No obstante esto, el mortero fue homogéneo como lo indica la baja dispersión en la resistencia a la compresión que fue, en promedio, igual a 4.8%. En la construcción de los muros se saturaron las piezas antes de su pegado como lo indica la Ref. 2.

El refuerzo horizontal, tanto la escalerilla como los alambres corrugados, se colocó directamente sobre la hilada inferior del tabique. Después se cubrió con el mortero de la junta

y se colocó la hilada superior.

El acero horizontal fue instrumentado con deformímetros eléctricos antes de su colocación en los muros. El refuerzo horizontal se cortó de manera que extendiera 8 cm de las varillas exteriores de los castillos para poder anclarlo con un gancho de 180° hacia el centro del castillo de acuerdo con la Ref. 4 (Figs. 1.4.a y 1.4.b).

No se identificó ningún problema constructivo con la escalerilla. Sin embargo, fue necesario corregir frecuentemente la posición de los dos alambres corrugados de WBW-B en el ancho del muro debido a su alta flexibilidad.

En la construcción de los tres modelos participó el mismo equipo de albañiles.

#### **1.4 DISPOSITIVO DE CARGA**

En la Fig. 1.5 se muestra el dispositivo de carga empleado en el ensaye de los modelos. Las vigas de cimentación fueron sujetas a la losa de reacción mediante barras de acero de alta resistencia (de 3.81 cm de diámetro) que fueron postensadas para restringir el desplazamiento horizontal y la rotación de las vigas. La carga lateral cíclica fue aplicada a los especímenes por medio de un gato hidráulico de 100 t de doble acción (capaz de resistir fuerzas de compresión y de tensión). La placa articulada del gato fue conectada al tablero cuadrado de los modelos por medio de una placa cuadrada de acero de 5 cm de espesor. Esta, a su vez, estaba conectada a otra placa en el costado exterior del tablero rectangular mediante barras de acero de alta resistencia. De acuerdo a este dispositivo, cuando el gato hidráulico estaba a compresión, empujaba al modelo a través de la placa en el tablero cuadrado; en los semiciclos a tensión, el gato jalaba desde el exterior del muro rectangular. Para obtener una distribución de carga lo más uniforme entre las placas cuadradas de acero y el modelo se colocó pasta de yeso entre ellas. Durante un sismo, las fuerzas inducidas se distribuyen según distribución de la masa. Así, si ésta está uniformemente repartida en el sistema de piso, la fuerza lateral inducida también lo estará. En conjuntos habitacionales es válido suponer que



Fig. 1.4.a Anclaje del Refuerzo Horizontal (Modelo WBW-E)



Fig. 1.4.b Anclaje del Refuerzo Horizontal (Modelo WBW-E)

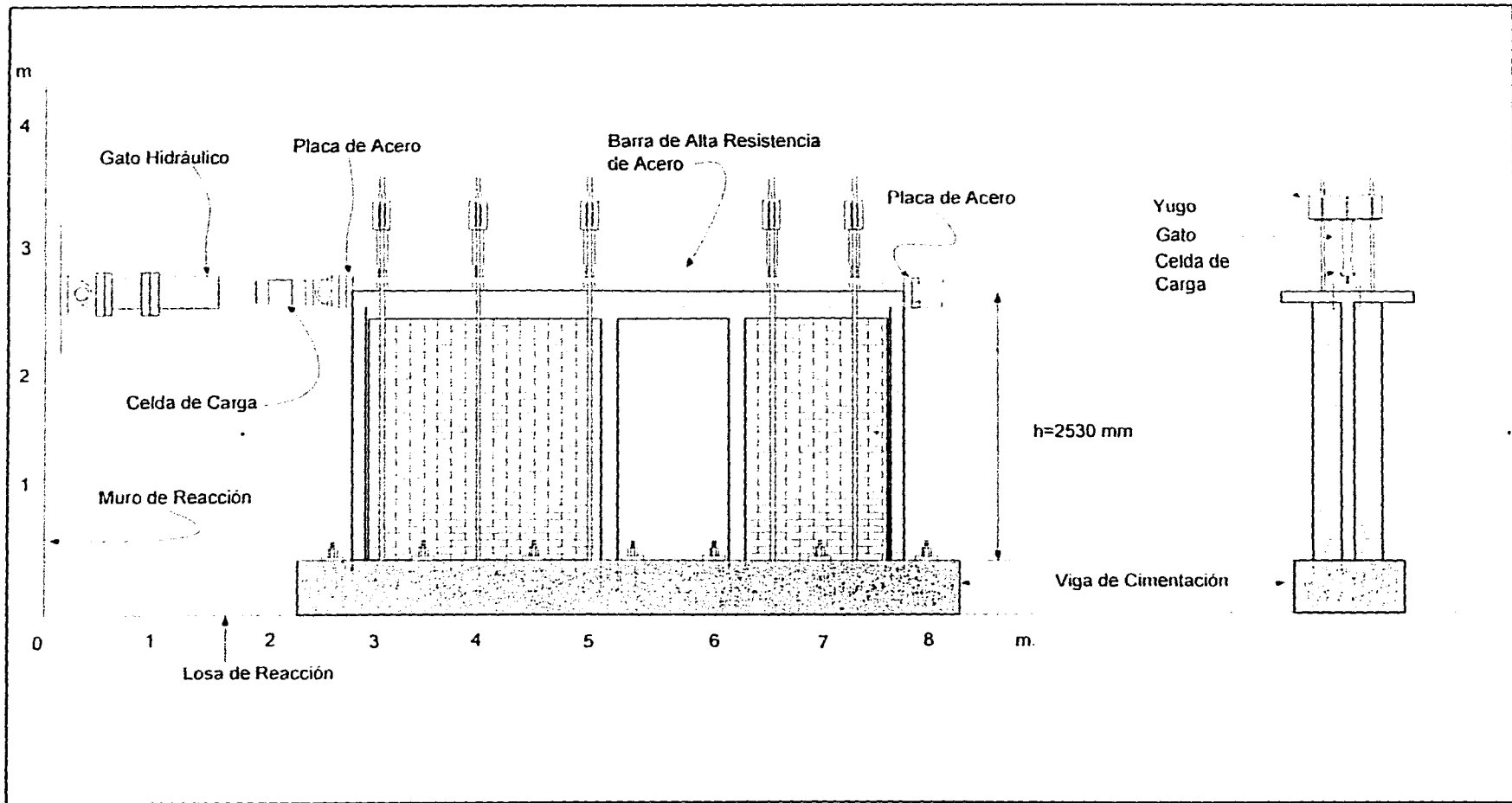


Figura 1.5 Dispositivo de Carga

la distribución de la masa es uniforme en la planta, por tanto, el dispositivo de carga no es realista, ya que en él se aplica la carga de manera concentrada, lo que obliga al muro a formar un puntal principal de compresión para resistirla. Sin embargo, las conclusiones que se pueden derivar de este estudio no carecen de validez a pesar de que se haya optado por un dispositivo más simple y económico. El gato hidráulico fue controlado por una bomba de tipo eléctrico.

Para simular los efectos de los esfuerzos verticales producidos por las cargas gravitacionales, se emplearon cinco gatos hidráulicos de simple acción (sólo resisten compresión) que reaccionaban contra yugos de acero, formados por canales anclados a la losa de reacción mediante barras de acero de alta resistencia. Entre los gatos y la losa se colocaron celdas de carga. Todos los gatos de carga vertical estaban conectados a una segunda bomba hidráulica de control eléctrico. El esfuerzo vertical aplicado fue igual a  $5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,5 \text{ MPa}$ ), calculado con las dimensiones reales de los muros. Una evaluación de las características estructurales de edificios de vivienda económica ha indicado que este valor es típico en construcciones de cuatro y cinco niveles de altura (Ref. 10). Durante los ensayos se trató de mantener constante el esfuerzo vertical; sin embargo, a grandes distorsiones (de 0.6% o más) la carga vertical en la parte a tensión de los muros aumentó hasta un 20%. En estos casos se corrigió la carga de modo que el promedio de los valores registrados por las celdas fuera igual a  $5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,5 \text{ MPa}$ ).

## 1.5 HISTORIA DE CARGA

En la Fig. 1.6 se muestra una historia de cargas laterales cíclicas típica. El programa de carga es similar al empleado en la primera fase experimental del proyecto Seguridad Sísmica de la Vivienda Económica, (Ref. 1). La historia de carga constó de dos etapas. En la primera fase, la prueba fue controlada por carga. La secuencia de la cortante (es decir, carga lateral) máxima aplicada fue de 5, 10, 18 t (49, 98, 177 kN, respectivamente) y la que produjera el agrietamiento diagonal. Se definió como agrietamiento diagonal a la aparición de la primera grieta diagonal en el tablero de mampostería. En la segunda etapa, después del



### Historia de Carga y Distorsión

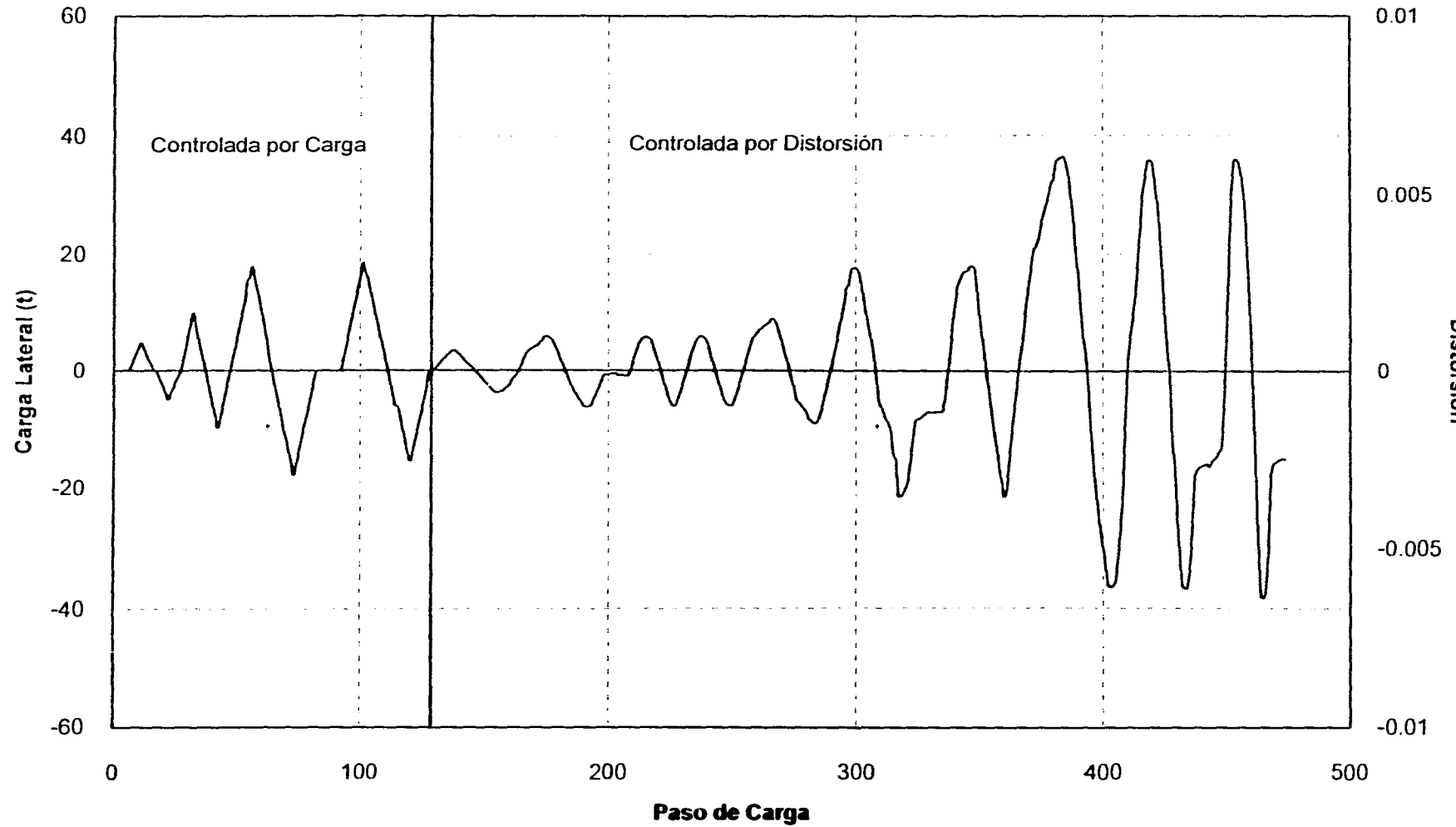


Fig. 1.6 Historia de Carga-Distorsión (Modelo WBW)

agrietamiento diagonal inicial, la prueba fue controlada por distorsión. Para fines de esta investigación se definió como distorsión,  $R$ , al cociente entre el desplazamiento horizontal medido en la losa,  $\Delta$ , y la altura de dicho punto a la viga de cimentación,  $h$ , (Fig. 1.7). Bajo control de distorsión se aplicaron ciclos a niveles de distorsión crecientes llegando hasta 1.2%.

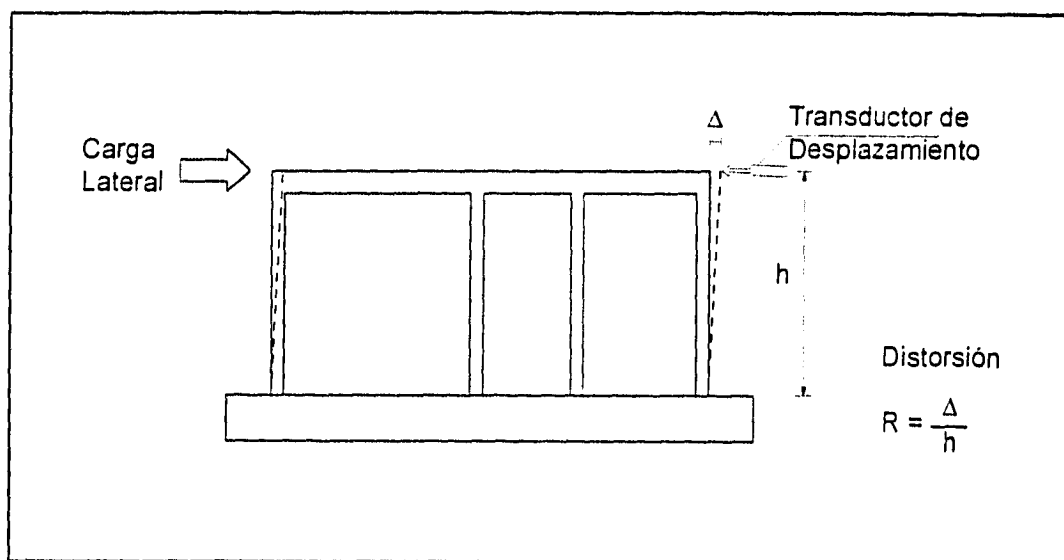


Fig. 1.7 Definición de Distorsión

El programa de carga aplicado es muy severo para este tipo de estructuras. Aunque la distorsión máxima alcanzada (1.2%) puede considerarse como excesiva para un sistema de muros de mampostería confinada, permite obtener información sobre el comportamiento de muros de mampostería a grandes deformaciones.

Para facilitar la comparación del comportamiento de los modelos y la interpretación de resultados, se trató de aplicar la misma ley de cargas en los tres ensayos. Sin embargo, puesto que el agrietamiento de los muros ocurrió súbitamente, fue difícil mantener el desplazamiento fijo en ese momento; por tanto, en los ciclos con agrietamiento repentino se alcanzaron distorsiones diferentes en cada uno de los modelos.

En este estudio se identificará como semiciclo positivo a aquél en el cual el gato

hidráulico horizontal estaba a compresión (empujaba el modelo, ver Fig. 1.5). Consecuentemente, para el semiciclo negativo se jaló el espécimen. Los semiciclos se identificarán como "ciclo 9+" o "ciclo 9-", respectivamente.

## 1.6 INSTRUMENTACION

Los modelos fueron densamente instrumentados para obtener la mayor información posible sobre el comportamiento de los modelos y sobre la contribución del refuerzo horizontal al mecanismo resistente a cargas laterales. Se utilizaron tres tipos de transductores eléctricos: de carga, de desplazamiento y de deformación (deformímetros de tipo adhesivo). La instrumentación fue diseñada para medir, simultáneamente, la respuesta del modelo en diversos puntos.

La carga aplicada por los gatos fue medida con celdas de carga conectadas en serie a los gatos (Fig. 1.5). Para medir el desplazamiento horizontal de la losa se usó un transductor de desplazamiento de 10 cm de carrera. Con los valores registrados por este transductor se calculó la distorsión. Para medir un posible desplazamiento horizontal de la viga de cimentación, se colocó un transductor de 10 cm de carrera colineal a los muros. El movimiento horizontal de cuerpo rígido fue despreciable (0.07 mm como máximo).

Para entender el comportamiento de los especímenes y poder cuantificar las contribuciones de las deformaciones por flexión y cortante al desplazamiento, se colocaron los transductores a lo largo de los castillos y sobre las diagonales de los tableros. En los castillos interiores (adyacentes a la abertura) los transductores se colocaron en el eje del castillo. En los castillos exteriores, debido a la presencia de las mochetas de tabique que se construyeron para dar mayor estabilidad al muro fuera de su plano, se colocaron a lo largo de su cara externa y separados de ella entre 1.5 y 2.0 cm. Con esta instrumentación se calcularon las curvaturas de los muros, dividiendo la rotación relativa en una sección entre la distancia en que ocurrió a lo largo del muro.

Para medir la rotación de los extremos inferiores de los castillos exteriores de WBW-E y WBW-B, se colocaron un par de transductores adicionales a los empleados para medir las rotaciones de los muros.

En la Fig. 1.8 se observan los transductores colocados para medir la rotación relativa entre los extremos de la dala sobre la abertura y los castillos interiores.

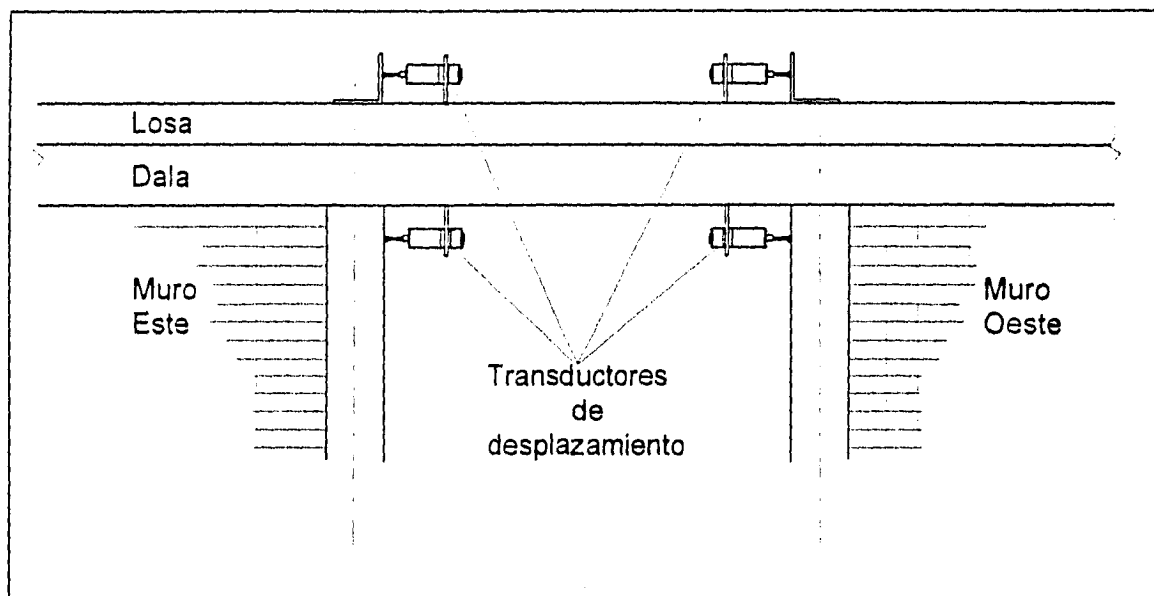


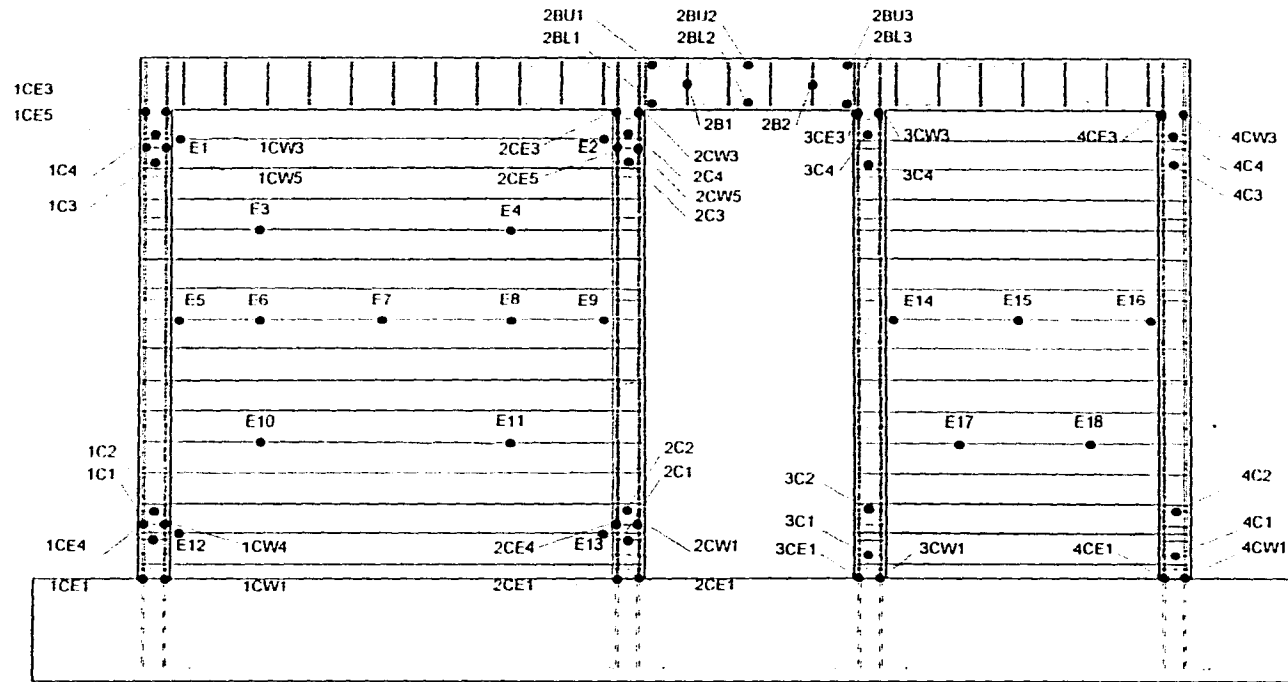
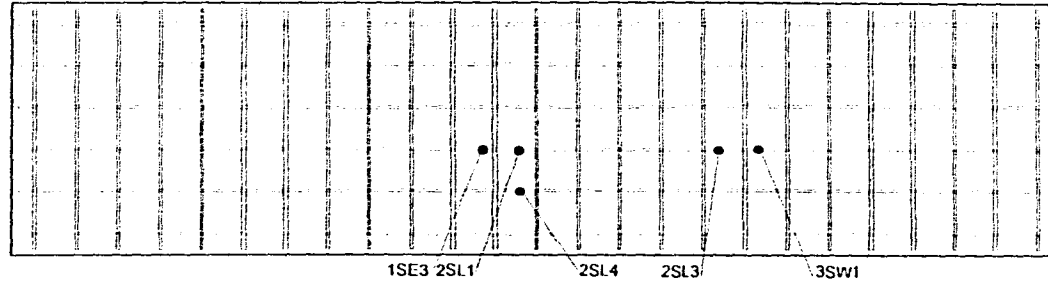
Fig. 1.8 Ubicación de Transductores de Desplazamiento en la Zona de la Abertura

Los transductores sobre la diagonal se montaron sobre tubos metálicos colocados uno dentro de otro en un sistema cilindro-émbolo. En el Capítulo II se presentan las expresiones matemáticas para calcular la deformación angular de los tableros.

El acero de refuerzo de castillos, dala, losa y de muros fue instrumentado con deformímetros eléctricos de tipo adhesivo (Figs. 1.9.a, 1.9.b y 1.9.c). En las varillas longitudinales de los castillos, los sensores se colocaron en el desplante de los muros, y a 5 cm hacia arriba en el tablero Este (cuadrado) para estudiar la propagación de la fluencia. Los extremos superiores de los castillos fueron instrumentados de manera análoga. Para analizar la contribución de los estribos al comportamiento de los modelos, se instrumentó un par de ellos en cada castillo.



Planta



Elevación

Figura 1.9.b Modelo WBW-E

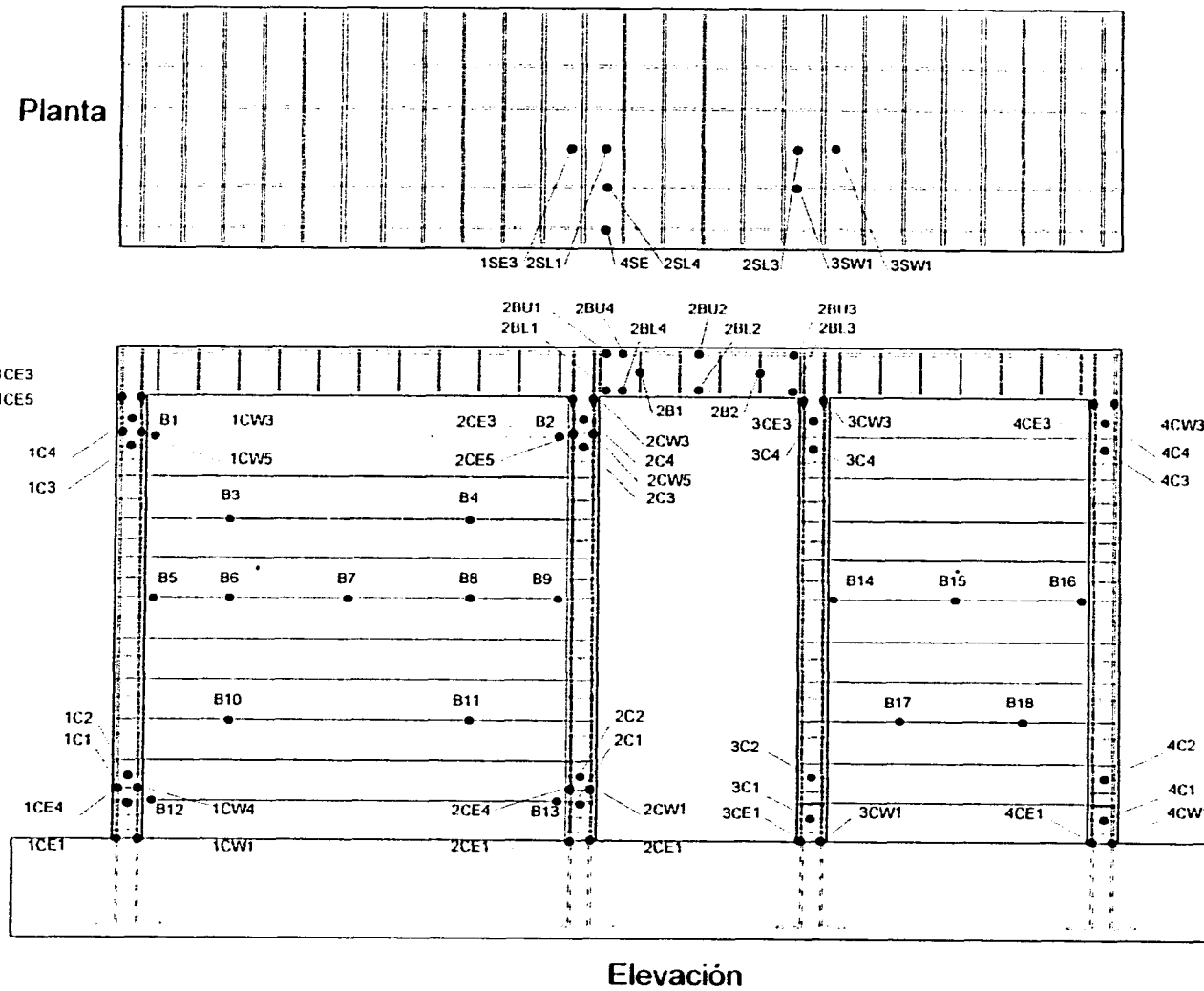


Figura 1.9.c Modelo WBW-B

El acero horizontal de WBW-E y WBW-B fue instrumentado para evaluar la influencia en el comportamiento y su contribución a la resistencia. Los deformímetros se colocaron sobre las diagonales de los tableros y sobre el alambre a media altura del muro. En este último, se colocaron para estudiar la adherencia mortero-acero a lo largo del alambre y el anclaje en el castillo. Solo se instrumento un alambre en la hilada correspondiente.

## **1.7 ADQUISICION DE DATOS**

Para la adquisición de datos se utilizó un equipo automático y dos cajas de interruptores controlados por una computadora personal. El equipo permite leer un número máximo de 110 canales. Durante los ensayos se utilizaron alrededor de 100 canales por modelo. Los sensores fueron leídos en cada incremento de carga y la información fue almacenada en la memoria de acceso aleatorio de la computadora. Los transductores de carga y desplazamiento horizontales (para control de la prueba) y de carga vertical, así como algunos deformímetros, fueron monitoreados de manera continua durante la prueba. La respuesta histerética del modelo, carga horizontal-desplazamiento de la losa, fue construida en la computadora en tiempo real para controlar la prueba. Al finalizar cada sesión de ensayo, se archivó la información en discos flexibles para su posterior reducción y análisis.



## **CAPITULO II**

### **COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MODELOS**

#### **2.1 INTRODUCCION**

En este capítulo se discute el comportamiento general de los modelos WBW, WBW-E y WBW-B. Además, se describen los patrones de agrietamiento y se muestran las curvas carga lateral-distorsión de los especímenes. Finalmente, se presentan las deformaciones angulares y las rotaciones de los tableros de mampostería.

#### **2.2 DEFINICION DE ALGUNAS CARACTERISTICAS DE LA RESPUESTA**

##### **2.2.1 Componentes de la Distorsión de los Especímenes**

El estudio de las contribuciones de las deformaciones por flexión y por cortante de los muros al desplazamiento total de los modelos es un medio útil para entender mejor el modo de falla.

En este trabajo se supuso que, ante cargas laterales, los muros se deformaron por efectos de flexión (como en el caso de un elemento esbelto) y por cortante (Fig. 2.1). De acuerdo con esto, no se consideró la expansión del muro en su plano, que se caracteriza por un incremento en la longitud del muro a la mitad de la altura y por la flexión de los castillos en curvatura simple.

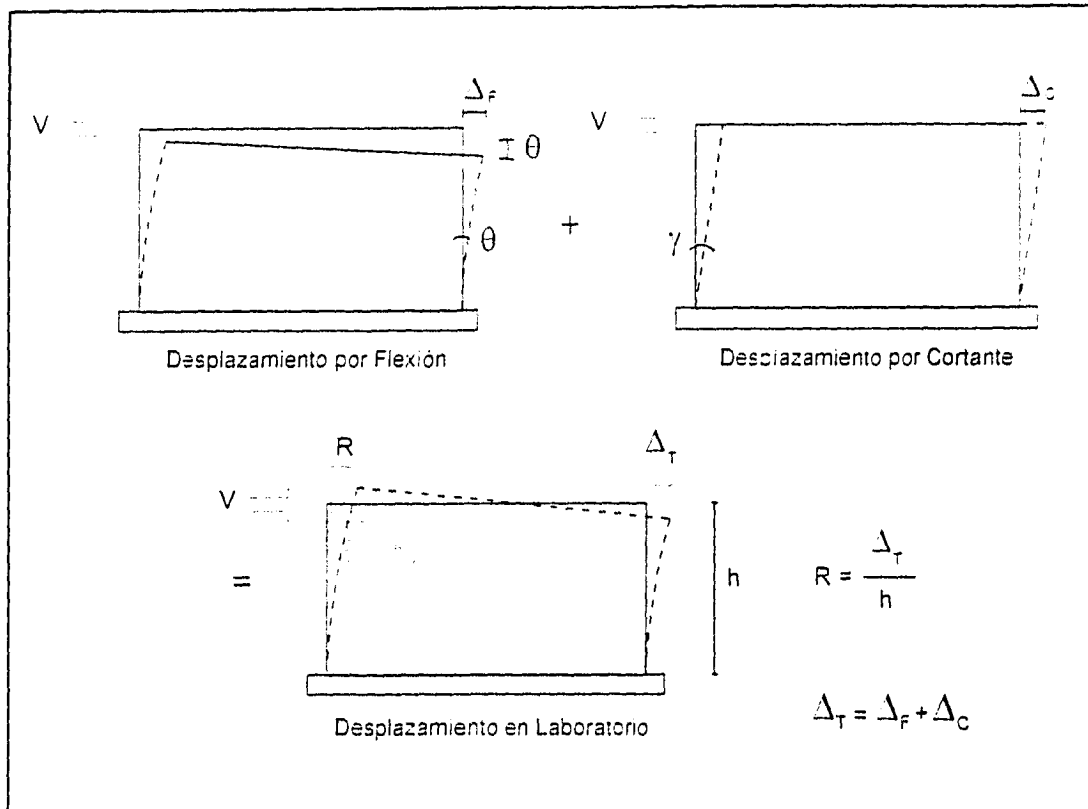


Fig. 2.1 Contribuciones al Desplazamiento Total de los Modelos

De acuerdo a la Ref. 11, se define a la deformación angular  $\gamma$  como aquella originada por los esfuerzos cortantes que actúan sobre el elemento (Fig. 2.2).

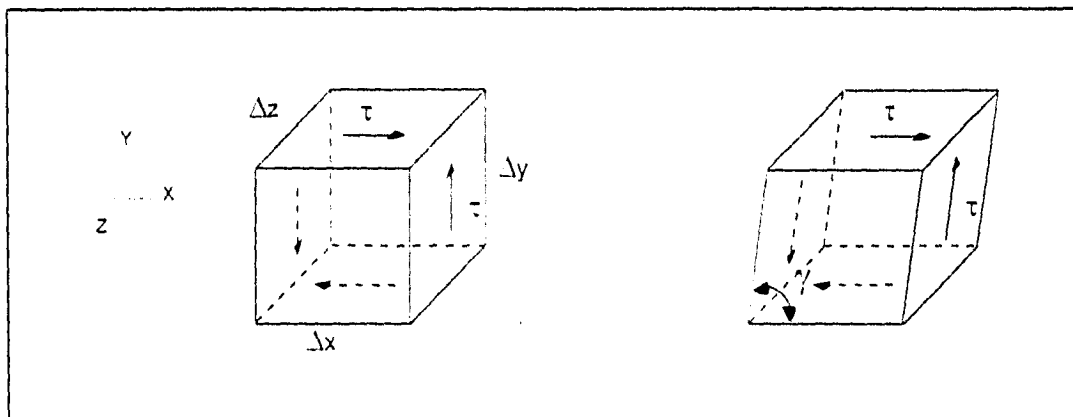


Fig. 2.2 Deformación Angular de un Elemento

Para obtener las deformaciones por flexión y corte de los muros, se colocaron transductores de desplazamiento montados en un sistema cilindro-pistón formado por dos

tubos de cobre de diferente diámetro. Los tubos se colocaron a lo largo de las diagonales de cada muro (Fig. 2.3). El tubo de menor diámetro (3.2 cm) estaba alojado dentro del tubo de mayor diámetro (3.8 cm). Para evitar la flexión del conjunto de tubos, éstos se traslaparon en un tercio de la longitud de la diagonal del tablero. Para reducir la fricción entre las paredes de los tubos cilindro-pistón, se colocó una capa de grasa automotriz sobre la superficie del tubo de diámetro pequeño. Los tubos se conectaron a los muros mediante barras roscadas que a su vez, se anclaron a la mampostería con resina epóxica. Para evitar el desplazamiento de los tubos fuera del plano del muro, se colocaron dos juegos de tuerca y rondana, uno en cada lado del tubo. Las tuercas fueron apretadas con la mano de modo que el tubo pudiera girar con respecto a la barra roscada. Por tanto, la conexión trabajó como un rótula (Fig. 2.3).

Las deformaciones angulares para cada tablero se obtuvieron a través de la siguiente expresión (Fig. 2.4)

$$\gamma = |\epsilon_1| + |\epsilon_2| \quad (2.1)$$

donde

$$\epsilon_1 = \frac{\delta_1}{L_1} \quad \text{y} \quad \epsilon_2 = \frac{\delta_2}{L_2} \quad (2.2)$$

y

- $\gamma$  es la deformación angular del tablero;
- $\epsilon_1$  es la deformación de la diagonal anterior;
- $\epsilon_2$  es la deformación de la diagonal posterior;
- $\delta_1$  es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior;
- $\delta_2$  es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior;
- $L_1$  es la longitud inicial de la diagonal anterior; y
- $L_2$  es la longitud inicial de la diagonal posterior.

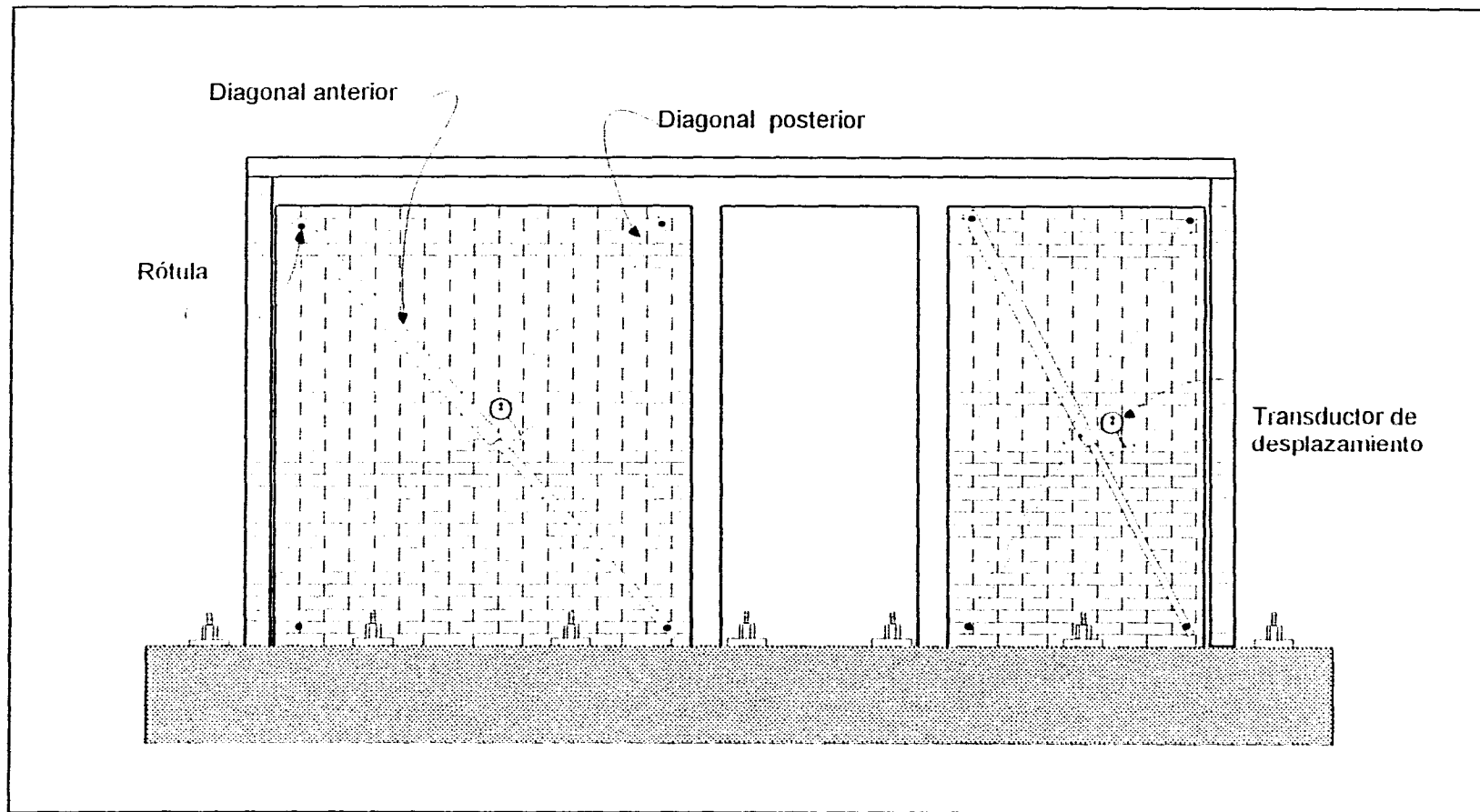


Fig. 2.3 Disposición de Transductores en las Diagonales

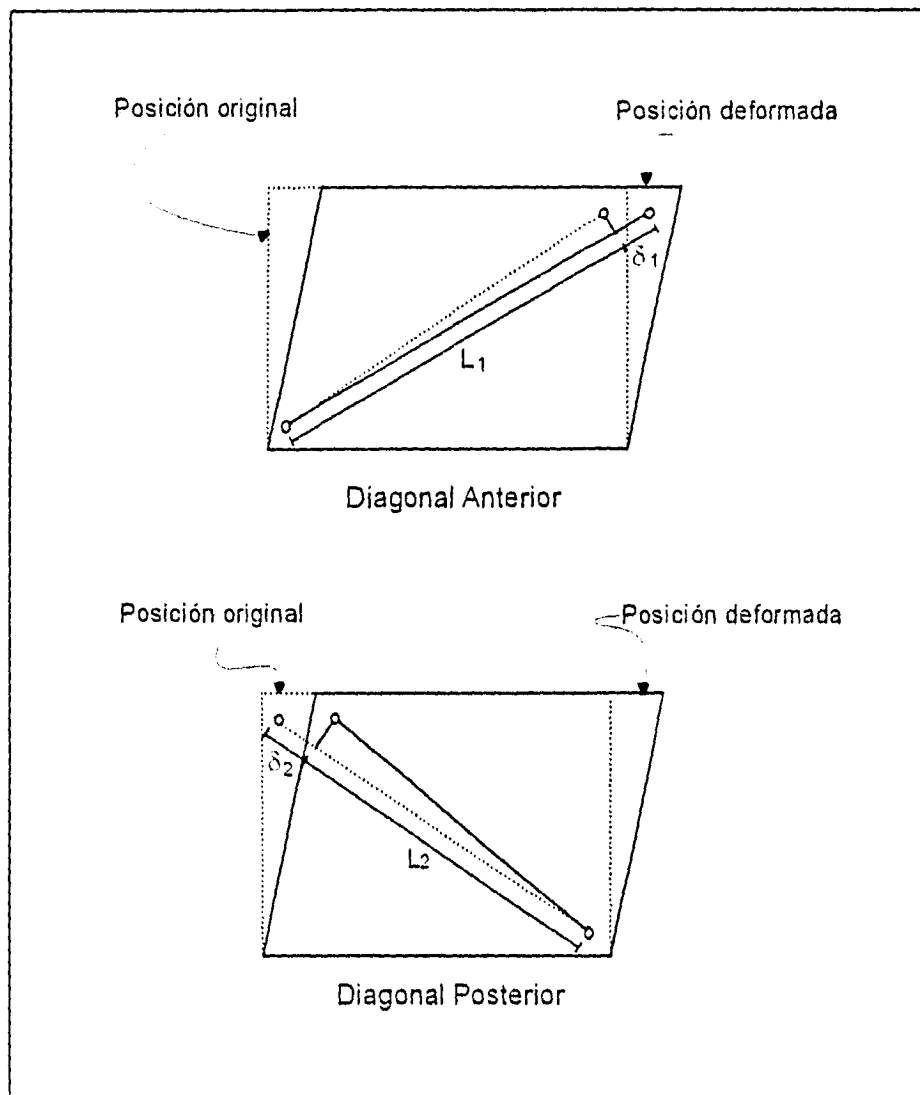


Fig. 2.4 Obtención de la Deformación Angular de los Tableros

La deformación del muro de la Fig. 2.4 se ha exagerado para facilitar la visualización del fenómeno. En la gráfica sólo se considera la deformación debida al cortante. En realidad, el muro se deforma también por efectos de la flexión (Fig. 2.1). En la deformación angular calculada se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas de la mampostería. De acuerdo a la Fig. 2.4, para una carga lateral aplicada en el mismo sentido, en una de las diagonales se midió un alargamiento, mientras que en la otra se registró un acortamiento.

Debido a que se ha supuesto que la deformación del tablero de mampostería se puede descomponer en las debidas por cortante y por flexión. entonces se puede escribir que

$$R = \bar{\gamma} + \theta \quad (2.3)$$

donde

- R** es la distorsión medida (definida en la sección 1.5):
- $\bar{\gamma}$  es la deformación angular promedio; y
- $\theta$  es la deformación por flexión.

En esta investigación se midieron las deformaciones angulares de los tableros Este y Oeste ( $\gamma_E$  y  $\gamma_O$ , respectivamente). Puesto que los muros estaban ligados por el sistema de piso (losa y dala), la deformación angular del modelo fue difícil de determinar, sobre todo porque la relación  $M/VL$  (donde  $M$  es el momento flexionante,  $V$  es la fuerza cortante y  $L$  es la longitud del muro) fue diferente para cada tablero. En efecto, el comportamiento del muro Este, con relación de aspecto igual a 1, es dominado en mayor medida por el cortante que el muro Oeste, cuya relación de aspecto es igual a 1.5. Para determinar  $\bar{\gamma}$  se supuso que la deformación angular del modelo tendría un valor intermedio a  $\gamma_E$  y  $\gamma_O$ ; se propuso que  $\bar{\gamma}$  se calculara como el promedio aritmético de las deformaciones angulares de los tableros Este y Oeste de modo que

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_E + \gamma_O}{2} \quad (2.4)$$

Si se estudia la Ec. 2.3, es evidente que para una distorsión **R**, mientras un tipo de deformación aumenta el otro disminuye. La contribución de la flexión a la distorsión,  $\theta$ , se calculó de la diferencia  $R - \bar{\gamma}$ .

### 2.2.2 Rotaciones

Los modelos fueron instrumentados con transductores de desplazamiento para medir las rotaciones de los muros. Las mediciones incluyen deformaciones elásticas e inelásticas, así como la rotación local de los castillos en ciclos inelásticos a grandes distorsiones (ver secciones 2.4 y 2.5). Las rotaciones se obtuvieron en la altura de los muros en cinco regiones (Fig. 2.5.a) para el caso del modelo no reforzado, y en tres regiones (Fig. 2.5.b) para los otros dos modelos. Las mediciones se hicieron en la altura de los tableros mediante transductores de desplazamiento montados sobre un sistema de tubos cilindro-émbolo similar al empleado en la medición de deformaciones de las diagonales. Como se mencionó en la sección 1.6, la instrumentación de los castillos adyacentes a la abertura se colocó sobre el eje del castillo; en los castillos exteriores, debido a la presencia de las mochetas, se colocó sobre la cara exterior de los dos castillos. Las longitudes de las regiones sobre las cuales se midieron las rotaciones se indican en la Figs. 2.5.a y 2.5.b. Las rotaciones en cada región fueron calculadas con la expresión

$$\theta_{muro} = \frac{l_T - l_C}{s} \quad (2.5)$$

donde

- $\theta_{muro}$  es la rotación del muro;
- $l_T$  es el desplazamiento medido en el lado a tensión;
- $l_C$  es el desplazamiento medido en el lado a compresión; y
- $s$  es la distancia entre los transductores.

Las curvaturas en las regiones instrumentadas fueron calculadas dividiendo la rotación entre la longitud de la región sobre la cual fue medida.

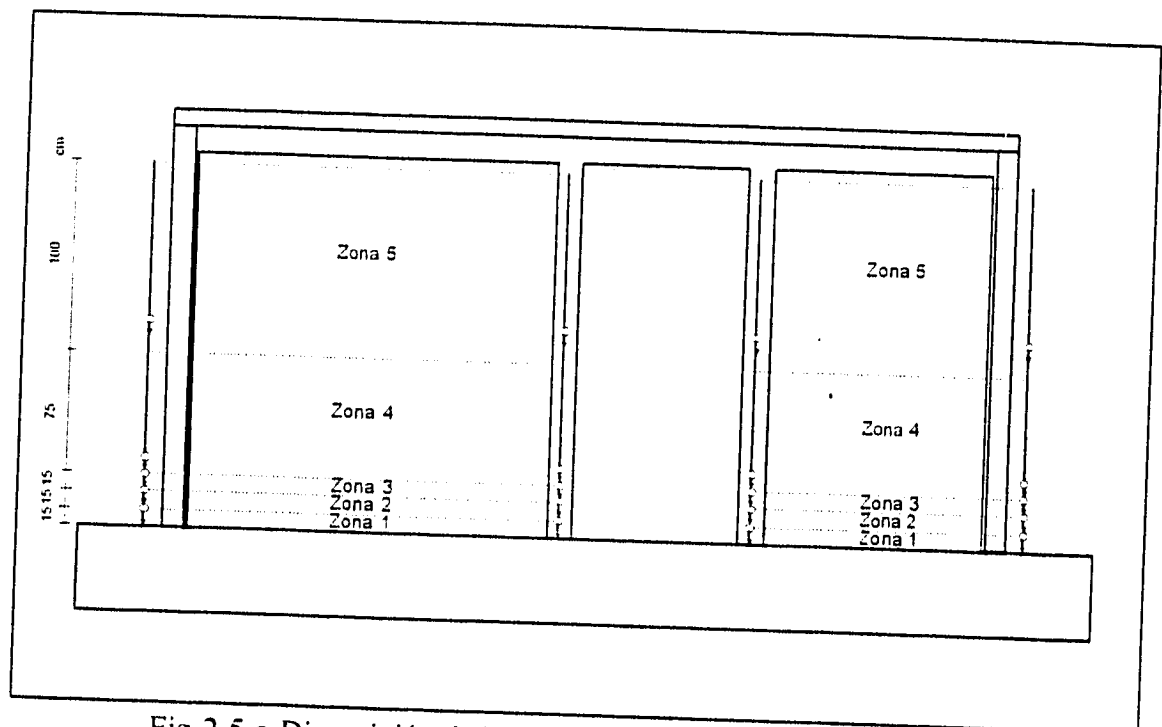


Fig.2.5.a Disposición de Transductores de Desplazamiento para Medir Rotaciones de Muros (Modelo WBW)

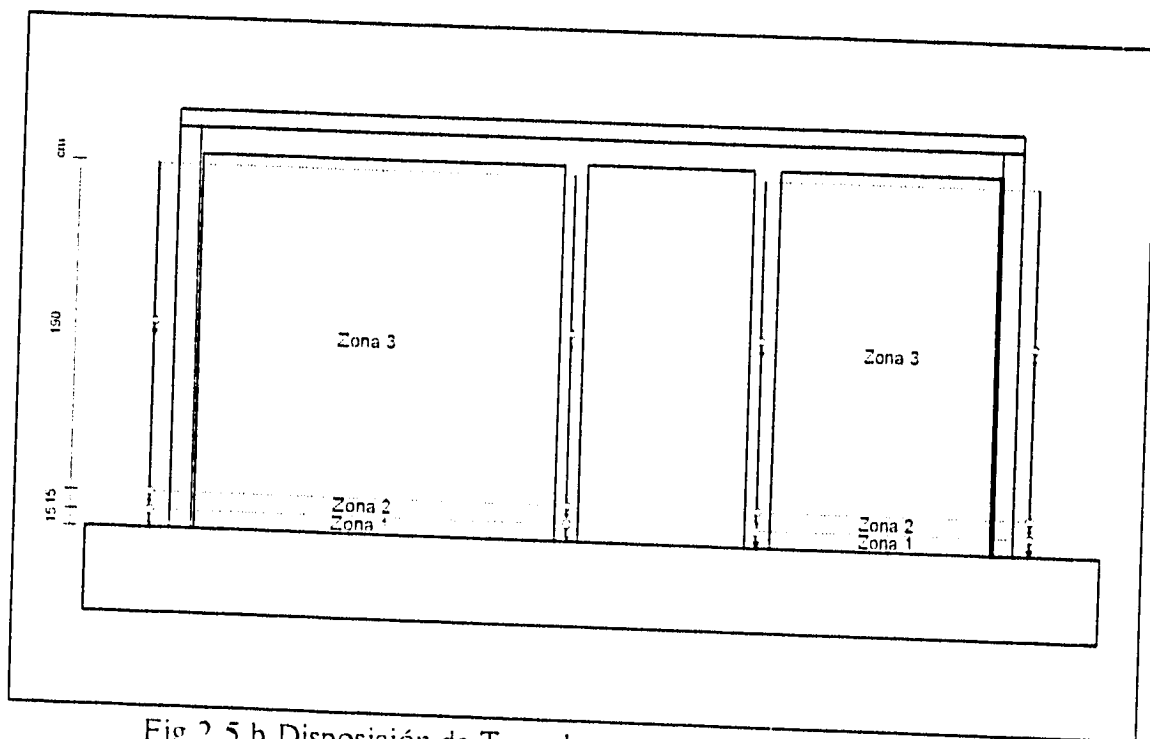


Fig.2.5.b Disposición de Transductores de Desplazamiento para Medir Rotaciones de Muros (Modelo WBW-E y WBW-B)



### 2.3 MODELO WBW

El modelo WBW, ensayado en la primera fase experimental (Ref. 1), consistió de dos muros de mampostería confinada sin refuerzo horizontal. Durante el ensaye se aplicaron 14 ciclos hasta una distorsión máxima de 0.62%.

En la Fig. 2.6 se muestran los patrones de agrietamiento correspondientes a cuatro etapas de la prueba: primer agrietamiento del modelo (ciclo 6,  $R=0.1\%$ ), primer agrietamiento inclinado (ciclo 10,  $R=0.36\%$ ), ciclo 12 ( $R=0.61\%$ ) y final del ensaye ( $R=0.62\%$ ). La curva carga lateral-distorsión se presenta en la Fig. 2.7. En el dibujo se han indicado las resistencias teóricas  $V_{RDF}$  y  $V^*_{RDF}$ . Para ambas se empleó la Ec. 2.6 con las dimensiones reales de los muros y  $P = 25 \text{ t}$  (245 kN).

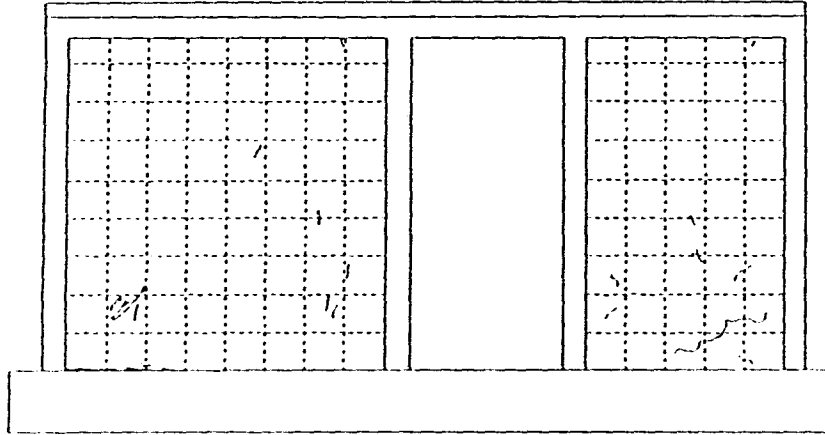
$$V_{RDF} = F_R (0.5v^* A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v^* A_T \quad (2.6)$$

donde

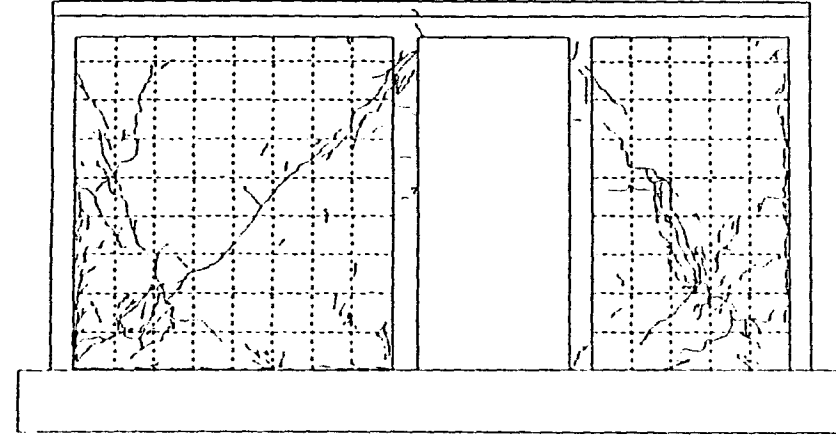
- $F_R$  es el factor de reducción de resistencia;
- $v^*$  es el esfuerzo cortante medio de diseño;
- $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro; y
- $P$  es la carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

Para  $V_{RDF}$  se utilizó  $F_R = 0.7$  y  $v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$  (0,34 MPa) de acuerdo con los valores sugeridos en la Ref. 2. Por tanto, la resistencia  $V_{RDF}$  es la que se calcularía en el diseño de un modelo como el ensayado. La capacidad  $V^*_{RDF}$  se obtuvo para  $F_R = 1.0$  y  $v^* = 6.7 \text{ kg/cm}^2$  (0,65 MPa). El esfuerzo cortante  $v^*$  fue tomado como de la resistencia de los muretes ensayados (ver Tabla 1.3). La gráfica de la Fig. 2.7 se presenta a la misma escala que la de WBW-E y WBW-B (Figs. 2.16 y 2.27) para facilitar la comparación.

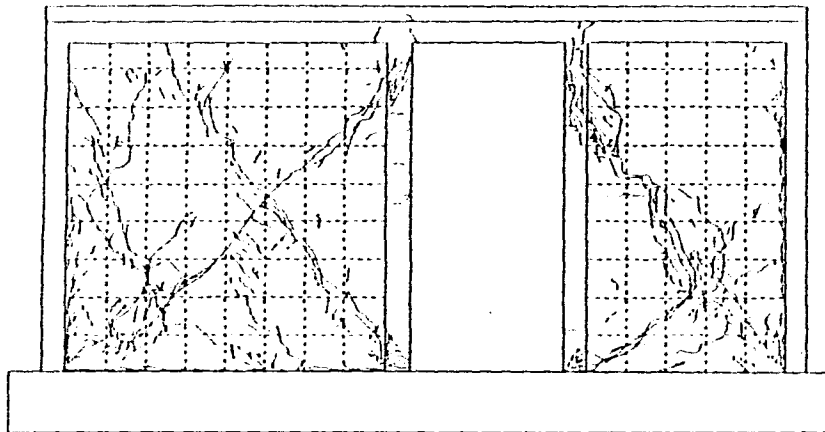
Ciclo 6, R = 0.1%



Ciclo 10, R = 0.36%



Ciclo 12, R = 0.61%



Final del Ensayo, R = 0.62%

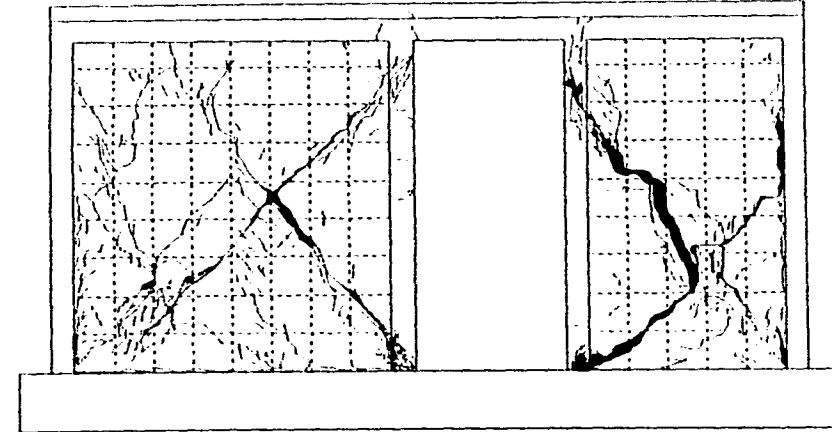


Fig. 2.6 Secuencia del Agrictamiento en Diferentes Etapas del Ensayo del Modelo WBW

### Modelo WBW

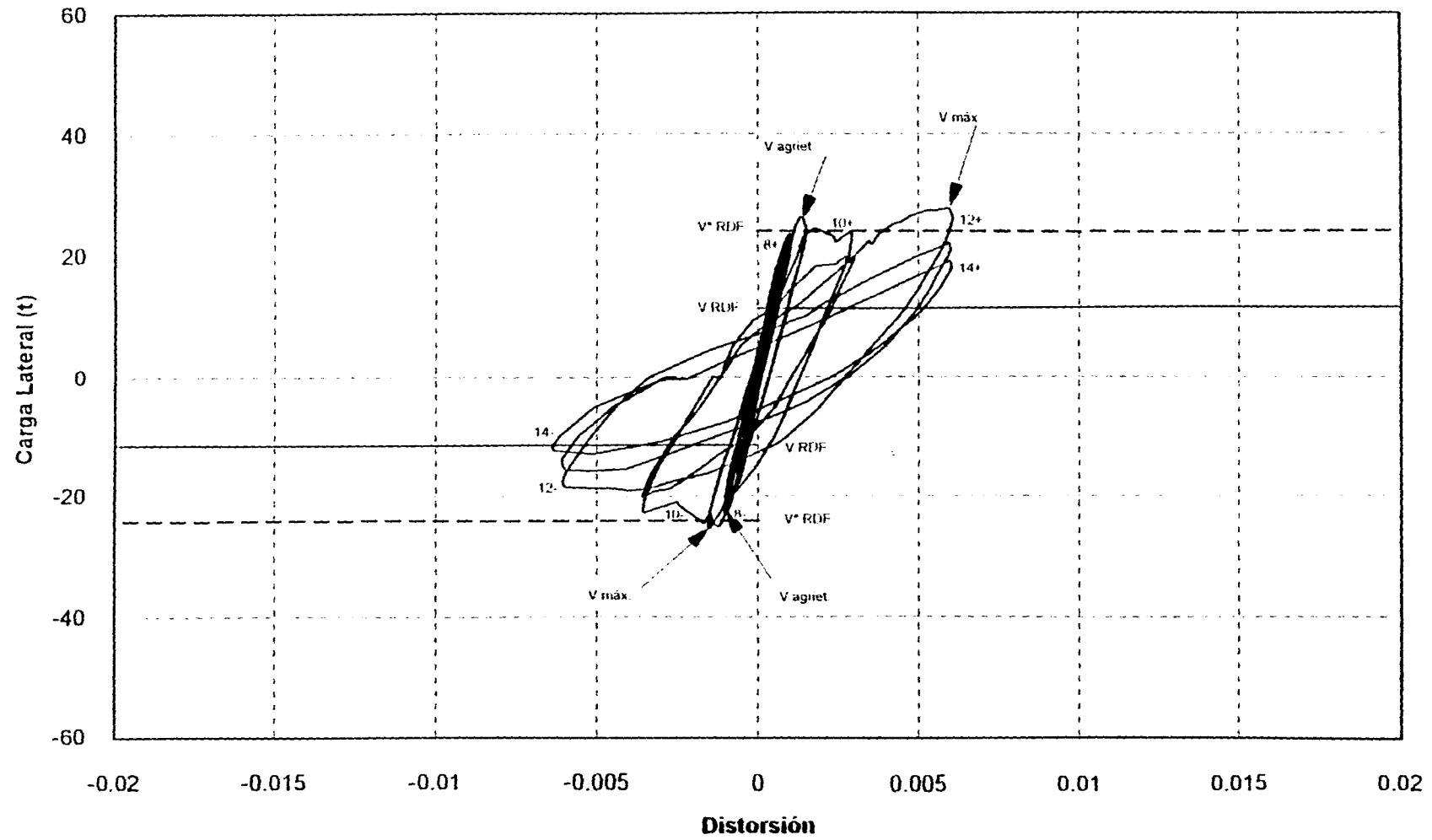


Fig. 2.7 Curva Carga Lateral - Distorsión del Espécimen WBW

En general, los lazos histeréticos son simétricos y sin estrangulamiento. Muestran una considerable degradación de rigidez en los ciclos a 0.3% y 0.6% y un severo deterioro de la resistencia en los ciclos a 0.6%. Las curvas de histéresis corresponden al comportamiento observado en otros muros de mampostería. Los muros presentaron grietas de tensión diagonal concentradas sobre las diagonales de los tableros de mampostería (Fig. 2.8). Las primeras fisuras aparecieron cerca de las esquinas de los muros y progresaron hacia la parte central de los mismos durante el ensaye. En general, se observó que las grietas se extendieron atravesando los tabiques, y en tramos cortos siguieron las juntas en forma escalonada (falla por corte). Para el ciclo 10 (a 0.36% de distorsión) se formaron completamente las grietas diagonales principales. A partir de este ciclo se desarrolló un mecanismo cinemático en el cual el bloque de mampostería situado arriba de la grieta deslizó en relación al bloque inferior y giró respecto al castillo en compresión (Fig. 2.9).

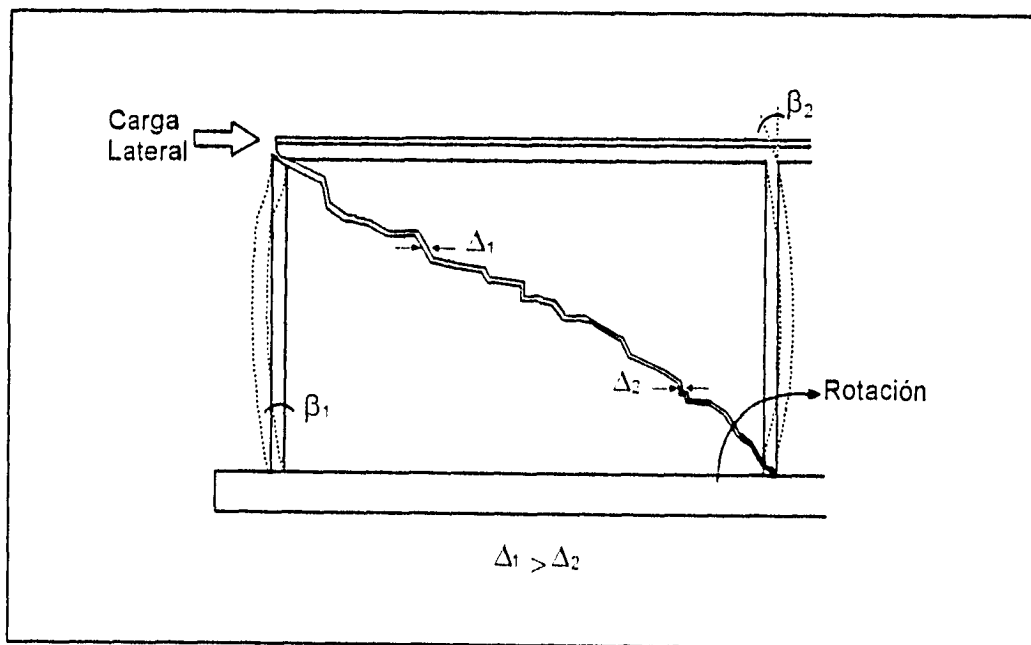


Fig.2.9 Deslizamiento y Giro de Bloques de Mampostería

Este fenómeno provocó el desconchamiento y aplastamiento de tabiques en los cruces de las grietas diagonales y la penetración de las fisuras a los extremos de los castillos adyacentes a la puerta, lo que aceleró el deterioro de la resistencia y rigidez del espécimen.

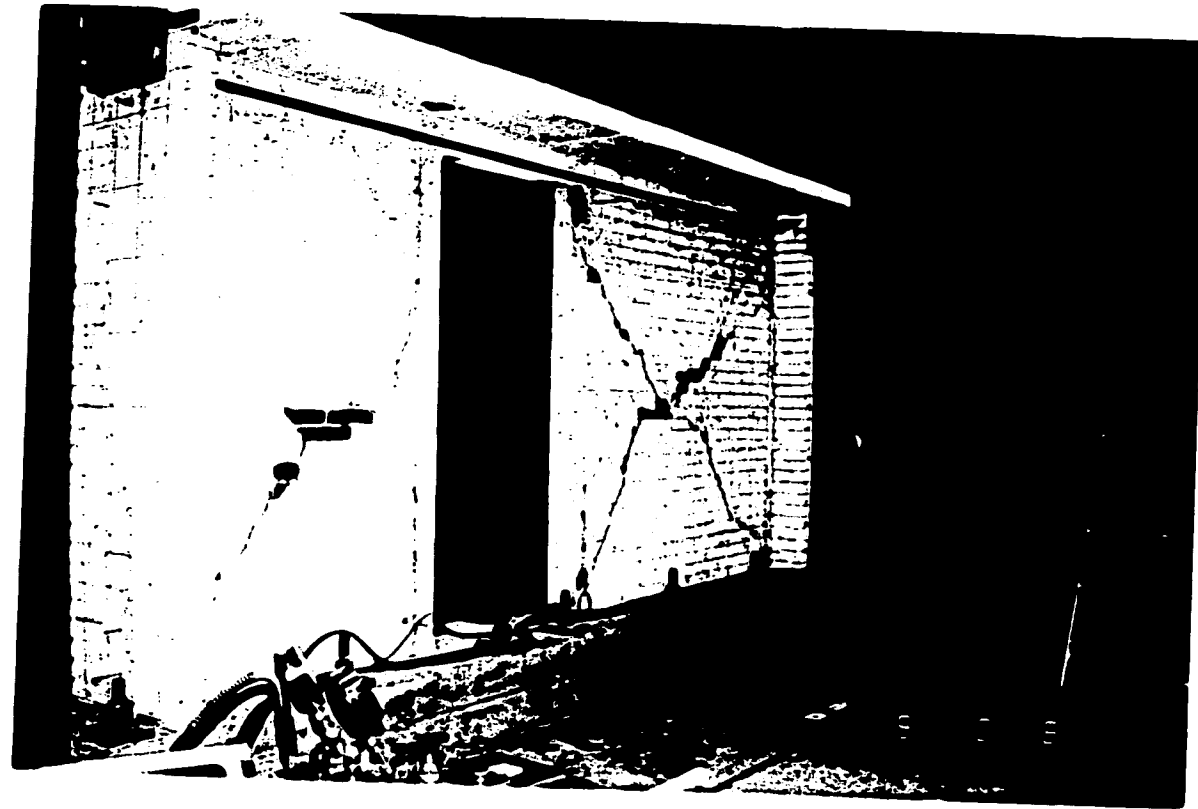


Fig. 2.8 Propagación de Grietas Diagonales hacia los Extremos de Castillos

La resistencia  $V_{RDF}$  fue rebasada en todos los ciclos con excepción del 14, para el cual el daño en el tablero y en los castillos era severo. No obstante, en los ciclos a 0.6% de distorsión se observó un deterioro de rigidez considerable. Si bien el daño en los muros estuvo dominado por grietas de tensión diagonal, típicas de deformaciones por corte, los lazos exhibieron un nulo estrangulamiento. La estabilidad de las curvas cerca del origen se atribuye a la contribución de los castillos para confinar el tablero de mampostería y a la carga vertical.

Las deformaciones angulares de los tableros Este y Oeste se muestran en las Figs. 2.10.a y 2.10.b. Las curvas no son simétricas debido a que las deformaciones residuales por daño originaron que las curvas se desplazaran cada vez más del origen. En general, los lazos son muy parecidos a los mostrados en la Fig. 2.7. Al igual que en la curva carga lateral-distorsión, los primeros ciclos exhiben un comportamiento elástico hasta el primer agrietamiento inclinado en el ciclo 8. A partir de este ciclo comienza la etapa de respuesta inelástica que se caracteriza por un aumento de las deformaciones angulares a una tasa igual o mayor que la de la distorsión. Esto es consistente con la concentración de daño observado en los muros. Las deformaciones angulares aumentaron progresivamente en los ciclos a 0.6% de distorsión (ciclos 12 a 14) en los muros más alejados del punto de aplicación de carga. Es decir, en los semiciclos positivos,  $\gamma$  aumentó en el tablero Oeste, y consecuentemente en los negativos aumentó en el tablero Este. Como se puede observar en la Ec. 2.2, la deformación angular aumenta si la diagonal a tensión se alarga, es decir, si se abren las grietas, y cuando la diagonal a compresión se acorta. En la Fig. 2.11 se muestra gráficamente la explicación del aumento de las deformaciones en el tablero Oeste para los semiciclos 12+, 13- y 14+. Cuando se empujó el modelo, según el mecanismo cinemático de los bloques de mampostería descrito anteriormente, el extremo superior del castillo interior y el extremo inferior del castillo exterior del tablero Oeste se deformaron en doble curvatura (ver zona "a" de la Fig. 2.11). Esto provocó que la grieta diagonal se abriera y que, por tanto, la diagonal a tensión se alargara. Además, el bloque de mampostería situado arriba de la grieta diagonal tendió a girar con respecto a la parte inferior del castillo exterior, lo que produjo un alargamiento en la diagonal a tensión (ver Fig. 2.9). Sin embargo, este fenómeno no ocurrió del mismo modo en el tablero Este el cual, aunque se deformó en el extremo inferior del castillo interior en doble curvatura (zona "b"), el confinamiento que proporcionó la placa de acero de

### Modelo WBW

Tablero Este

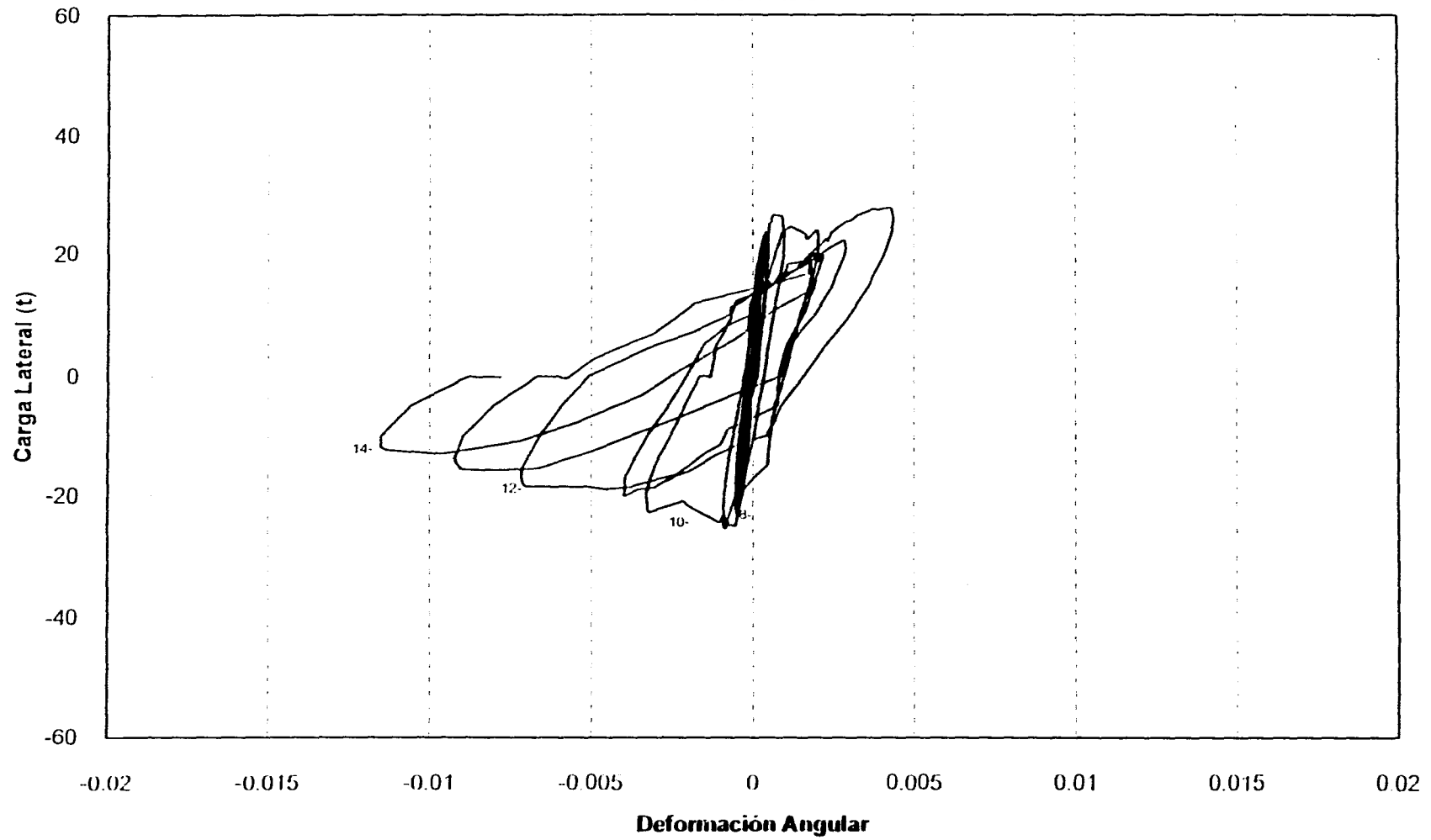


Fig. 2.10.a Deformación Angular Tablero Este

### Modelo WBW

Tablero Oeste

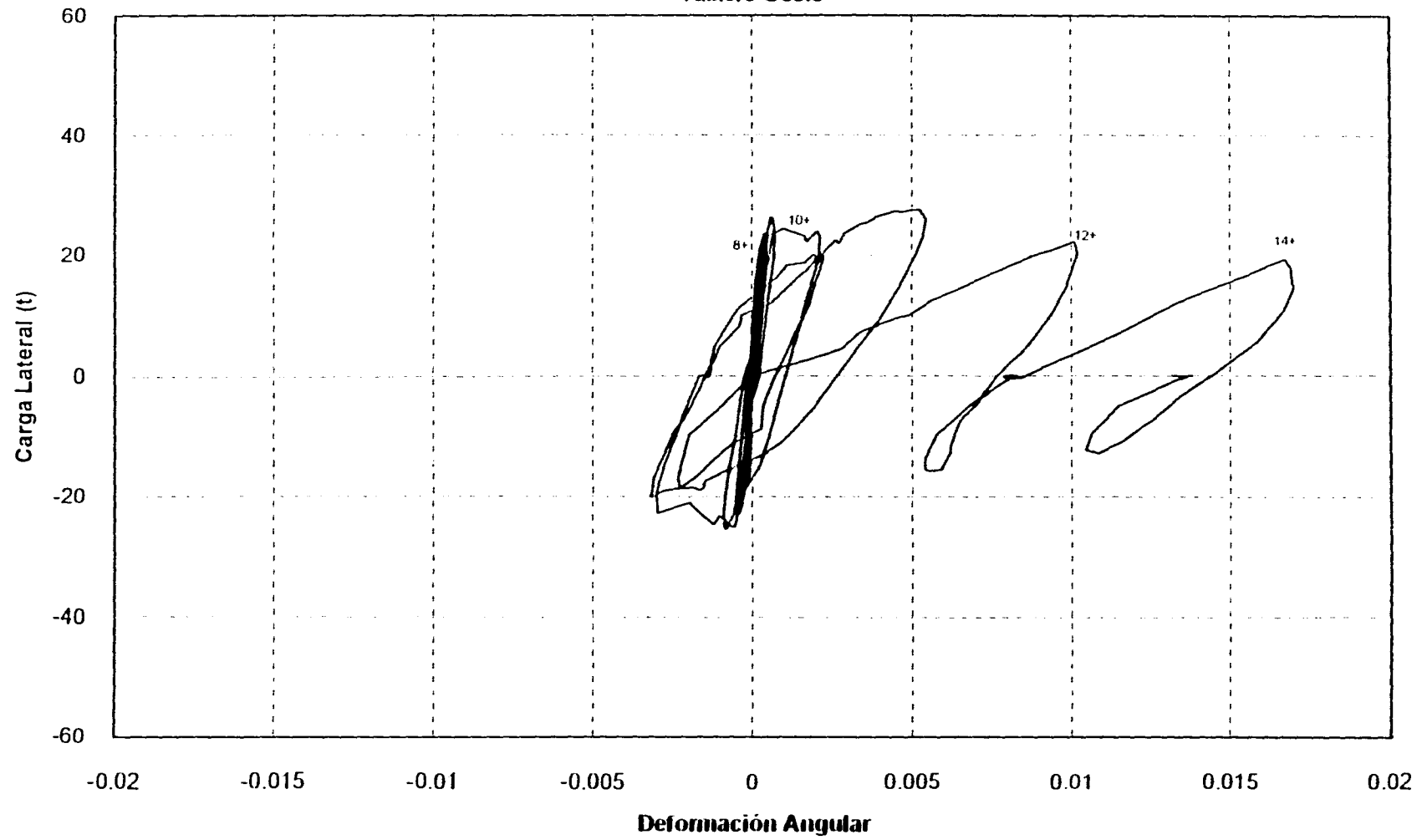


Fig. 2.10.b Deformación Angular Tablero Oeste



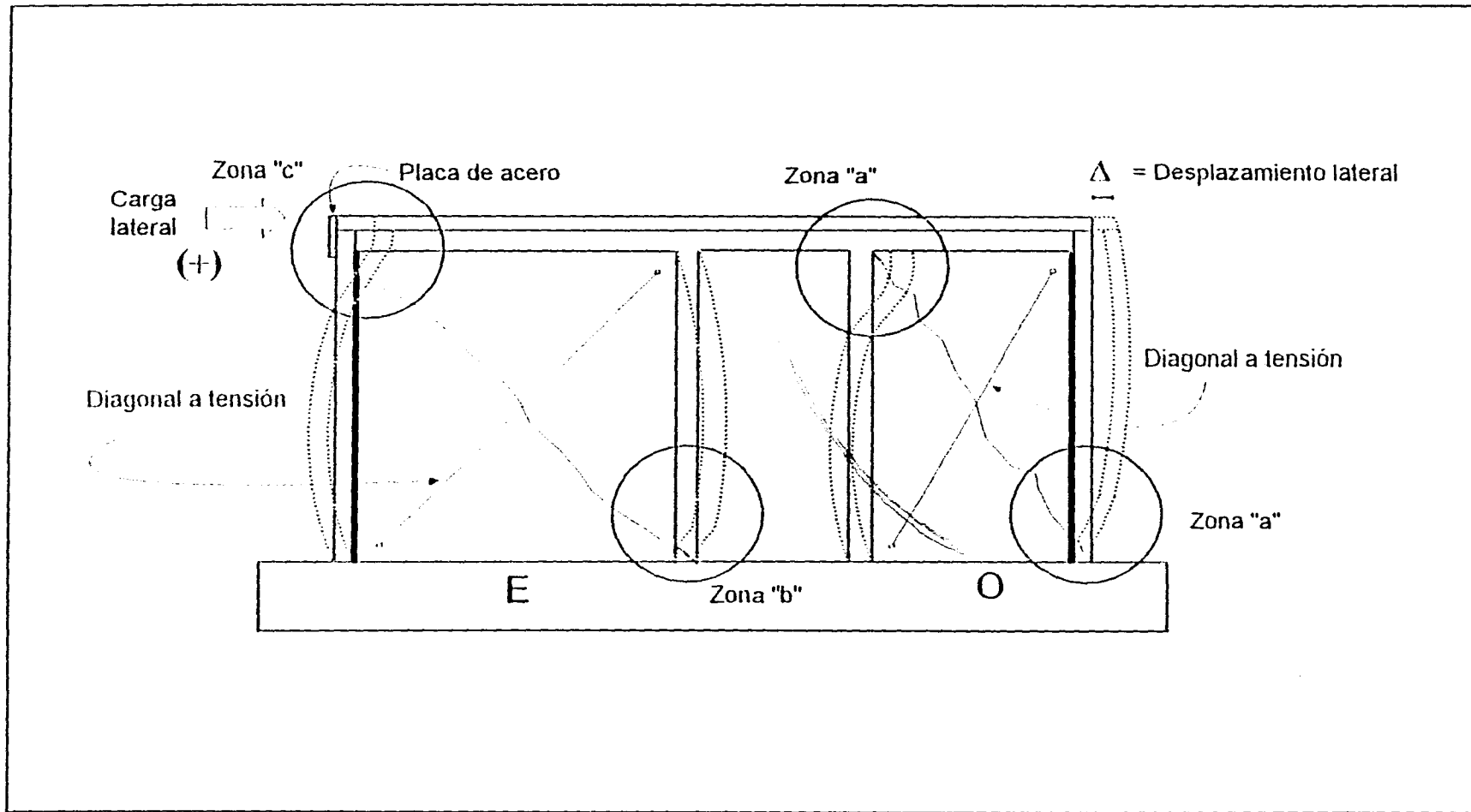


Fig. 2.11 Incremento de las Deformaciones en los Tableros

distribución de carga (zona "c") impidió la flexión local del castillo en una magnitud comparable a la del castillo interior. Por tanto, el comportamiento de la deformación angular fue afectado por la aplicación concentrada de la carga. Si la carga lateral se hubiese aplicado de modo más uniforme, es probable que las curvas de la deformación angular hubiesen sido más estables y simétricas, sin deriva en el eje de las abscisas.

Al observar de manera detallada el comportamiento de las deformaciones presentadas por las diagonales de los tableros se observó que el acoplamiento por flexión de los muros por la dala-losa fue despreciable en el desarrollo de la prueba. Es decir, de haberse presentado este acoplamiento en el modelo, las deformaciones registradas en la diagonal a tensión del muro Este (con aplicación de carga positiva) debieron haber sido mayores que las deformaciones registradas en la diagonal a tensión del muro Oeste. De la misma manera, la diagonal a compresión del tablero Este debió presentar una menor deformación que su similar en el tablero Oeste (Fig. 2.12). Esto sólo ocurrió en los últimos semiciclos del ensaye. Sin embargo, esto no significa que el acoplamiento a flexión fuera significativo en los ciclos a 0.6% de distorsión. Para esta etapa de la prueba, los muros se deformaron esencialmente por corte y se expandieron. Las deformaciones del sistema dala-losa disminuyeron con el daño por tensión diagonal de los muros; para esta distorsión la magnitud de las deformaciones era baja. Lo anterior fue verificado del estudio de los deformímetros eléctricos en la dala (ver Capítulo III). Por tanto, el cambio en la tendencia de las deformaciones de las diagonales de muros se atribuye a que las mediciones fueron afectadas por el daño concentrado en las esquinas, cerca de los apoyos de las diagonales. En suma, el efecto de acoplamiento tuvo una influencia poco significativa en la respuesta del modelo.

Las rotaciones de los tableros Este y Oeste para la zona 1 se muestran en las Figs. 2.13.a y 2.13.b. Las curvas de las rotaciones para ambos tableros presentan un comportamiento elástico durante los primeros ocho ciclos. A partir del ciclo 11 se registran rotaciones permanentes en el muro Oeste, originadas probablemente por el agrietamiento vertical en la junta muro-castillo exterior, y por el daño en la zona donde se encontraba empotrado el medidor. A partir de este ciclo las rotaciones aumentaron con la concentración de daño. A diferencia del comportamiento del tablero Oeste, la rotación del tablero Este

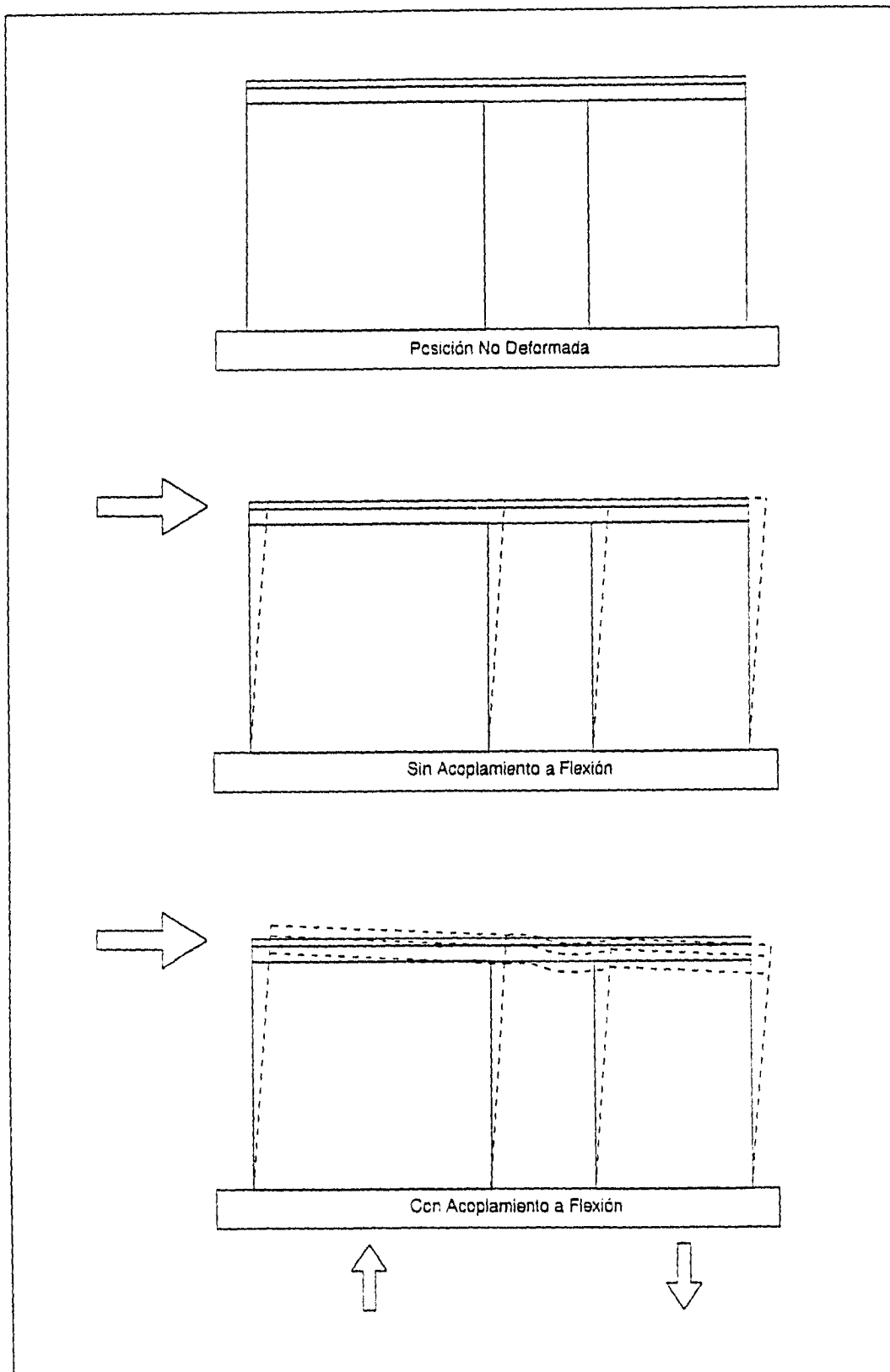


Fig. 2.12 Efecto de Acoplamiento

### Modelo WBW

Tablero Este Zona 1

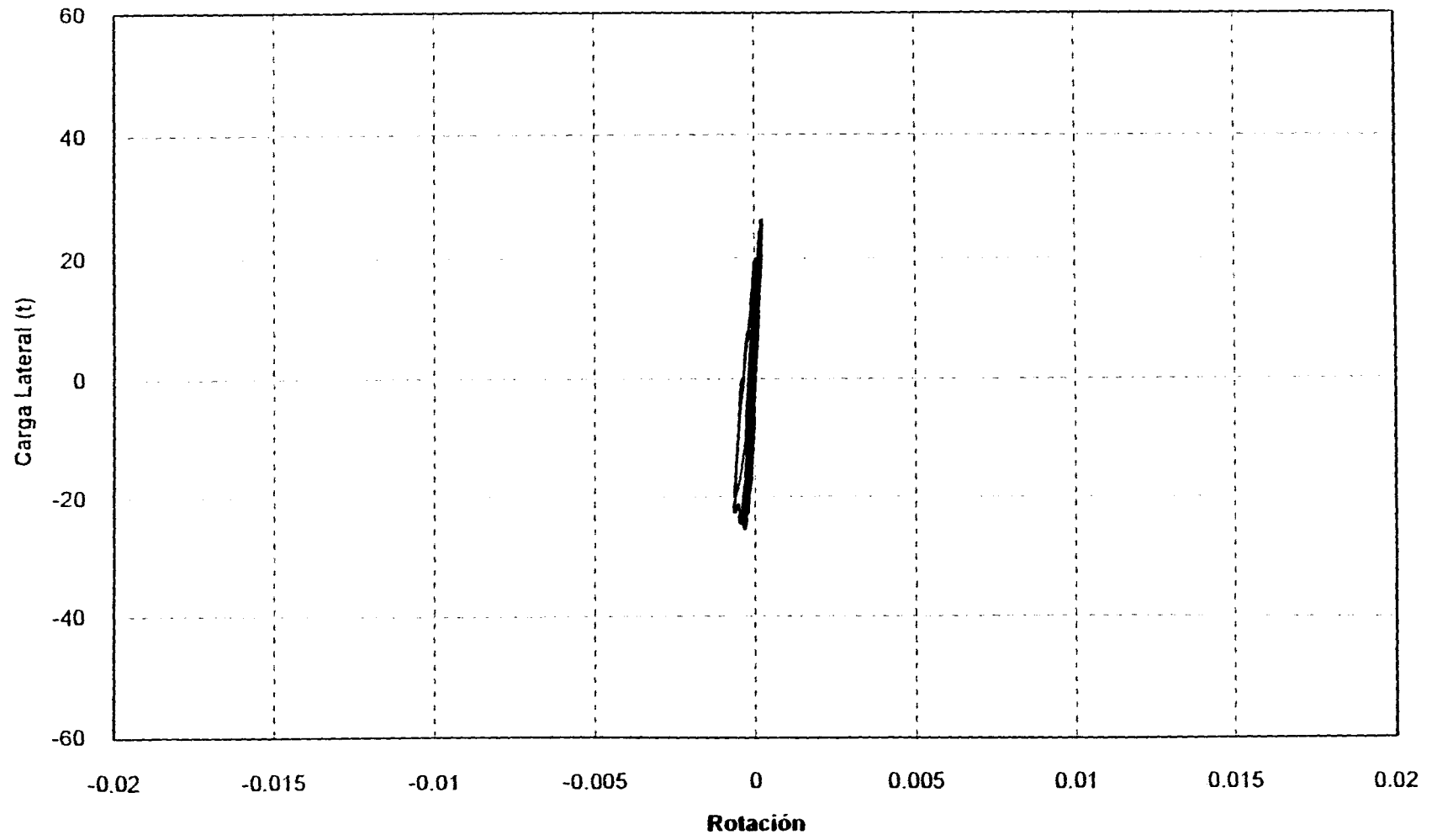


Fig. 2.13.a Rotación Tablero Este

### Modelo WBW

Tablero Oeste Zona 1

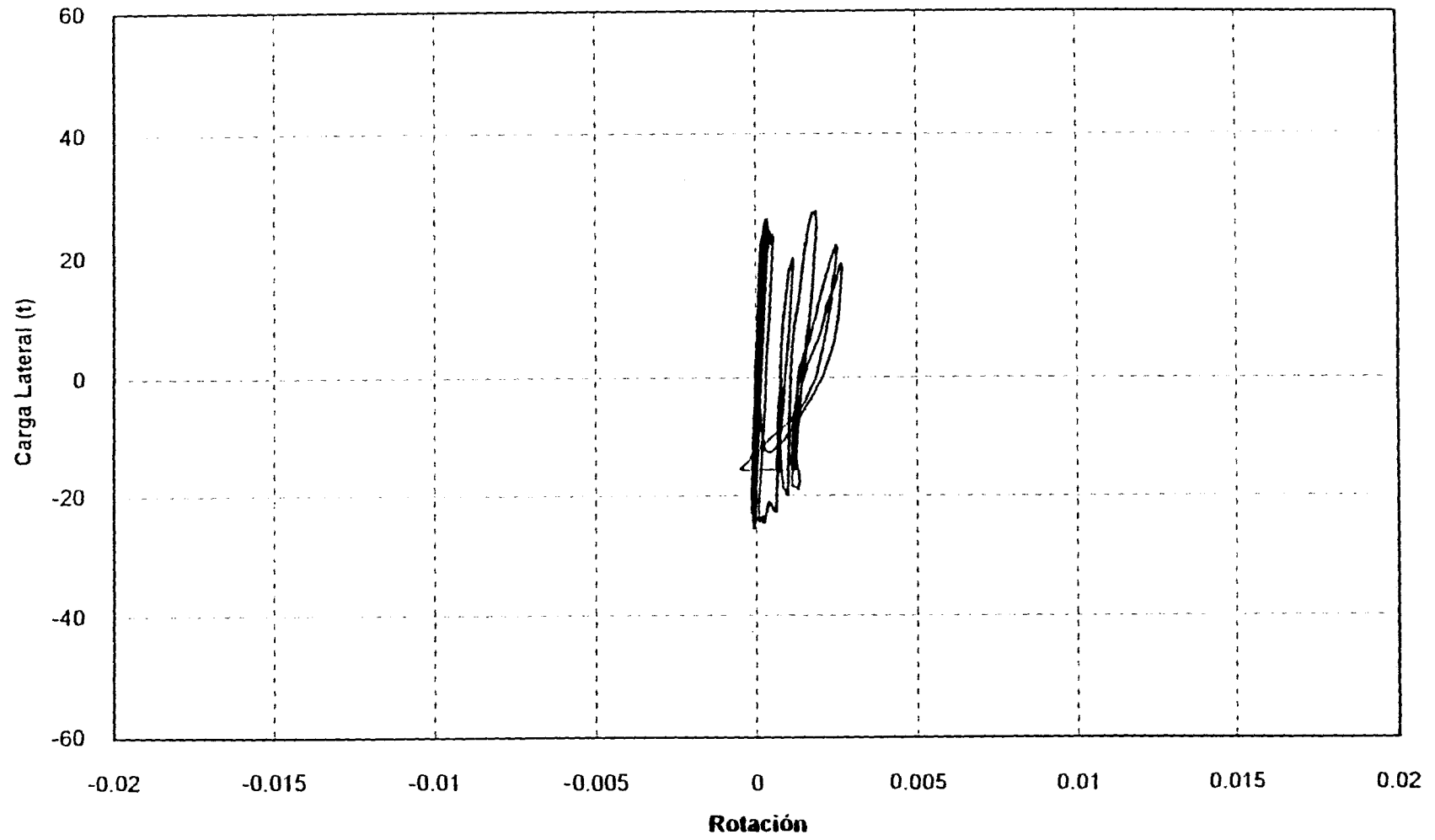


Fig. 2.13.b Rotación Tablero Oeste

permaneció estable durante el ensaye, alcanzando valores pequeños (menores que 0.001).

En las Fig. 2.14.a y 2.14.b se presenta la distribución de las curvaturas en la altura del espécimen para cada muro, para semiciclos positivos y negativos. Las curvaturas siguieron una línea recta, con excepción de la zona 1 a partir del ciclo cinco. En esta zona se concentró la curvatura; sin embargo, los valores fueron pequeños. En elementos que exhibieron articulaciones plásticas por flexión, se ha registrado un comportamiento similar. En contraste, el análisis de los deformímetros de los castillos (Capítulo III) indicó que no hay evidencia de fluencia del acero longitudinal por flexión. Para ciclos a grandes distorsiones, ciclos 11 y posteriores, el daño local en los castillos en la zona 1 fue la causa del cambio brusco en la distribución de curvaturas. Para un mismo ciclo, las curvaturas fueron menores en el tablero Este que en el muro Oeste, lo cual es consistente con las rotaciones y deformaciones por flexión (ver Fig. 2.13).

#### 2.4 MODELO WBW-E

El modelo WBW-E fue reforzado horizontalmente con escalerilla. En el ensaye se aplicaron 14 ciclos, alcanzando una distorsión máxima igual a 1.2%.

Los patrones de agrietamiento se muestran en la Fig. 2.15. Al igual que para el modelo de control (WBW), se eligieron cuatro ciclos de la prueba: primer agrietamiento del modelo (ciclo 6,  $R = 0.12\%$ ), primer agrietamiento inclinado (ciclo 10,  $R = 0.3\%$ ), ciclo 12 ( $R = 0.6\%$ ) y final del ensaye (ciclo 14,  $R = 1.2\%$ ). De modo similar al modelo WBW, en las curvas carga lateral-distorsión (Fig. 2.16) se han dibujado las resistencias teóricas  $V_{RDF}$  y  $V^*_{RDF}$  obtenidas empleando la Ec. 2.7

$$V_R = F_R (0.5v' A_T + 0.3P) \alpha \quad (2.7)$$

# Modelo WBW

## Tablero Este

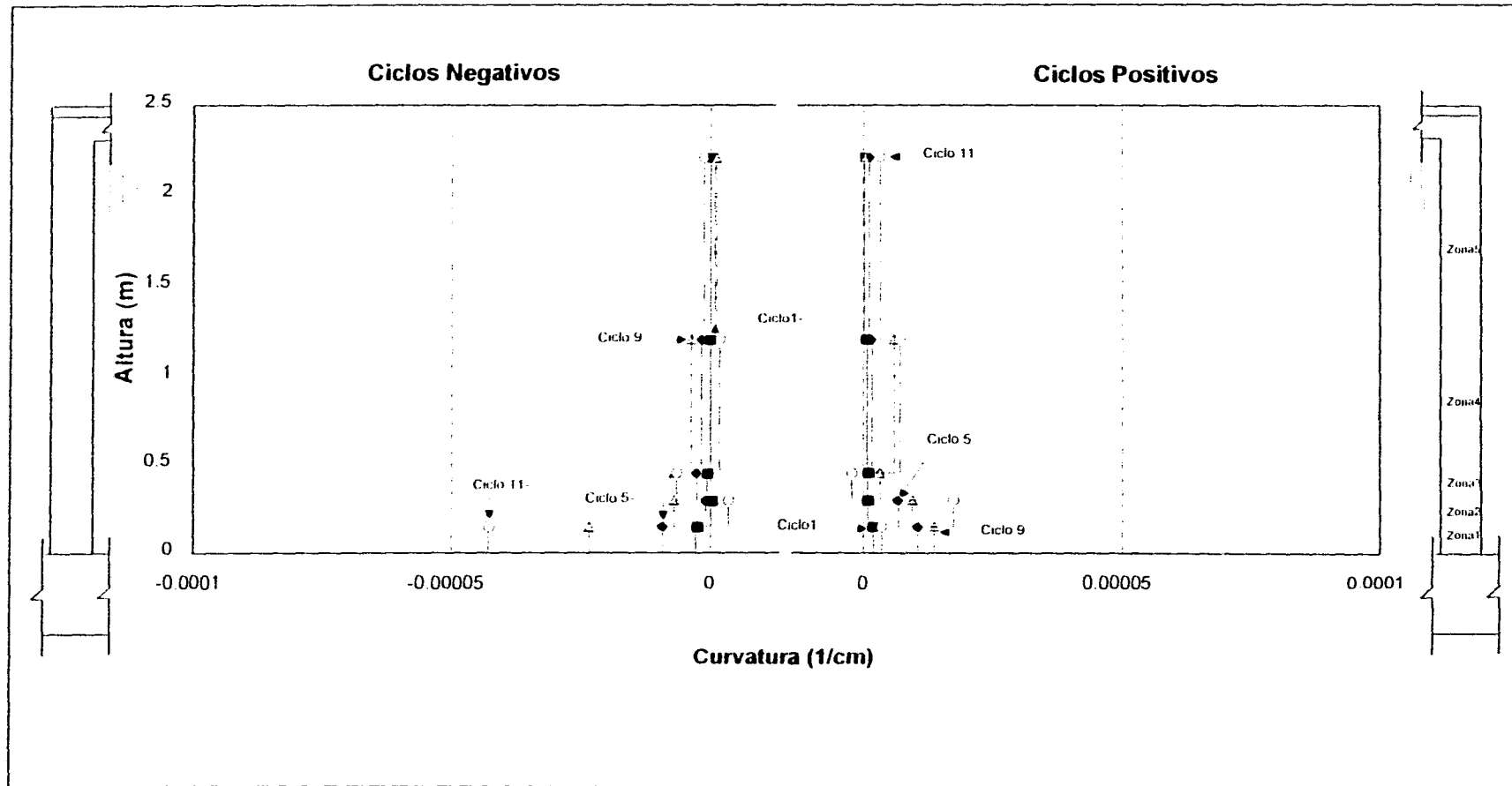


Fig. 2.14.a Distribución de Curvaturas Modelo WBW

# Modelo WBW

## Tablero Oeste

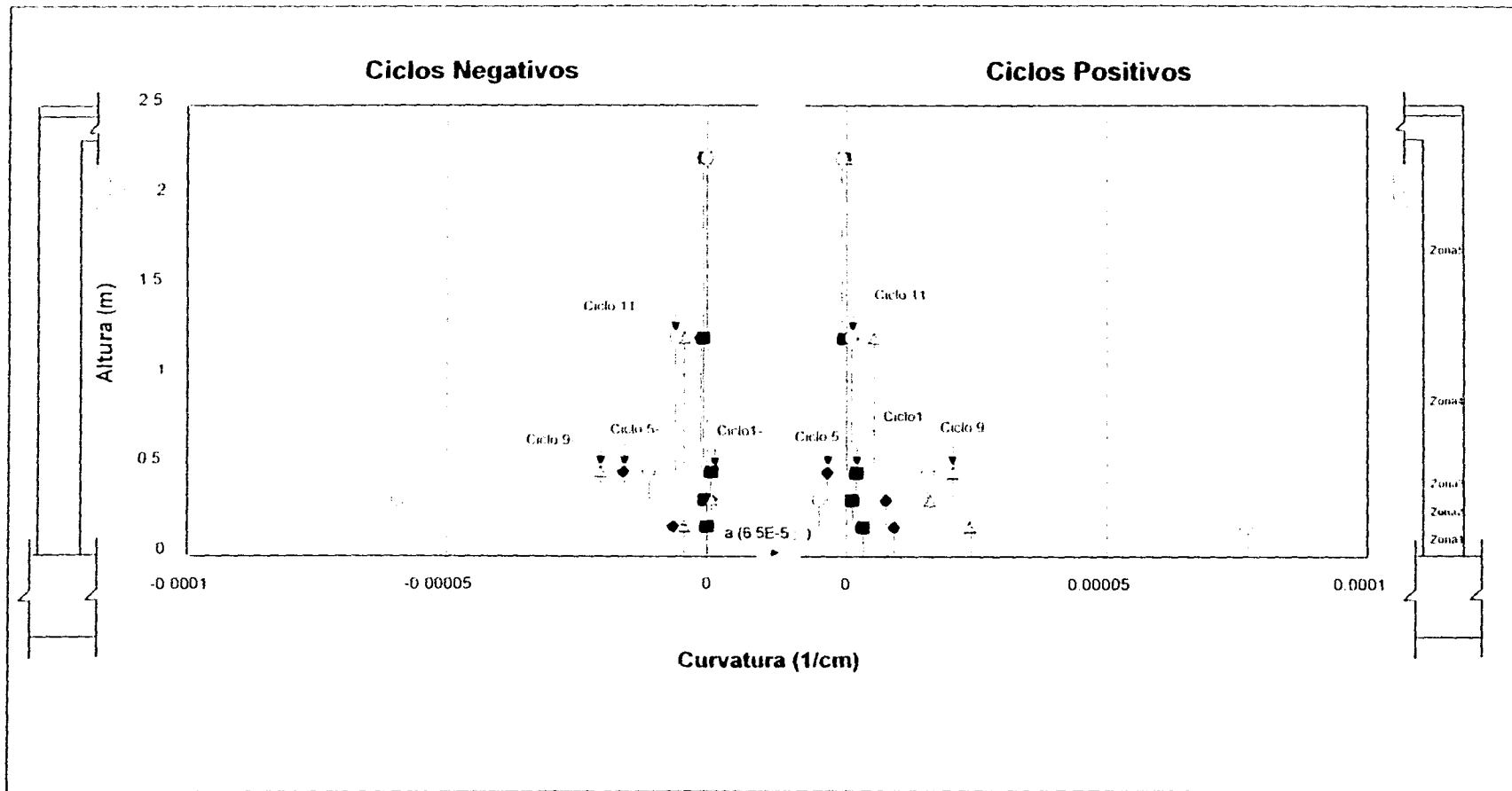


Fig. 2.14.b Distribución de Curvaturas Modelo WBW



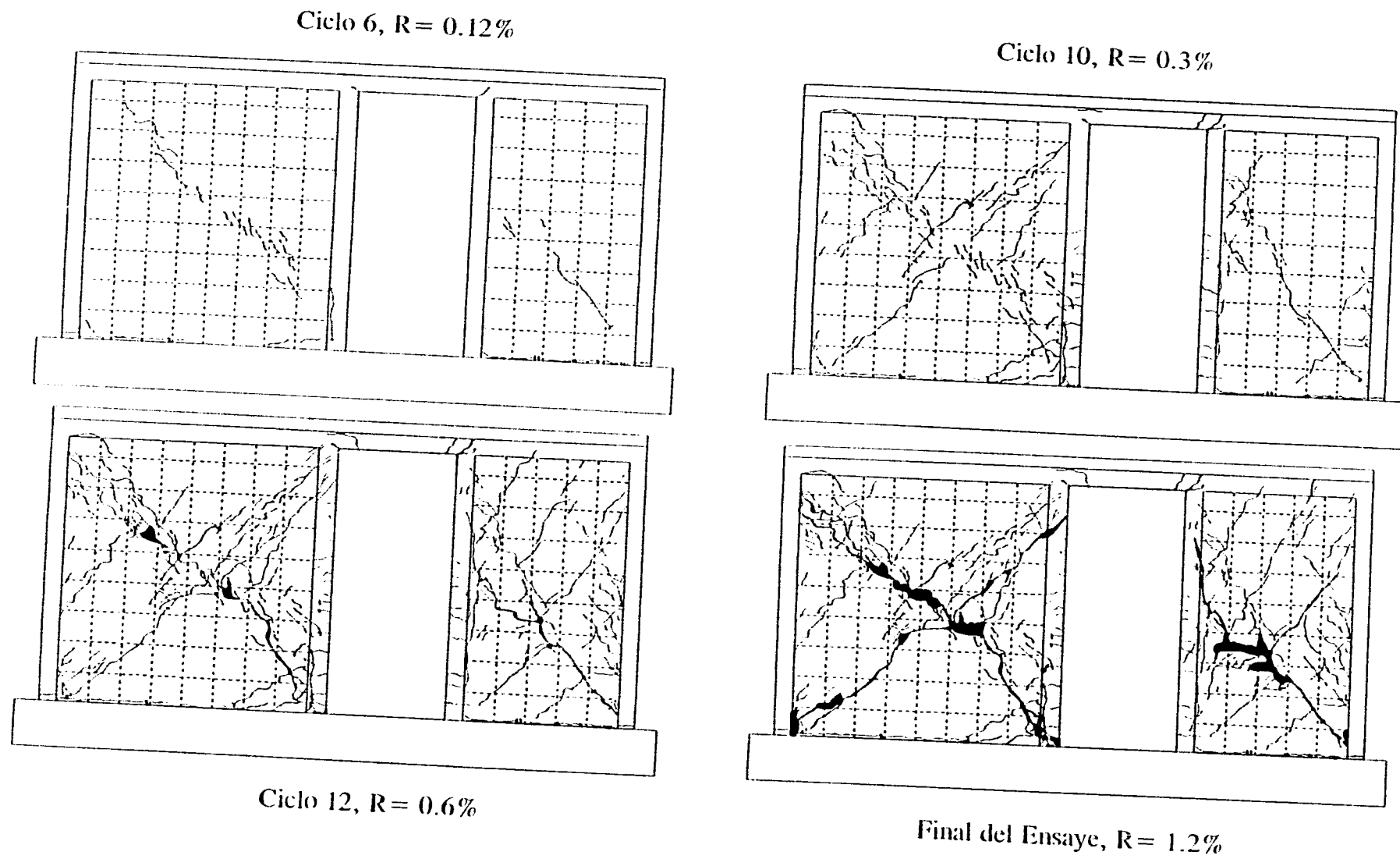


Fig. 2.15 Secuencia del Agrietamiento en Diferentes Etapas del Ensayo del Modelo WBW-E

### Modelo WBW-E

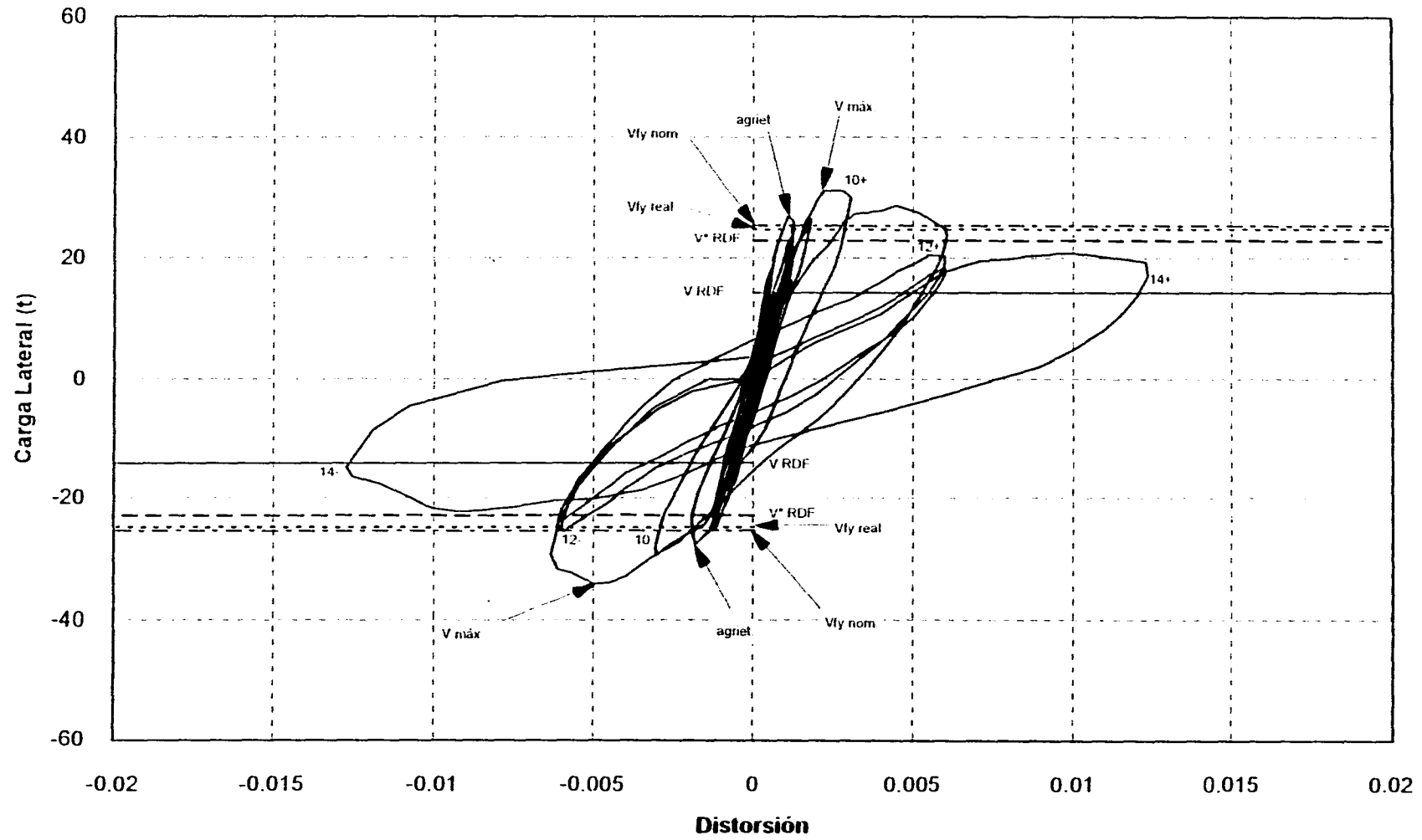


Fig 2.16 Curva Carga Lateral - Distorsión del Espécimen WBW-E

donde

- $F_R$  es el factor de reducción de resistencia, igual a 0.7 para  $V_{RDF}$  e igual a 1.0 para  $V_{RDF}^*$ ;
- $\nu^*$  es el esfuerzo cortante promedio de la resistencia de los mueres; igual a 3.5 kg/cm<sup>2</sup> para  $V_{RDF}$  e igual con 4.3 kg/cm<sup>2</sup> para  $V_{RDF}^*$  (ver tabla 1.3);
- $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro, igual a 4 884 cm<sup>2</sup>;
- $P$  es la carga vertical que actúa sobre el muro, igual a 25.9 t (254,5 kN); y
- $\alpha$  factor de incremento por refuerzo horizontal, igual con 1.25.

De acuerdo con la Ref. 2, la resistencia a carga lateral de un muro de mampostería confinada se puede incrementar en un 25% (factor  $\alpha=1.25$ ) siempre que la cuantía de refuerzo horizontal del modelo ( $p_{h,i}$ ) sea mayor a 0.0005 y al valor que resulte de la siguiente expresión

$$p_{h,i} = 0.0002 \nu^* \left( 1 + 0.2 \frac{P}{\nu^* A_T} \right) \frac{4200}{f_y} \quad (2.8)$$

Para WBW-E la cuantía de refuerzo horizontal ( $p_{h,E}$ ) fue igual a 0.094%. mayor que los valores antes indicados (Tabla 1.5). por tanto, en el cálculo de la fuerza cortante resistente se empleó la Ec.2.7 con  $\alpha= 1.25$ . El valor del esfuerzo  $p_{h,E} f_{y, nominal}$  fue igual a 4.7 kg/cm<sup>2</sup> (0.46 MPa).

El factor  $\alpha$  toma en consideración, de modo indirecto, un incremento en el factor de comportamiento sísmico Q (de 2.0 a 2.5 para piezas macizas) debido a la mayor ductilidad (capacidad de deformación) que se ha observado en muros con refuerzo horizontal colocado en las juntas. En la Fig. 2.16 también se indican las resistencias  $V_{fy,real}$  y  $V_{fy,nominal}$  que corresponden a las fuerzas cortantes resistidas por los alambres de refuerzo horizontal, obtenidas a partir del esfuerzo de fluencia medido en probetas a tensión ( $f_{y,real}$ ) y del esfuerzo nominal de fluencia indicado por el fabricante de los alambres ( $f_{y,nominal}$ ), respectivamente. En la Fig. 2.16 se presenta la carga máxima alcanzada por el modelo. La resistencia  $V_{RDF}$  fue excedida por ciclos a bajas distorsiones y por el primero a una distorsión de 0.6%. En los dos

ciclos siguientes a esa deformación y en el ciclo a 1.2%, la carga fue menor que  $V_{RDF}$ . Esto indica que la Ec.2.7 es válida para distorsiones menores de 0.6% en muros reforzados horizontalmente con escalerillas. Las resistencias calculadas  $V_{fy,nominal}$  y  $V_{fy,real}$  fueron superiores a  $V_{RDF}$  y  $V'_{RDF}$  y cercanas a la resistencia medida. En el cálculo de  $V_{fy,real}$  y  $V_{fy,nominal}$  se ha supuesto que la resistencia sólo proviene del refuerzo horizontal y que todos los alambres horizontales alcanzan el esfuerzo de fluencia; es decir, se ha considerado un factor de eficiencia del refuerzo horizontal del 100%. En el Capítulo IV se discute la eficiencia de las escalerillas para contribuir a la resistencia a partir de los registros de los deformímetros. La diferencia entre la resistencia medida y la contribución del refuerzo horizontal se atribuye a la participación de la resistencia a tensión diagonal de la mampostería y de la resistencia de los castillos.

El comportamiento histerético exhibido por el modelo durante el ensaye fue simétrico. Se presentó un comportamiento casi elástico lineal durante los primeros ciclos (hasta el ciclo 6,  $R = 0.06\%$ ). Para una distorsión cercana a 0.3% (ciclo 10) los lazos histeréticos presentan redondeo en sus picos ocasionado por la plastificación de las escalerillas. En la Fig. 2.17 se muestra una curva esfuerzo-deformación para los alambres de la escalerilla a tensión. El redondeo de los lazos histeréticos ocurrió cuando los alambres se plastificaron, es decir, cuando alcanzaron deformaciones superiores a 0.0035. El comportamiento no lineal también se atribuye a la formación de grietas a lo largo de las diagonales. Para el ciclo 10, las grietas horizontales en la base de ambos muros atravesaban de lado a lado el tablero. Para el ciclo 11 (a 0.35% de distorsión y con una carga máxima igual a 26.9 t, 264 kN) algunas escalerillas se fracturaron (Fig. 2.18) acelerando la propagación de las grietas inclinadas de los tableros hacia los castillos y el deterioro del espécimen. En este ciclo se formaron completamente las grietas diagonales principales que penetraron en los extremos superior e inferior de los castillos (Fig. 2.19). En la figura se observa una menor anchura de las grietas en la zona donde se colocaron estribos a cada 7 cm, lo que hace evidente la participación del refuerzo transversal en los castillos para confinar el concreto, proporcionar una resistencia adicional a cortante y controlar el deterioro del espécimen. Sin embargo, el daño es también indicativo de la conveniencia de extender la zona de estribos a baja separación cuando menos 20 cm más (separación entre líneas horizontales) Es importante notar que una vez que se

**Modelo WBW-E**

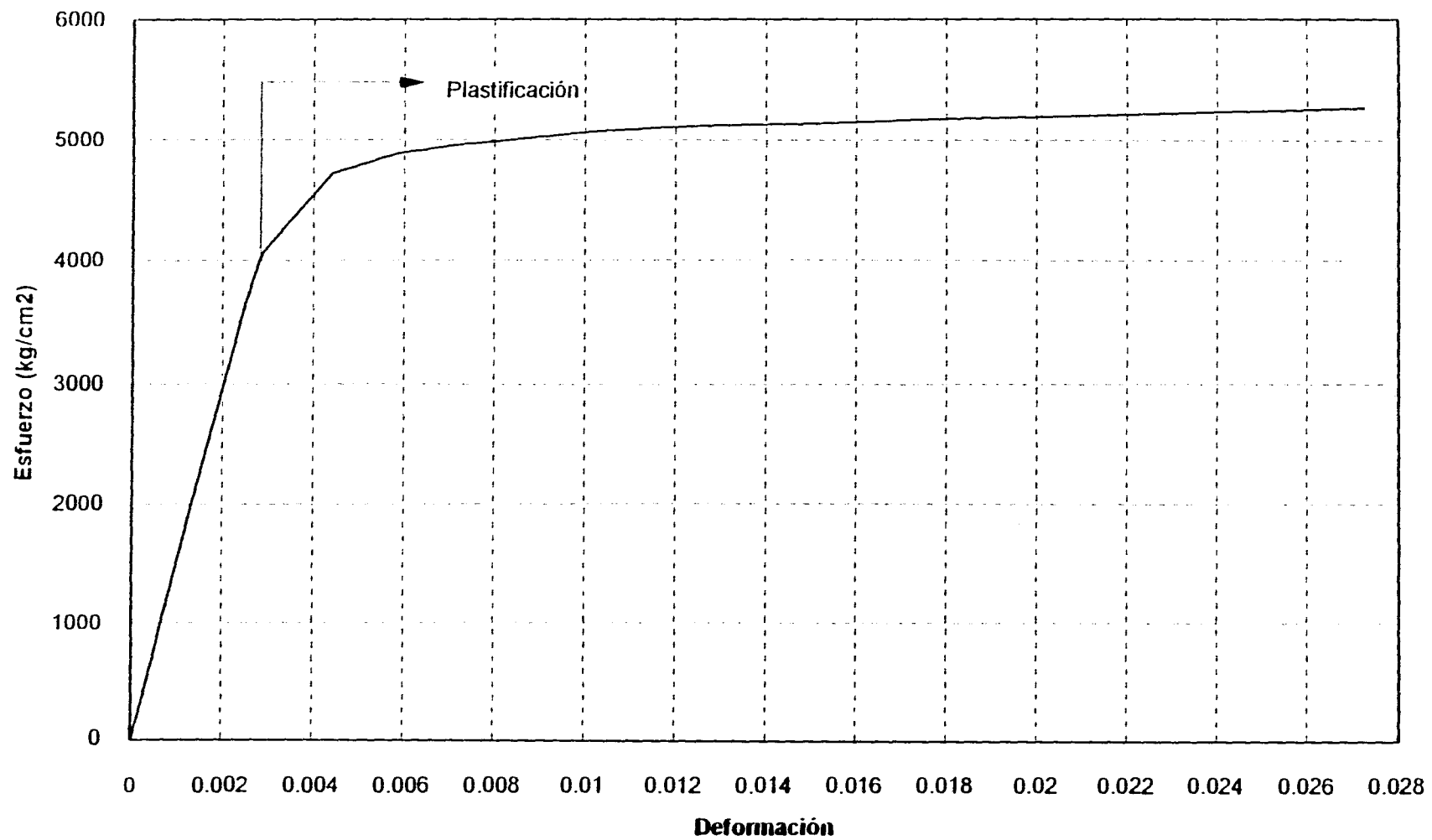


Fig.2.17 Curva Esfuerzo-Deformación de Escalerilla



Fig. 2.18 Fracturas en Escalerilla



Fig. 2.19 Penetración de Grietas en la Parte Superior del Castillo Interior del Tablero Oeste

presentó la primera fractura de la escalerilla, debido a una redistribución de esfuerzos, las demás fallaron en serie, lo que condujo a una notable reducción en la resistencia y en la rigidez del modelo. En los ciclos a 0.6% de distorsión, la resistencia decayó en un 27%. Al finalizar el ensaye, el deterioro en los tableros y castillos era muy severo, las grietas se extendían a lo largo de todos los elementos, en especial, en los centros de los tableros y en los extremos de los castillos donde habían penetrado las grietas. El tipo de daño presentado fue similar al observado en el modelo de control, y estuvo dominado por grietas inclinadas en ambos sentidos. Aunque el agrietamiento estaba ligeramente mejor distribuido sobre los tableros, se puede concluir que la escalerilla no alteró sustancialmente el comportamiento. Después del ensaye, los muros fueron ranurados con el fin de identificar la forma y el lugar en donde se presentó la falla del refuerzo. Se observó que en todos los casos, la escalerilla se fracturó en la zona adyacente a los puntos de soldadura y no en el sitio por donde pasaba la grieta inclinada principal. Hay que recordar que la escalerilla es un refuerzo que durante su fabricación no recibe tratamiento alguno para evitar el crear puntos frágiles en la zona de la soldadura sin aporte de material.

En las Figs. 2.20.a y 2.20.b se presentan las deformaciones angulares para cada tablero; las gráficas se encuentran a la misma escala que las del modelo WBW. El comportamiento exhibido por ambos tableros es semejante, salvo en la proporción de sus deformaciones, siendo que las deformaciones angulares del tablero Este fueron mayores que las del Oeste en un 30% para ciclos a misma distorsión. Las deformaciones angulares tienen un gran parecido con las curvas carga lateral-distorsión de la Fig. 2.16. Los lazos histeréticos durante los primeros ocho ciclos, hasta una distorsión de 0.06%, exhibieron un comportamiento elástico. Para el ciclo 10 los lazos muestran histéresis, lo que indica un comportamiento no lineal de los materiales. En efecto, las grietas inclinadas atravesaban en ambos sentidos el tablero Este, provocando el deslizamiento de los bloques, el desconchamiento del concreto, la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los castillos y el aplastamiento de tabiques (Fig. 2.21). La histéresis también es atribuida a la plastificación y fractura de la escalerilla. Para ciclos a mayor desplazamiento (ciclo 11 en adelante), la deformación angular aumentó con la tasa de la distorsión. En los últimos tres ciclos de la prueba (ciclos 12 a 14), el tablero Este mostró mayores deformaciones angulares para carga



### Modelo WBW-E

Tablero Este

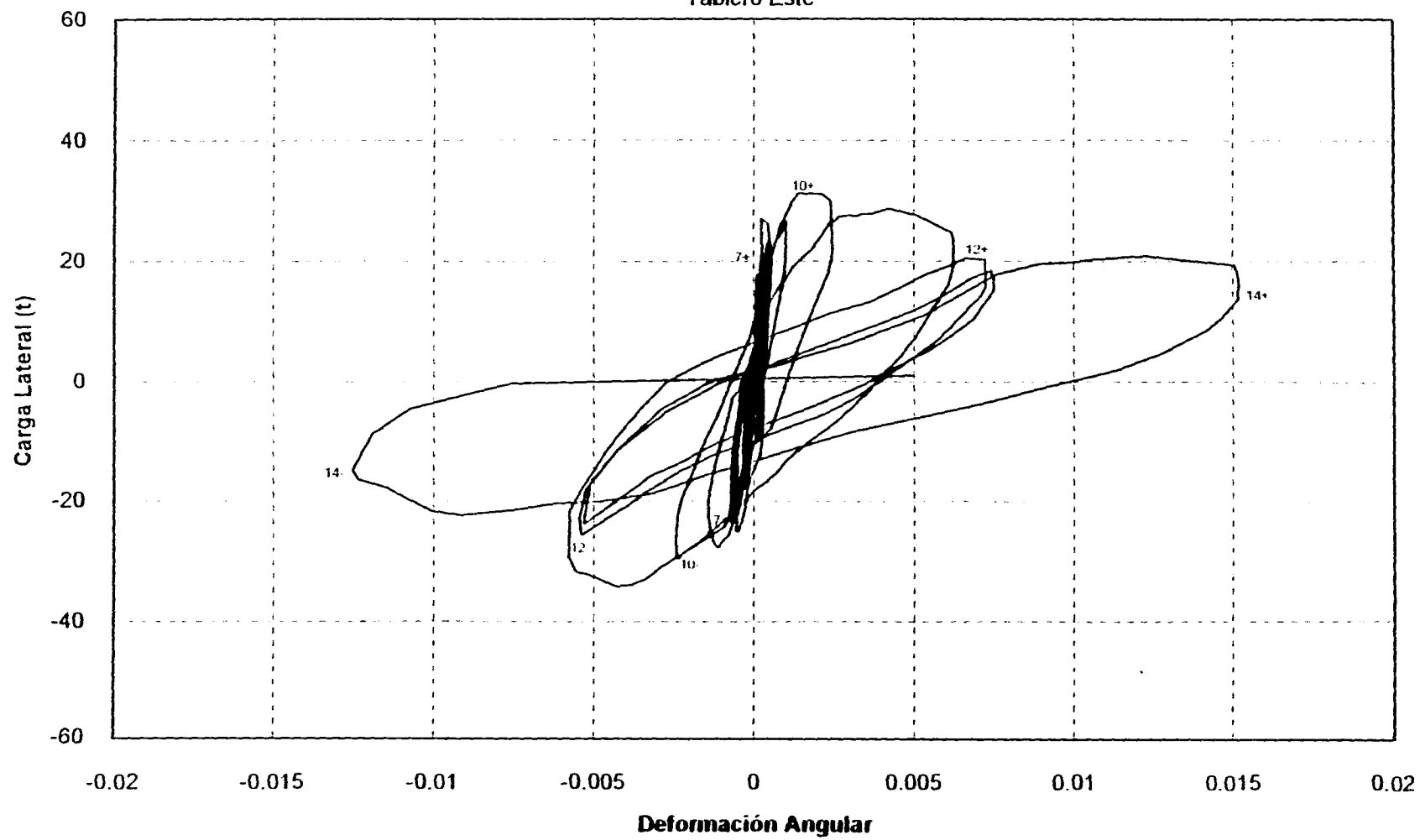


Fig. 2.20.a Deformación Angular Tablero Este

### Modelo WBW-E

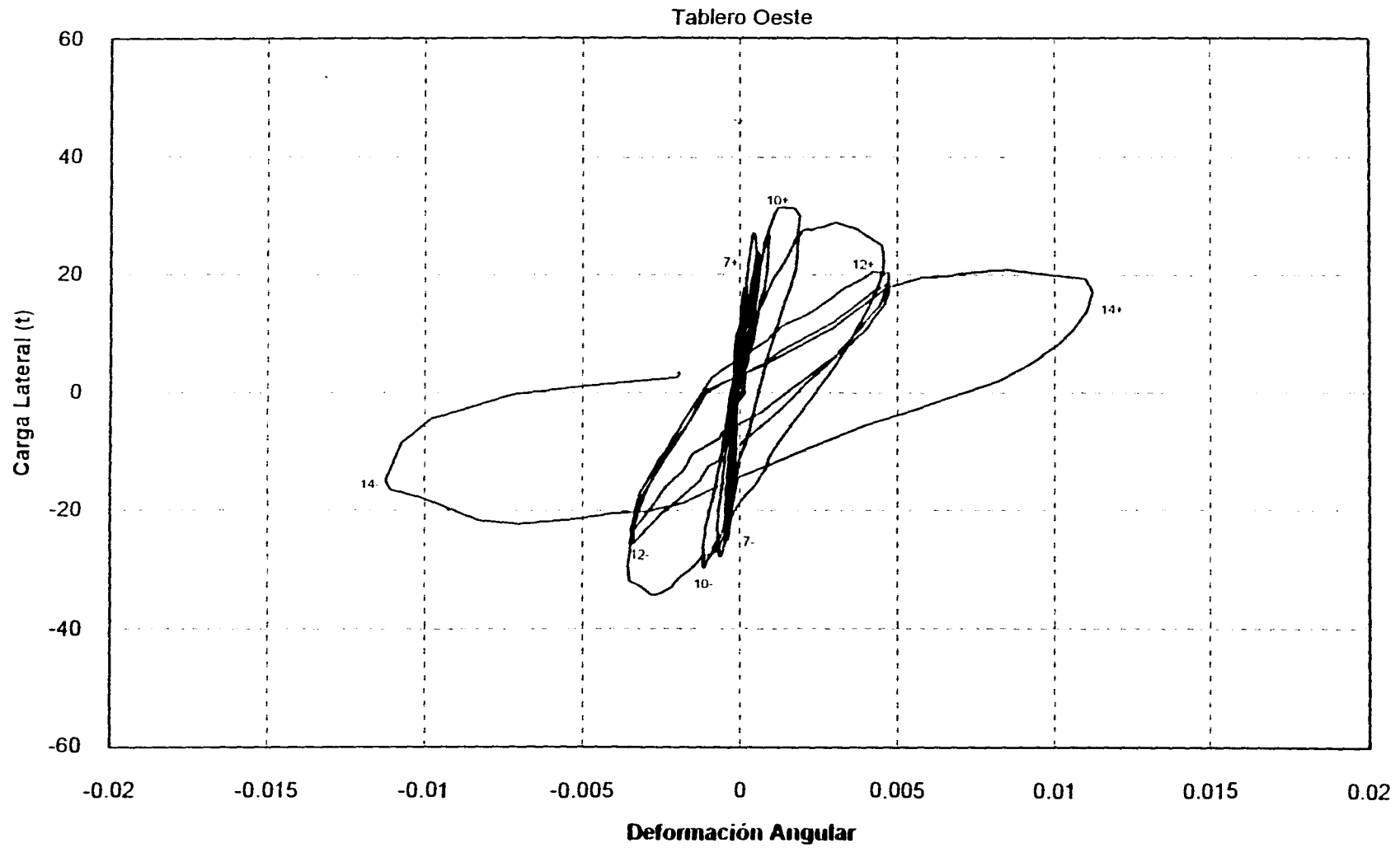


Fig. 2.20.b Deformación Angular Tablero Oeste



Fig. 2.21 Aplastamiento del Tabique cerca de la Formación de una Articulación Plástica de Castillo

positiva. Esto se atribuye a la suma de las deformaciones por cortante y al alargamiento debido a la fuerza axial. Para carga lateral positiva, el tablero Este estaba sometido a una fuerza axial de compresión menor que la del Oeste debido al acoplamiento. Lo anterior es indicativo de que el efecto cíclico de la carga axial debe considerarse para conocer las contribuciones de los muros a la resistencia ante carga lateral. Para el ciclo 14, el ancho de las grietas en el centro de los muros era de 2.8 cm. La similitud entre las deformaciones angulares de los tableros y la respuesta cortante-distorsión es un indicador de que las deformaciones por corte gobernaron la respuesta del modelo, de igual modo que en WBW.

Las rotaciones de la zona 1 de los tableros Este y Oeste (ver Fig. 2.5.b) se muestran en las Figs. 2.22.a y 2.22.b. La instrumentación utilizada para medir las rotaciones se ilustró en la Fig. 1.9. En los castillos extremos del modelo, los transductores de desplazamiento se colocaron en la altura de la cara externa debido a la presencia de las mochetas de tabique, mientras que en los castillos adyacentes a la abertura en forma de puerta, el sistema de medición coincidió con el eje del castillo. Para corregir, aunque de modo aproximado, las lecturas de los transductores de los castillos extremos debido a la rotación local de éstos, se colocó un transductor adicional en la zona 1 (Fig. 2.23). Con este par de instrumentos, se calculó la rotación local del castillo referida a su eje, la cual fue sustraída de la rotación del muro calculada con el transductor B de la Fig. 2.23 y con el colocado en el eje del castillo interior. Esta corrección es aproximada ya que supone que la rotación del castillo ocurrió con respecto su eje. Sin embargo, durante el ensaye se observó que el centro de rotaciones de los castillos exteriores se encontraba en algún punto del muro de mampostería y que su posición varió con el nivel de daño (distorsión local) en el castillo.

**Modelo WBW-E**

Tablero Este Zona 1

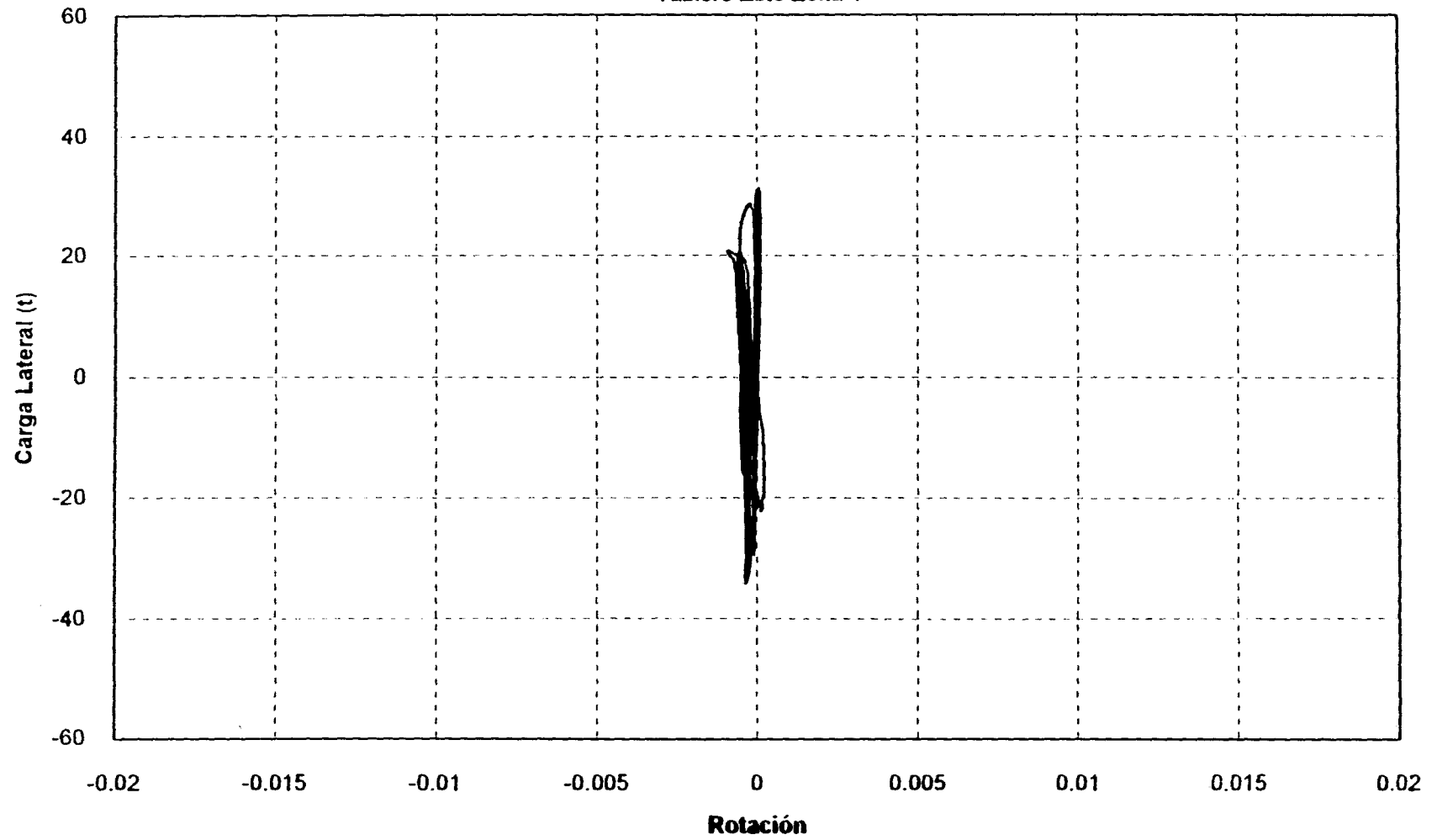
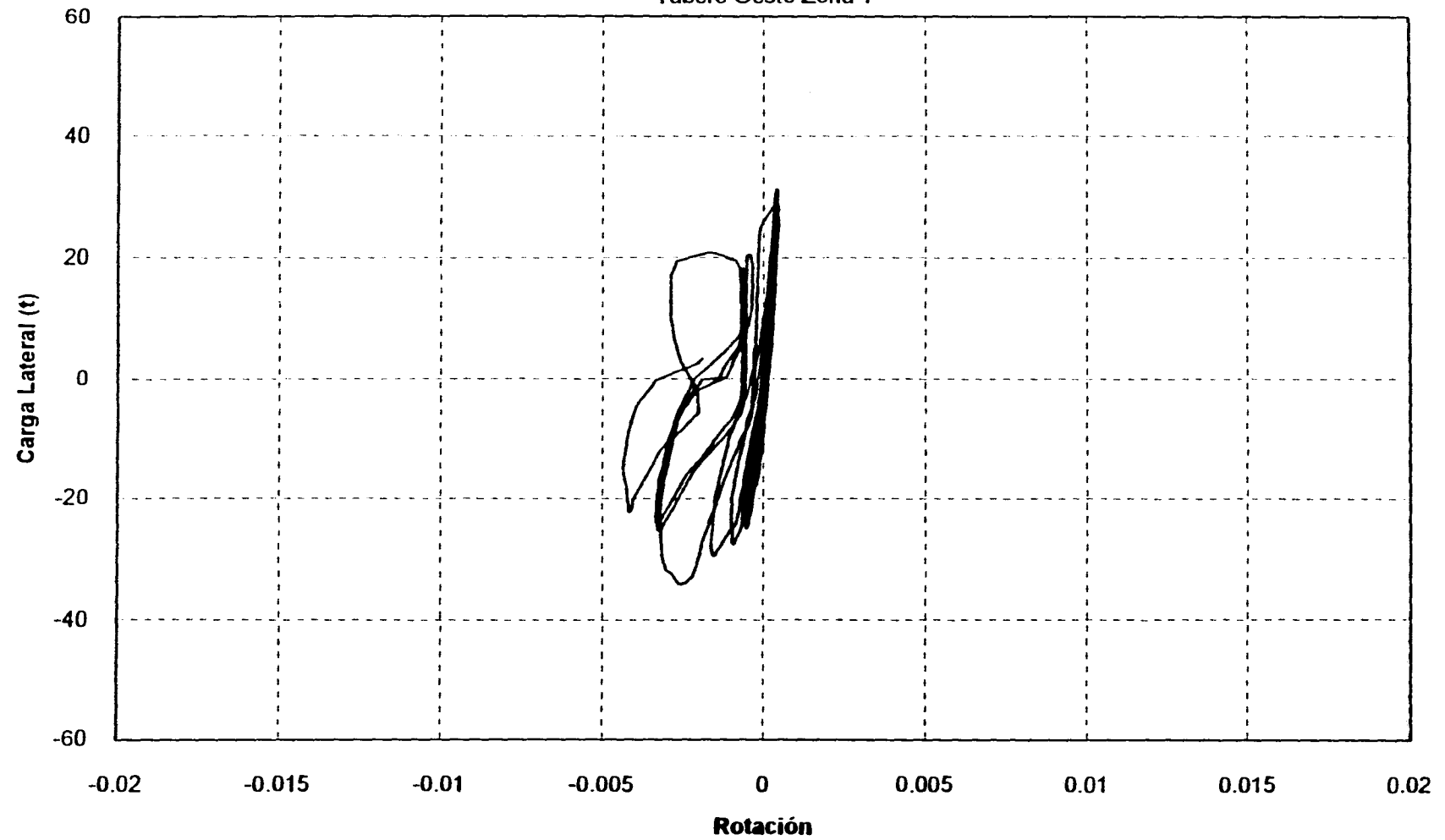


Fig. 2.22.a Rotación Tablero Este

**Modelo WBW-E**

Tablero Oeste Zona 1



**Fig. 2.22.b Rotación Tablero Oeste**

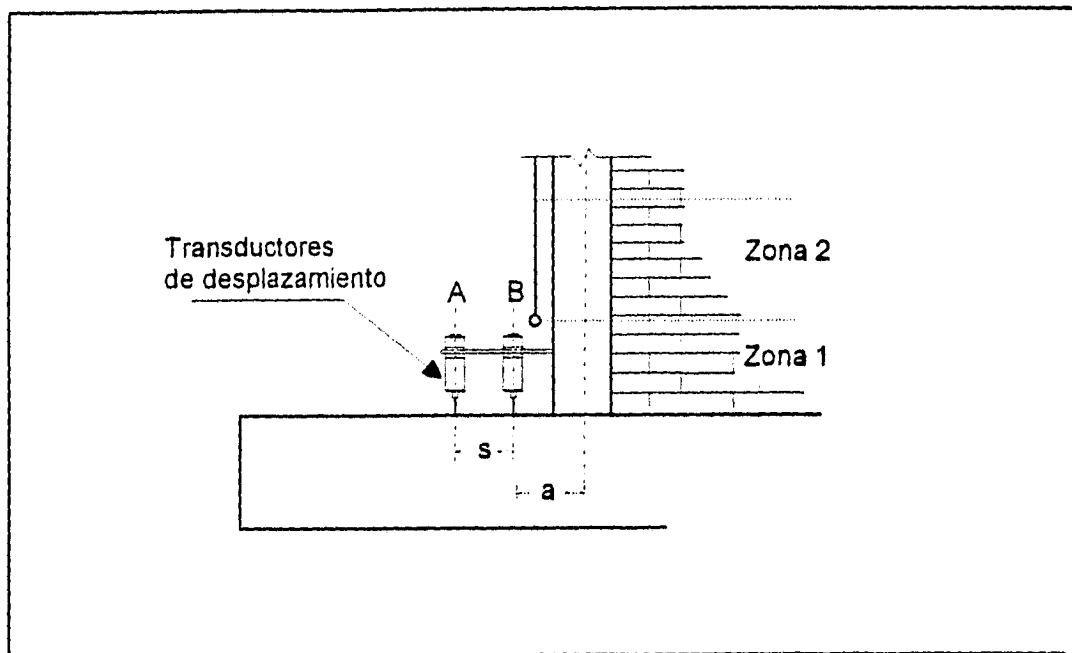


Fig. 2.23 Instrumentación Para Corregir la Lectura de Rotaciones

Las rotaciones tuvieron un comportamiento elástico hasta el ciclo 10. A partir de este ciclo, las rotaciones en el tablero Oeste aumentaron y presentaron deformaciones permanentes. Las deformaciones permanentes se atribuyen a rotaciones locales de los castillos, originadas por los daños (agrietamiento y aplastamiento del concreto y plegamientos de las varillas) en esa zona. Es posible que la separación del castillo con respecto al muro pudiera haber contribuido al aumento en las rotaciones, ya que para los últimos ciclos se registraron grietas verticales a lo largo de la junta muro-castillo. La máxima rotación fue igual a 0.004 y se presentó en el último ciclo.

Al igual que para WBW, las rotaciones del tablero este fueron menores que las medidas en el muro Oeste. Con los transductores de desplazamiento colocados en la dala se obtuvo la rotación en los nudos de este elemento y los castillos interiores (Fig. 2.24.a y 2.24.b). Las rotaciones fueron calculadas con la siguiente expresión

### Modelo WBW-E

Dala Tablero Este

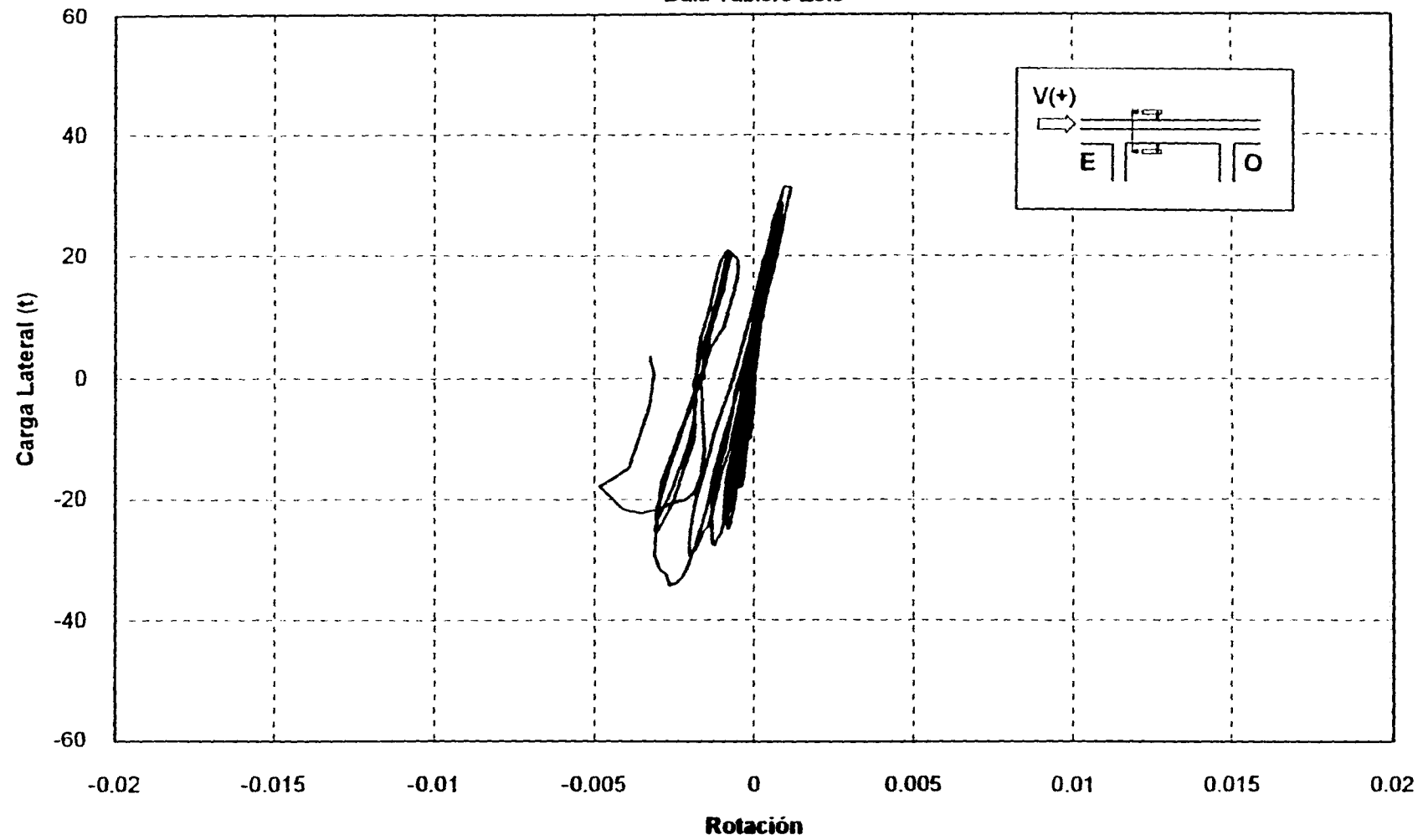


Fig.2.24.a Rotaciones en la Dala



### Modelo WBW-E

Dala Tablero Oeste

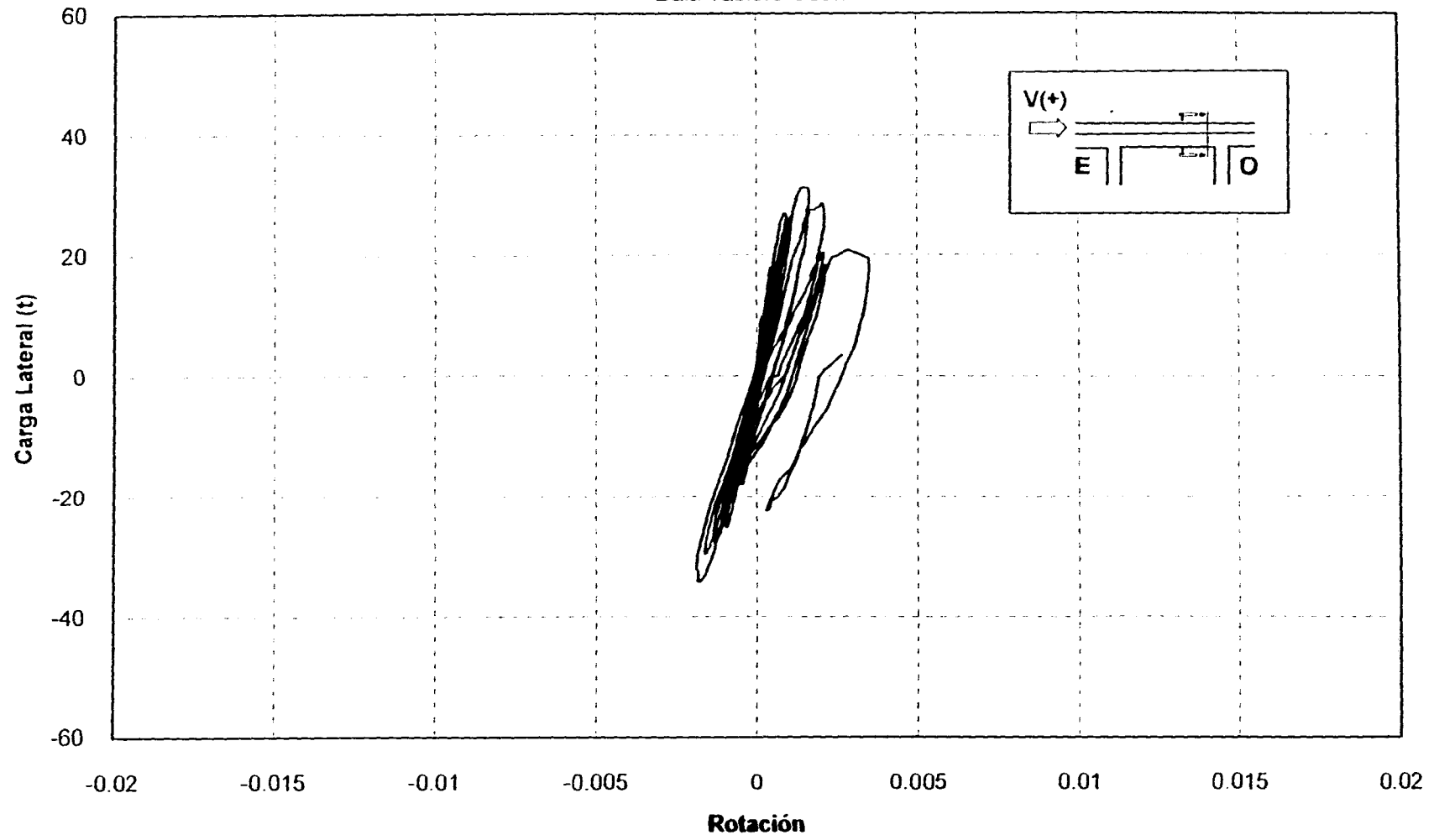


Fig.2.24.b Rotaciones en la Dala

$$\theta_{dala} = \frac{l_T - l_C}{s} \quad (2.9)$$

donde

- $\theta_{dala}$  es la rotación de la dala;
- $l_T$  es el desplazamiento medido en el lado a tensión;
- $l_C$  es el desplazamiento medido en el lado a compresión; y
- $s$  es la distancia entre los transductores.

Las rotaciones exhibieron un comportamiento asimétrico con el sentido de aplicación de la carga. El extremo Este mostró mayores rotaciones con semiciclos negativos y el extremo Oeste para semiciclos positivos. Este fenómeno indica que la dala se deformó en doble curvatura (ver Capítulo III, inciso 3.4.2), y se debe a las rotaciones de diferente magnitud en la base de los muros Este y Oeste. Los lazos mostraron poca histéresis, consistente con el poco daño observado en la dala.

En las Figs. 2.25.a y 2.25.b se presenta la distribución de las curvaturas de los muros en la altura de WBW-E. Las tendencias fueron similares a las observadas en el espécimen WBW.

En contraste con el modelo de control, WBW-E presentó grietas horizontales en la base de los muros y grietas por flexión en la base de los castillos (ciclo 10-). En estos últimos elementos, el daño se propagó hasta la mitad de su altura debido a la expansión horizontal del muro para distorsiones de 0.3%. Es importante señalar que aparecieron grietas por flexión en la dala y la losa al inicio del ensaye. Este fenómeno se manifestó en la curva carga lateral-distorsión a través de lazos con baja histéresis para distorsiones menores que la del agrietamiento inclinado de la mampostería (ver también Fig. 2.24). Es decir, WBW-E exhibió un comportamiento inicial caracterizado por una combinación de flexión y corte, diferente al mostrado por el modelo de control. Comparando el daño observado para WBW y WBW-E hasta el ciclo 10 (0.3% de distorsión), es claro que WBW-E mostró mayor agrietamiento asociado a deformaciones por flexión que WBW. Es interesante notar que una vez que la

### Modelo WBW-E

#### Tablero Este

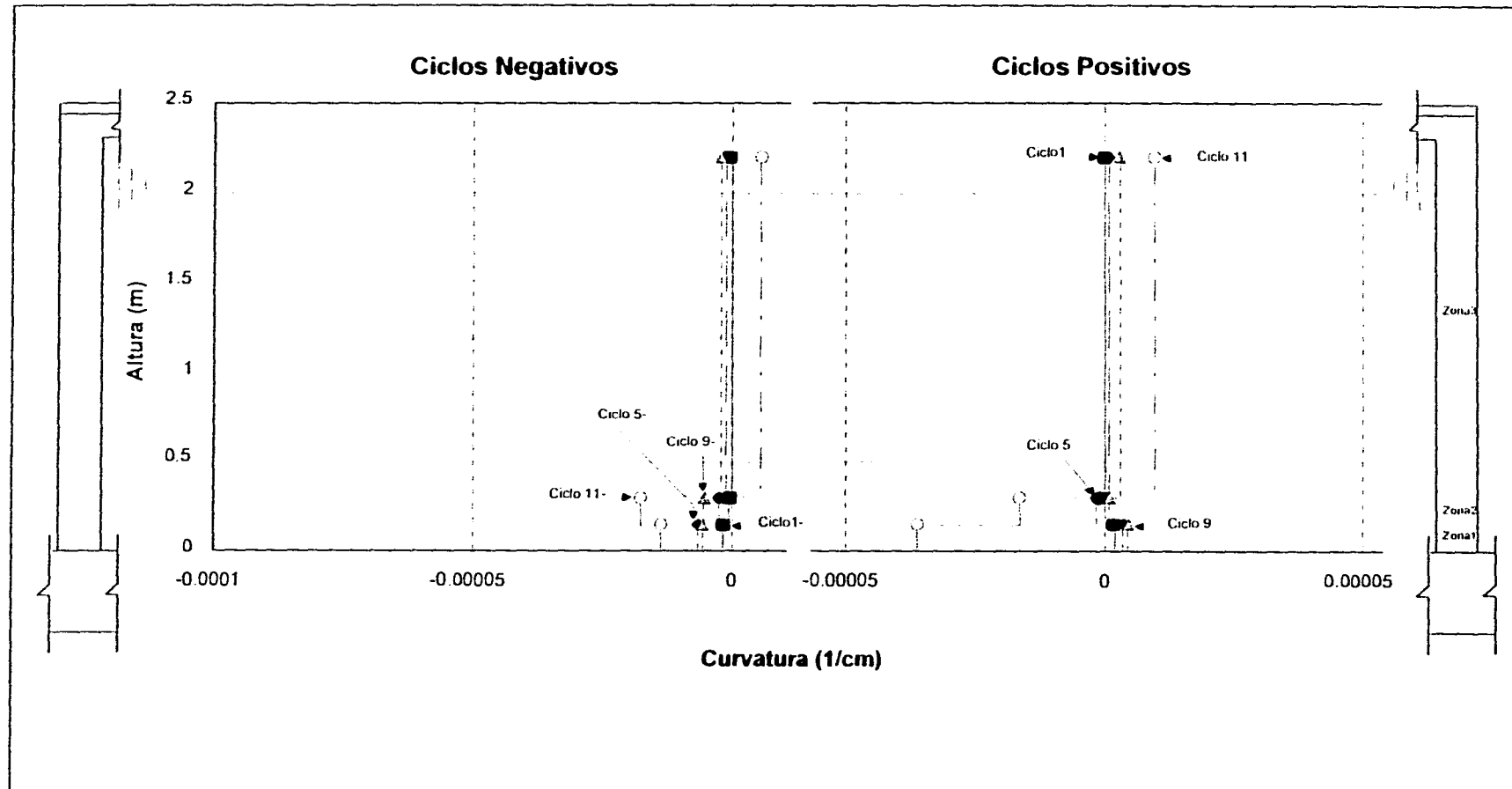


Fig. 2.25.a Distribución de Curvaturas Modelo WBW-E

### Modelo WBW-E

#### Tablero Oeste

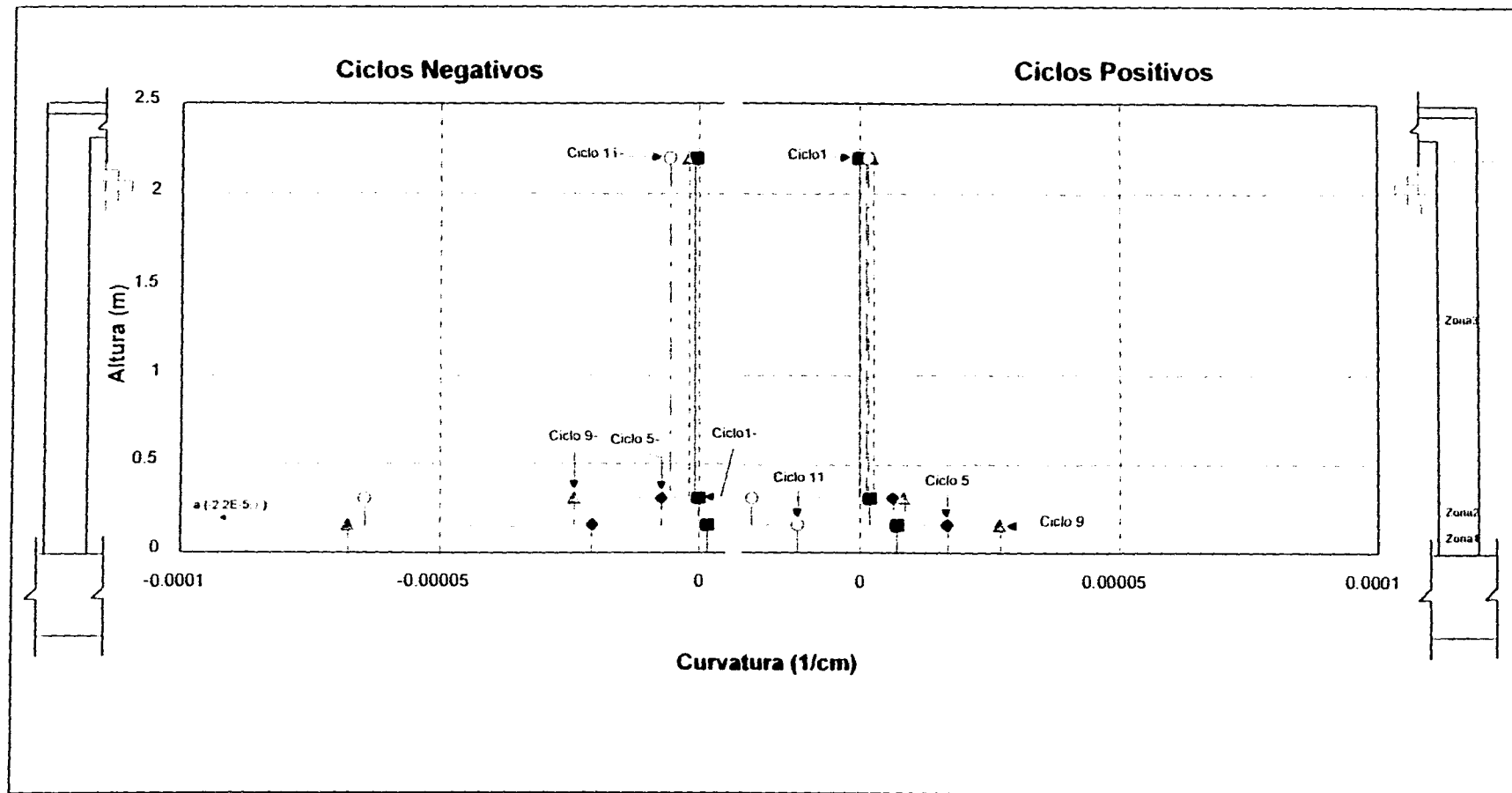


Fig. 2.25.b Distribución de Curvaturas Modelo WBW-E

escalerilla falló, ciclo 11+ (0.35% de distorsión) la anchura de las grietas de la dala y losa se redujo mientras que la anchura de las grietas inclinadas aumentó con los desplazamientos aplicados al modelo.

## 2.5 MODELO WBW-B

El modelo WBW-B fue reforzado horizontalmente con alambres corrugados estirados en frío. Se aplicaron 13 ciclos de carga llevando al modelo a distorsiones de 1.2%

En la Fig. 2.26 se presenta la secuencia de daño del modelo. Para ser consistentes en la comparación con WBW y WBW-E, se eligieron los siguientes cuatro ciclos: primer agrietamiento del modelo (ciclo 5,  $R = 0.14\%$ ), primer agrietamiento inclinado (ciclo 10,  $R = 0.6\%$ ), ciclo 11 ( $R = 0.6\%$ ) y final del ensaye (ciclo 13,  $R = 1.2\%$ ). La respuesta histerética del modelo se presenta en la Fig. 2.27 en la cual se han identificado las resistencias teóricas  $V_{RDF}$  y  $V^*_{RDF}$ , obtenidas a partir de la Ec 2.7. Puesto que la cuantía de refuerzo horizontal ( $p_{h,B}$  igual a 0.104%) fue superior a los valores mínimos indicados en la Ref. 2, se empleó  $\alpha = 1.25$ . El valor del esfuerzo  $P_{h,B} f_{y,nominal}$  fue igual a 6.2 kg/cm<sup>2</sup>.

Los ocho primeros ciclos anteriores al agrietamiento inclinado del modelo mostraron lazos de comportamiento no lineal asociado a agrietamiento por flexión y a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal de los castillos (ver Capítulo III).

En el ciclo 6, controlado por desplazamiento a 0.018% de distorsión, el tablero Oeste experimentó agrietamiento horizontal en la base del muro y en los castillos. La fisura de la base se extendió a lo largo de la junta del muro y la viga de cimentación. El muro Este exhibió el primer agrietamiento inclinado a 45° aproximadamente. Para el ciclo 9, a una distorsión de 0.6%, el tablero Oeste se agrietó inclinadamente. A partir del ciclo 11 a 0.6% de distorsión (Fig. 2.26), los muros exhibieron una distribución más uniforme del agrietamiento sobre su superficie que la observada en los modelos WBW y WBW-E (ver Figs. 2.6 y 2.15). Este fenómeno se atribuye a la efectividad de los alambres corrugados para

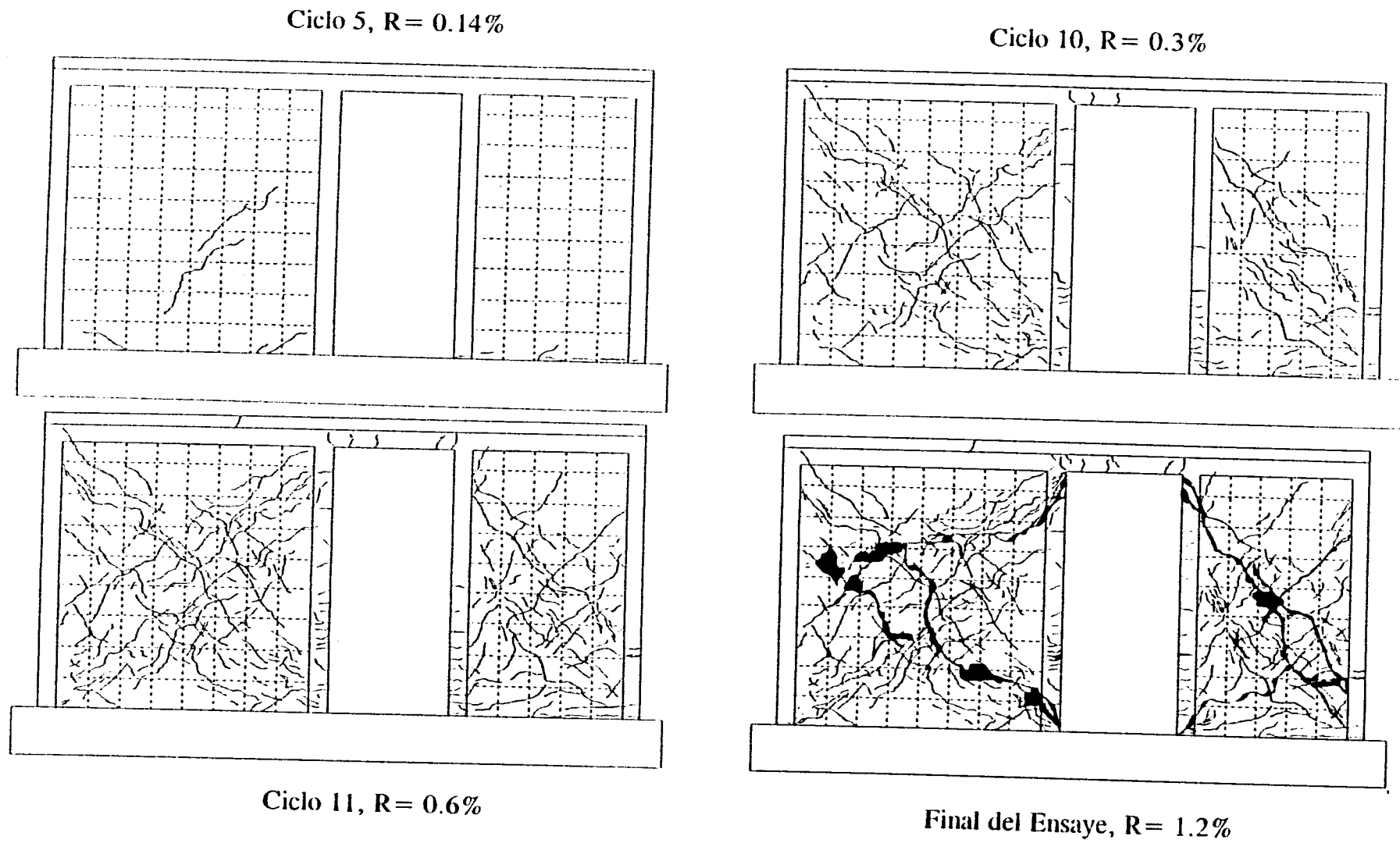


Fig. 2.26 Secuencia del Agrietamiento en Diferentes Etapas del Ensaye del Modelo WBW-B

### Modelo WBW-B

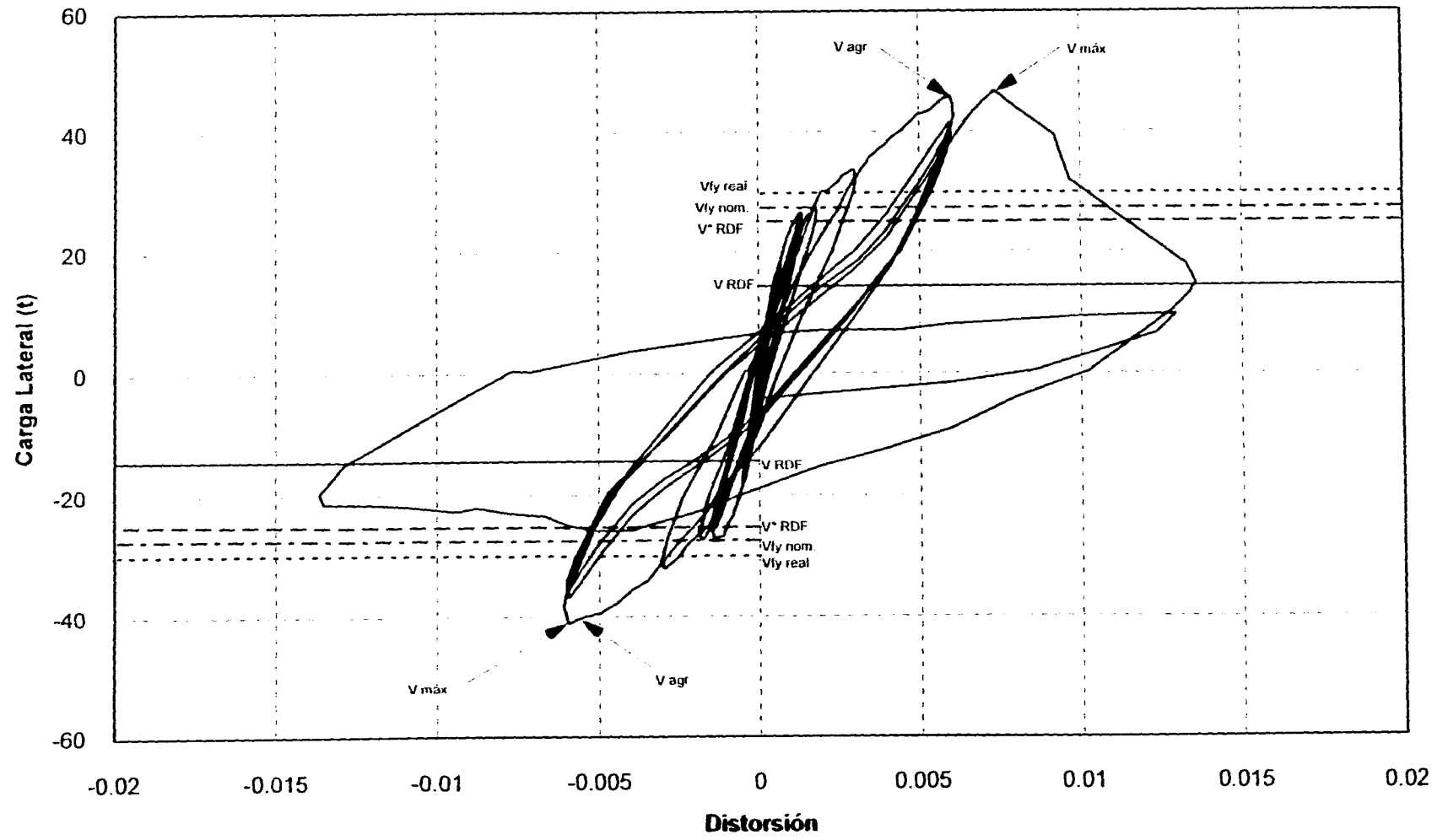


Fig.2.27 Curva Carga Lateral-Distorsión del Espécimen WBW-B

resistir la carga lateral y distribuir el daño de un modo más uniforme y estable. La respuesta del modelo se caracterizó por un deterioro de la rigidez, en particular para ciclos a 0.3% y 0.6% de distorsión (ciclos 9 a 12). En los ciclos a 0.6% de distorsión la resistencia decayó en un 12%.

Las grietas diagonales principales se formaron en el ciclo 13 cuando los alambres horizontales se fracturaron en cadena (Fig. 2.28), y las grietas de los muros penetraron en los extremos superior e inferior de los castillos, ocasionando el aplastamiento y desconchamiento del concreto en esas zonas. Este fenómeno aceleró el deterioro de la rigidez del modelo y provocó la reducción de la resistencia en más de un 60% (ver ciclo 13+ en la Fig. 2.27).

La dala y la losa exhibieron un comportamiento distinto del observado en WBW. Se registraron grietas por flexión coincidentes con la cara interior de los castillos internos (paño de los castillos en la abertura). mismas que se extendieron sobre todo el peralte del alma de la dala y a lo ancho de losa. Este daño es indicativo de la ocurrencia de deformaciones por flexión de magnitud superior a las mostradas por WBW. Lo anterior se explica porque el refuerzo horizontal incrementó la resistencia al cortante del modelo, de modo que, al aplicarse cargas laterales mayores, se esforzó más el ancho longitudinal de los castillos (ver Capítulo III). La anchura de las grietas en dala y losa aumentó con la prueba hasta la fractura de los alambres horizontales (ciclo 13). A partir de este momento el daño se concentró en los tableros de mampostería.

En las Figs. 2.29.a y 2.29.b se presentan las curvas de carga lateral contra deformación angular. Se puede observar la gran similitud de la deformación angular para ambos muros con la curva de comportamiento histerético de la Fig. 2.27. El parecido en las curvas refuerza la hipótesis de que las deformaciones por corte gobernaron el ensaye del modelo. Las curvas exhiben un comportamiento casi lineal hasta el ciclo 8, durante el cual se agrietaron los muros inclinadamente. A partir del ciclo 9, los lazos son típicos de comportamiento no lineal del material, y se caracterizan por deformaciones residuales que aumentan con la magnitud de los desplazamientos. La no linealidad se asocia a los daños por agrietamiento inclinado ocurrido en los tableros. La tasa de incremento de la deformación





Fig. 2.28 Agrictamiento Inclinado sobre las Diagonales

### Modelo WBW-B

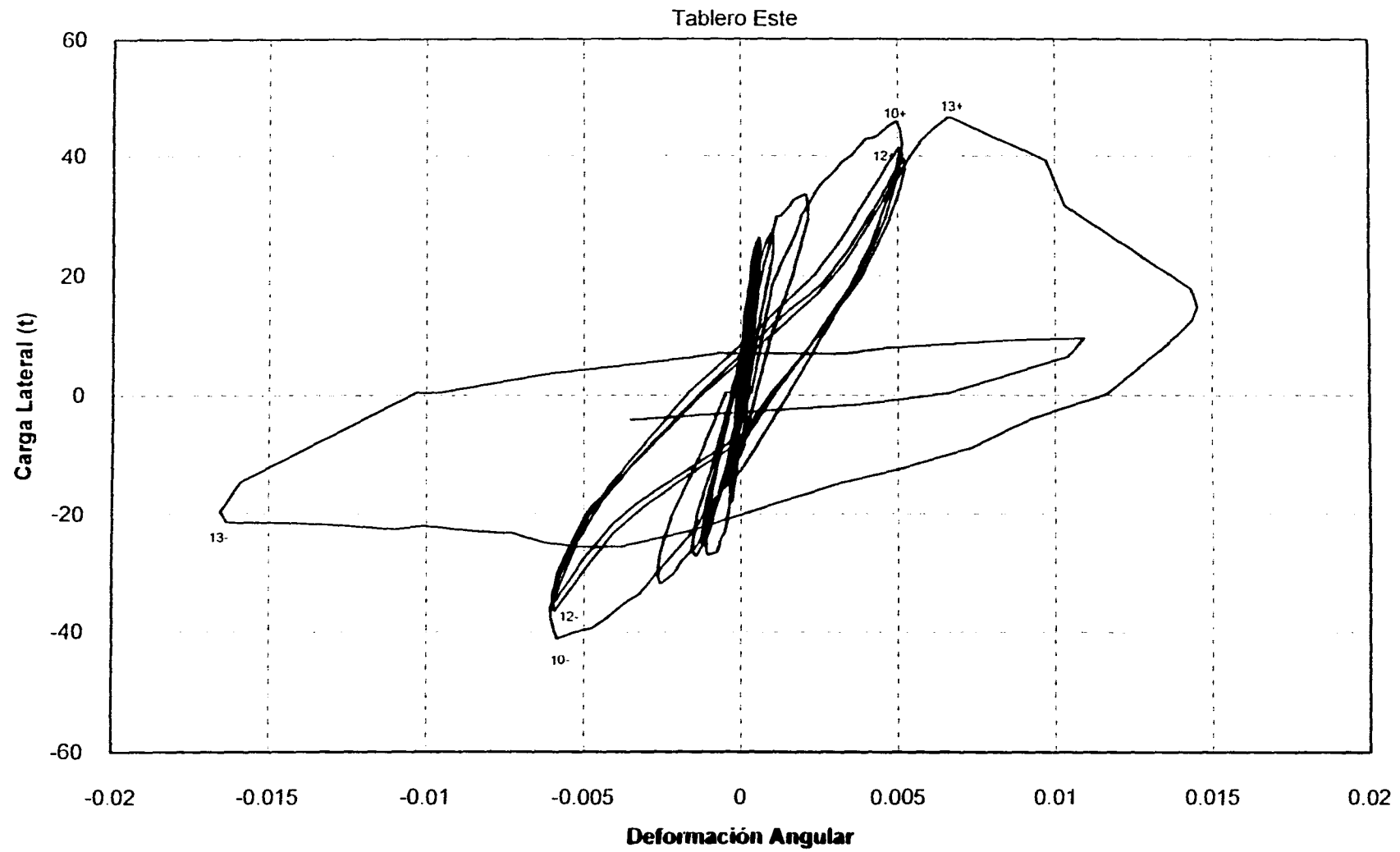


Fig. 2.29.a Deformación Angular Tablero Este

### Modelo WBW-B

Tablero Oeste

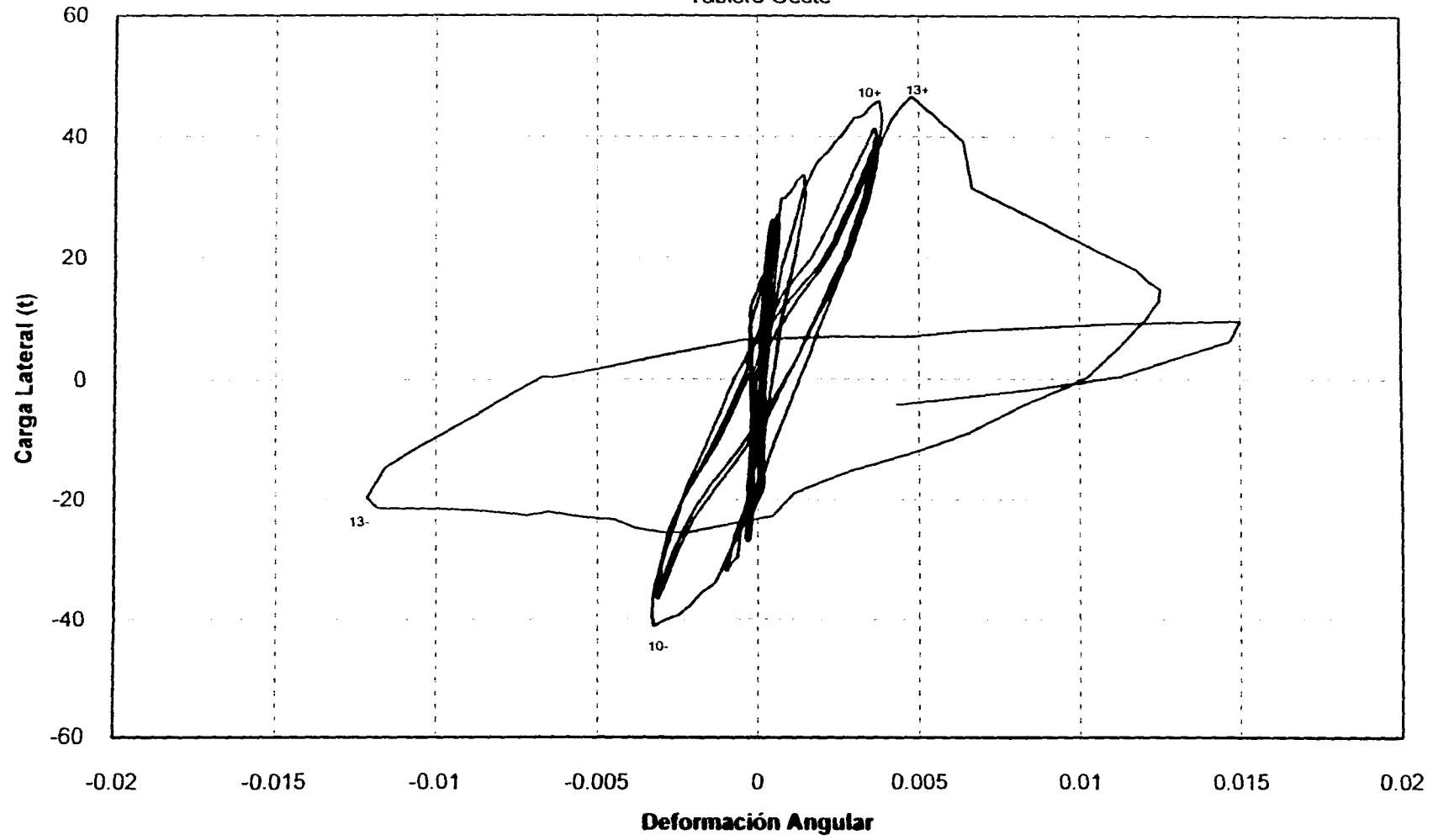


Fig. 2.29.b Deformación Angular Tablero Oeste

angular fue igual a la tasa de distorsión del modelo.

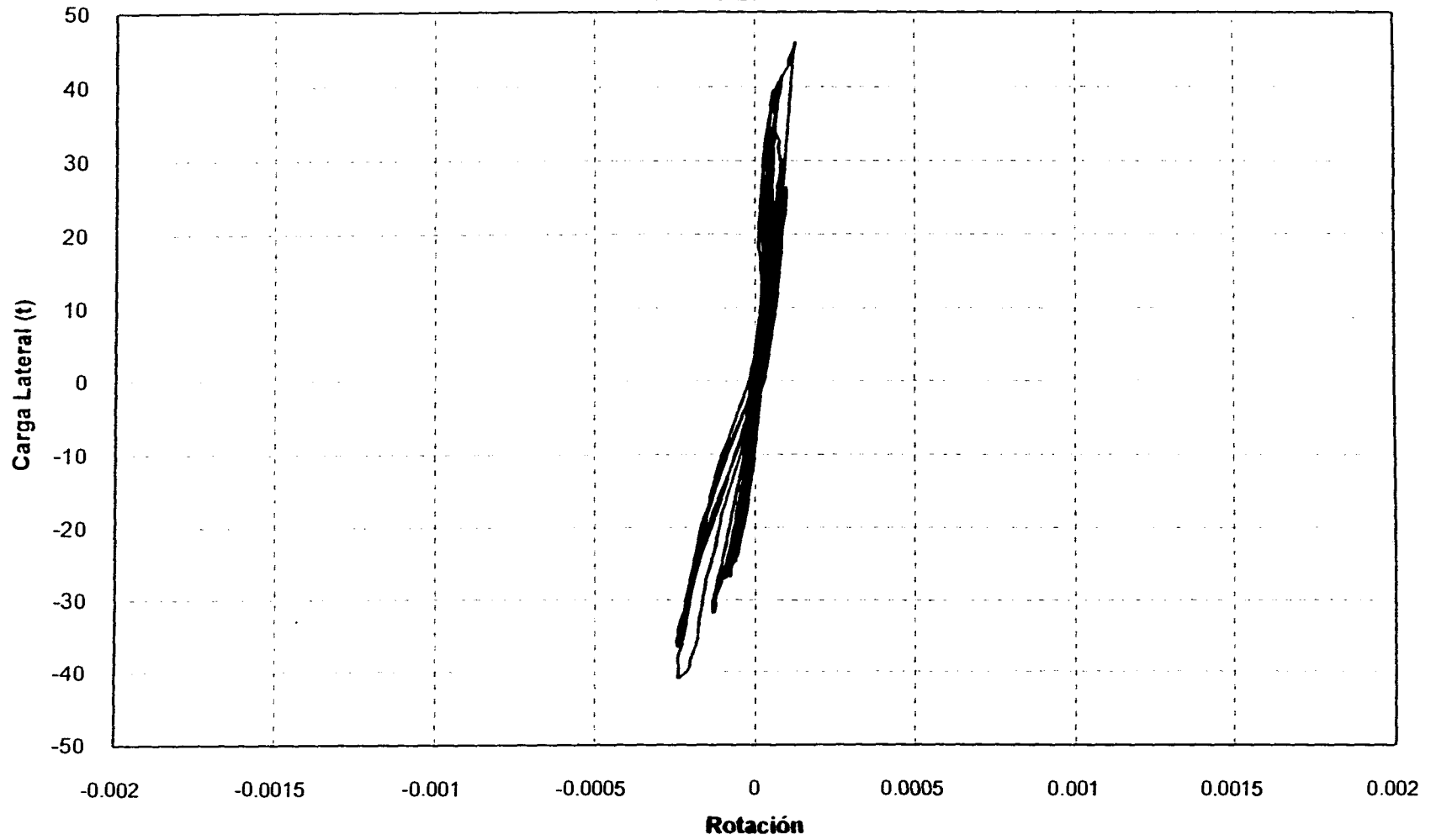
Las curvas para ambos tableros fueron simétricas durante el ensaye, lo cual indica que el efecto del acoplamiento de la dala y la losa fue insignificante. Así, si el sistema de piso acoplara a los tableros Este y Oeste, la deformación angular del muro a compresión sería superior que el de tensión. Comparando las Figs. 2.29.a y 2.29.b, se nota que el tablero Este (con una relación de aspecto  $h/L = 1$ ) experimentó mayores deformaciones angulares durante el ensaye. Esto es anticipado porque el comportamiento de este tipo de muros es más dominado por corte que el de muros con mayor relación de aspecto, como el tablero Oeste.

Comparando las curvas de deformación angular de los tres modelos para los mismos tableros se observa que, en ciclos a igual distorsión, la deformación angular de WBW-B fue menor que la de WBW y WBW-E, en 45% y en 34% en promedio, respectivamente.

Las rotaciones para cada tablero medidas en la zona 1 (Fig. 2.5.b) se presentan en las Figs. 2.30.a y 2.30.b. Los lazos del tablero Este exhiben un comportamiento elástico y lineal, consistente con el reducido daño por flexión registrado. En contraste, las rotaciones del tablero Oeste exhibieron un comportamiento lineal en los primeros dos ciclos hasta el afloramiento de grietas por flexión (fisuras horizontales) en los castillos y en el muro. La gráfica se presenta hasta el ciclo 9; para ciclos posteriores el daño local en la zona donde se apoyó el transductor contaminó las lecturas. En contraste con la deformación angular, la rotación aumentó a una tasa menor que la de la distorsión. La forma de las curvas para ambos tableros es indicativa de una menor influencia de las deformaciones por flexión en la respuesta de WBW-B aunque mayor en comparación con WBW y WBW-E. Con la Ec. 2.9 se obtuvieron, para la dala de WBW-B, las rotaciones en los nudos interiores con los tableros. Las rotaciones de la dala (Fig. 2.31.a y 2.31.b) concuerdan con la deformación de un elemento a flexión en doble curvatura (ver Capítulo III inciso 3.5.2). Las curvas describen un comportamiento asimétrico de acuerdo al sentido de aplicación de la carga. La histéresis de las rotaciones de las dalas se atribuyó al agrietamiento de estos elementos. En las Figs. 2.32.a y 2.32.b se presenta la distribución de las curvaturas en la altura de los muro de WBW-B. Las curvaturas fueron ligeramente superiores a las medidas en WBW y WBW-E.

**Modelo WBW-B**

Tablero Este Zona 1



**Fig. 2.30.a Rotación Tablero Este**

**Modelo WBW-B**

Muro Oeste Zona 1

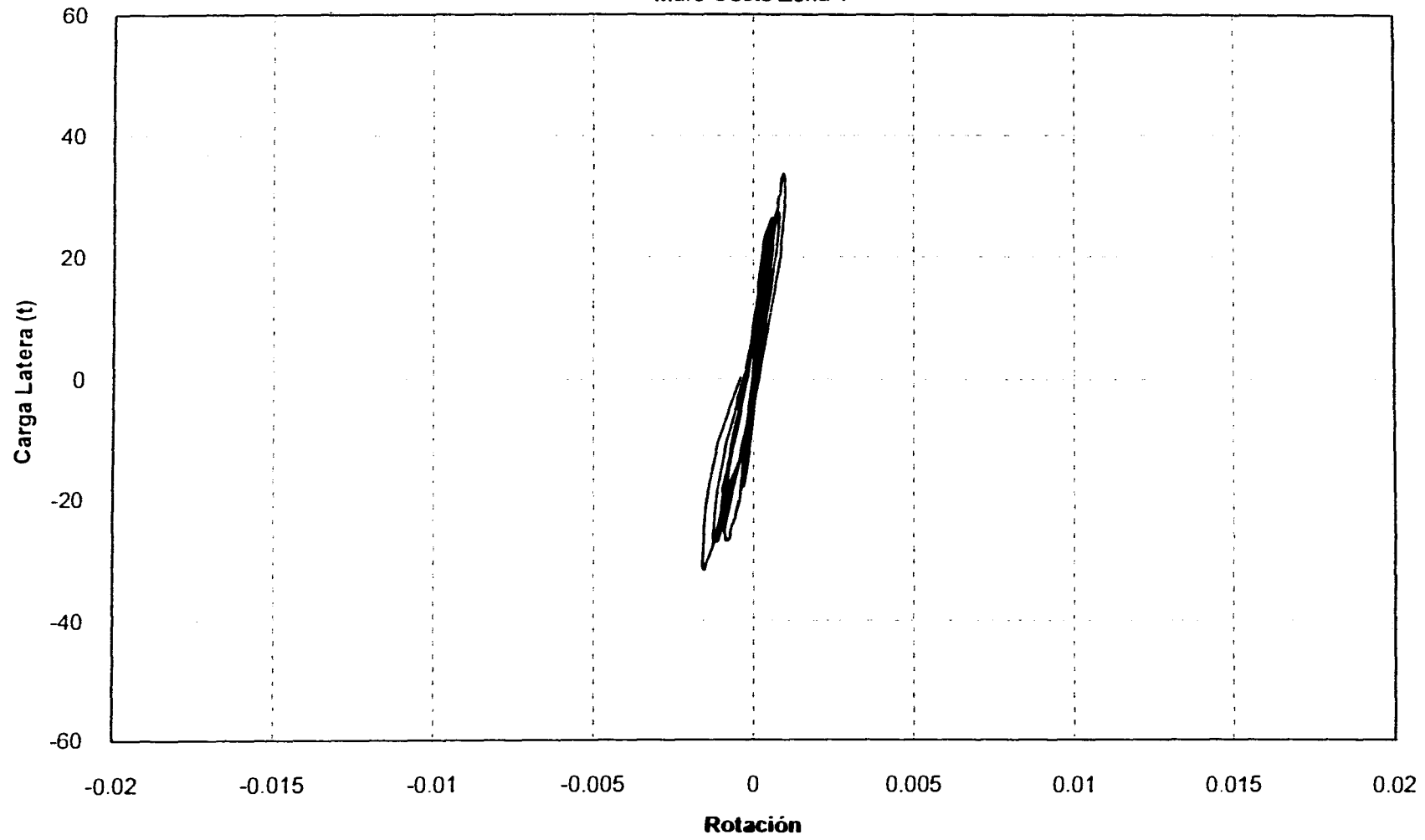
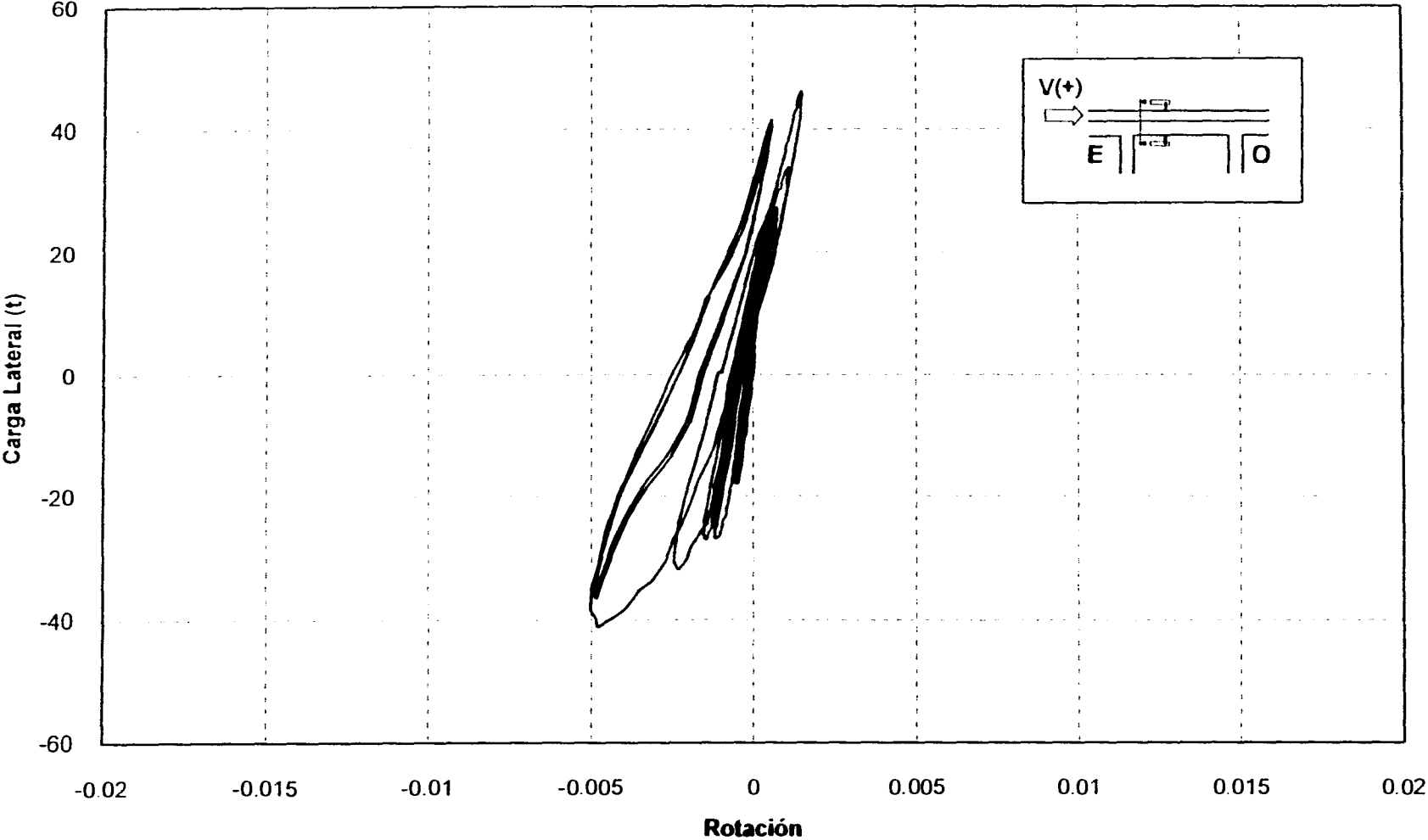


Fig. 2.30.b Rotación Tablero Oeste

**Modelo WBW-B**

Dala Tablero Este



**Fig. 2.31.a Rotaciones en la Dala**

### Modelo WBW-B

Dala Tablero Oeste

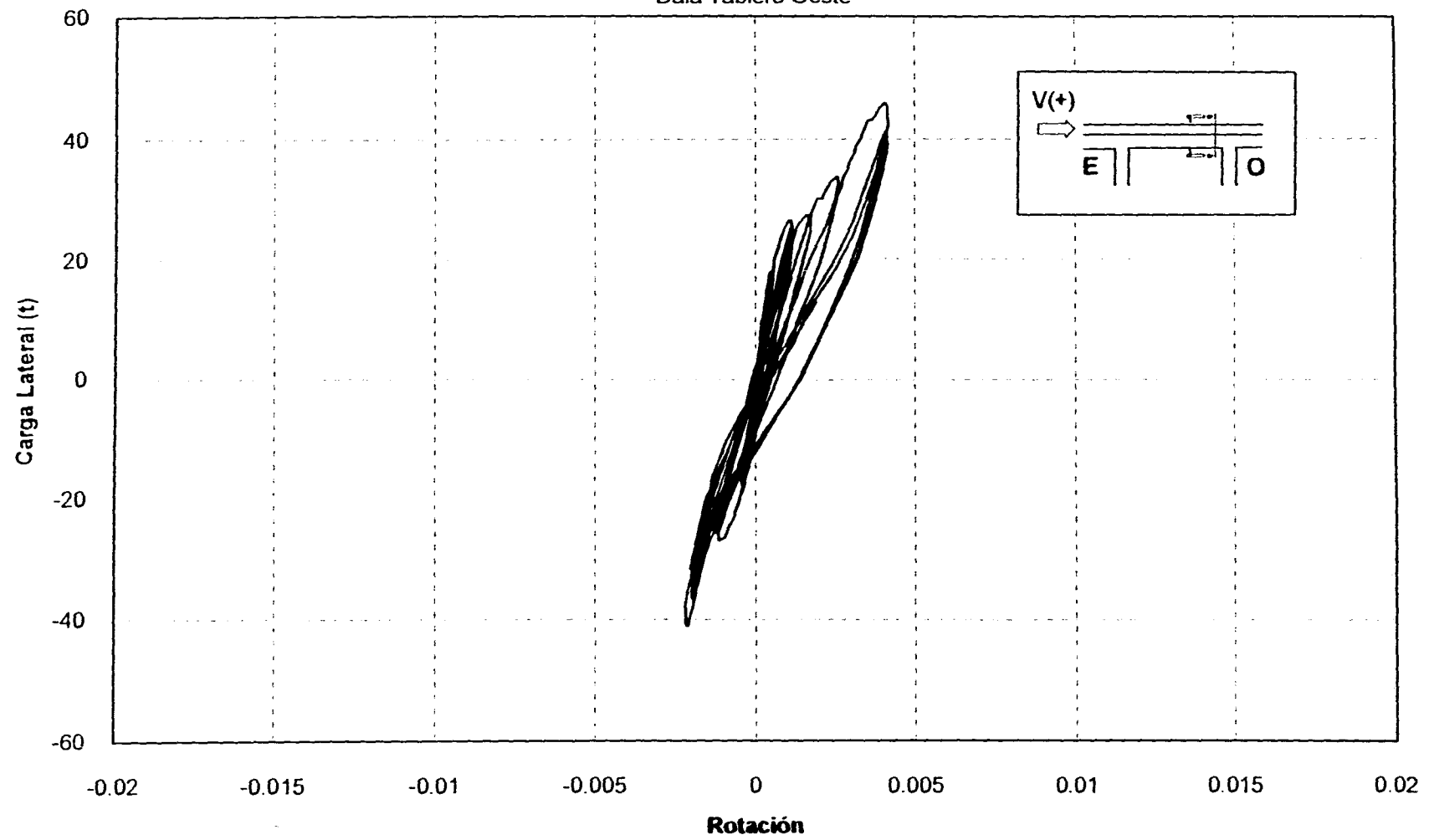


Fig. 2.31.b Rotaciones en la Dala



### Modelo WBW-B

#### Tablero Este

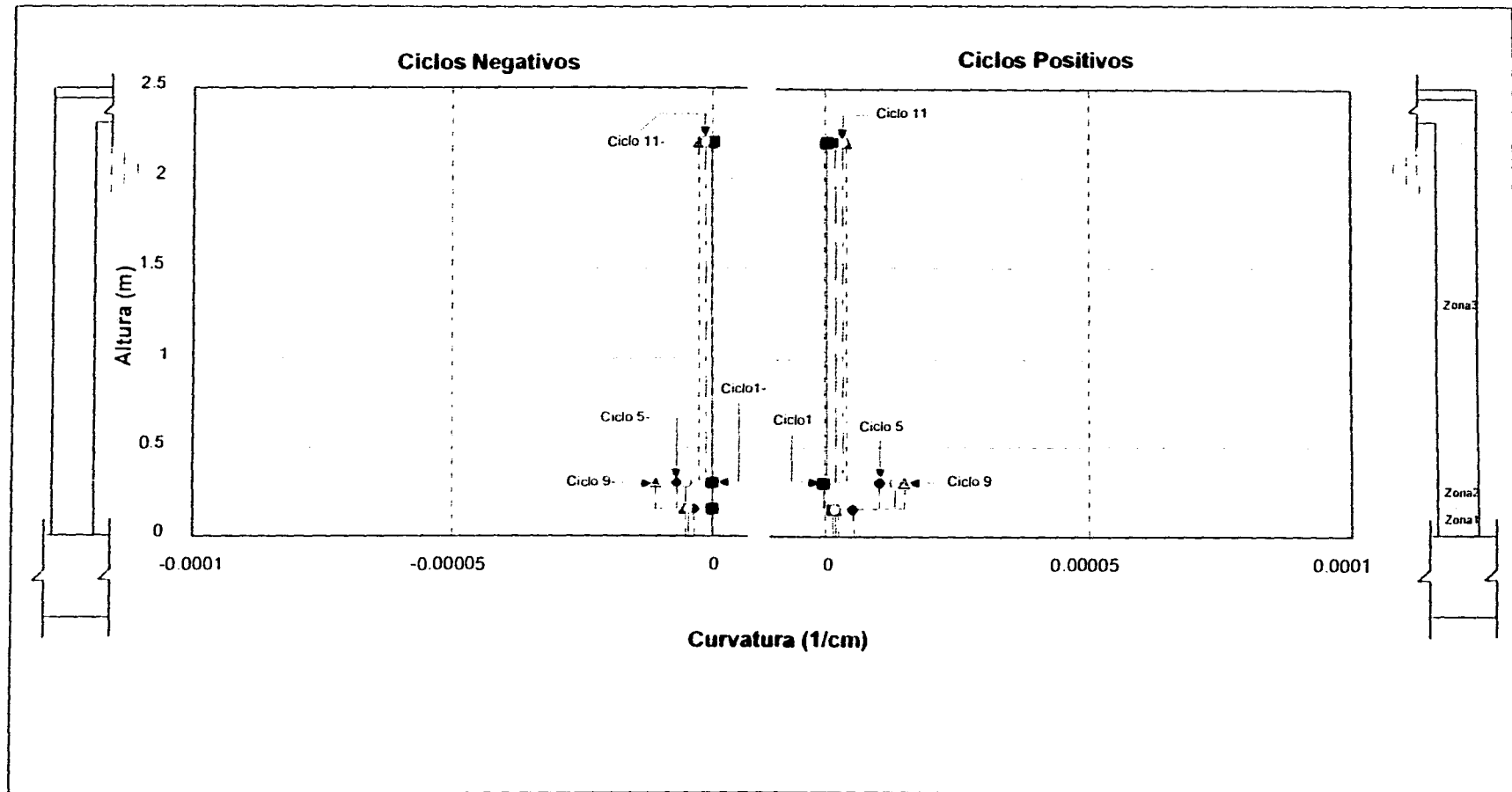


Fig. 2.32.a Distribución de Curvaturas Modelo WBW-B

### Modelo WBW-B

#### Tablero Oeste

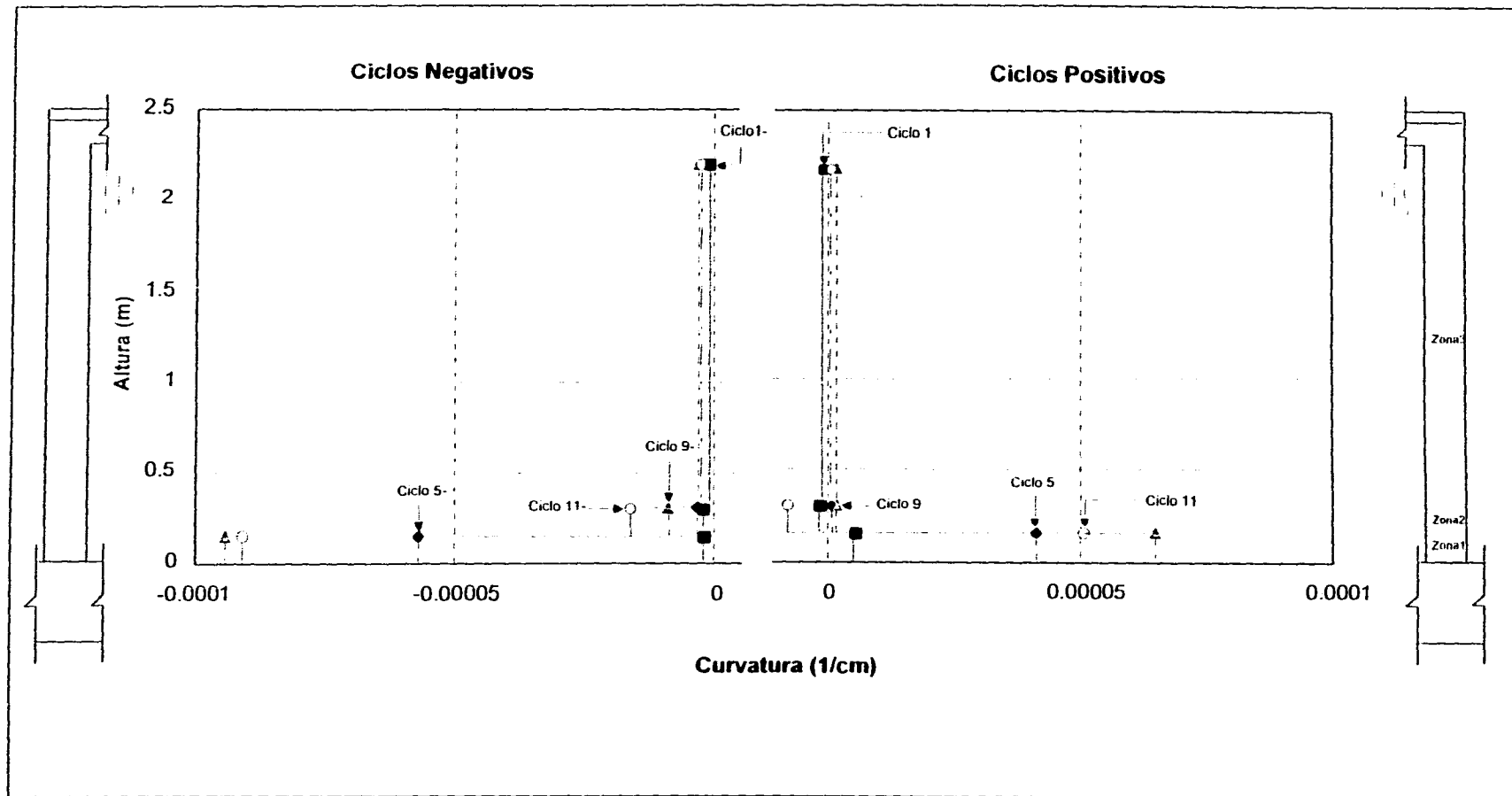


Fig. 2.32.b Distribución de Curvaturas Modelo WBW-B

Comparando las grietas inclinadas en ciclos a igual distorsión, la anchura de las grietas presentadas por WBW-B fue menor que la observada en WBW y WBW-E, lo cual indica la mayor efectividad de los alambres corrugados para controlar y distribuir el daño.

En el ciclo 13+ antes de finalizar el ensaye, los alambres corrugados se fracturaron en cadena formándose inmediatamente grietas diagonales que penetraron hacia los castillos. A pesar de que se logró distribuir el daño en los tableros de manera más uniforme, el modo de falla fue similar. Lo anterior indica que la distorsión máxima aceptable para este tipo de estructuras es 0.6%. Como se hizo en WBW-E, se ranuraron los muros de WBW-B para localizar las fracturas de los alambres corrugados. A diferencia de las escalerillas, los alambres mostraron fallas asociadas a grandes deformaciones plásticas, con una reducción en la sección transversal y con planos de falla inclinados como los que ocurren en fallas de tipo dúctil. Según la localización de los puntos de fractura de los alambres corrugados, se observa claramente que las fallas de los alambres siguieron una de las diagonales principales de los muros (para carga positiva).

De la comparación del comportamiento de los tres modelos, se concluye que los alambres corrugados mejoraron la respuesta histerética del modelo, aumentando la resistencia y estabilidad, con una mejor distribución del daño sobre los tableros.

## **2.6 ENVOLVENTES DE RESPUESTA**

En la Fig.2.33 se muestran las envolventes de respuesta para los ciclos positivos de la prueba; los ciclos negativos no se muestran ya que el comportamiento fue simétrico. En las curvas se han marcado el primer agrietamiento diagonal y la primera fluencia. La fluencia se obtuvo de la información de los deformímetros eléctricos que se colocaron en la barras de acero de refuerzo de los castillos, dala, losa y refuerzo horizontal. En todos los casos, la primera fluencia se presentó antes de la aparición de la primera grieta diagonal de la mampostería. Se observa que la rigidez inicial de los modelos no se vio afectada por la inclusión del refuerzo horizontal. Por otra parte, la capacidad de los modelos reforzados

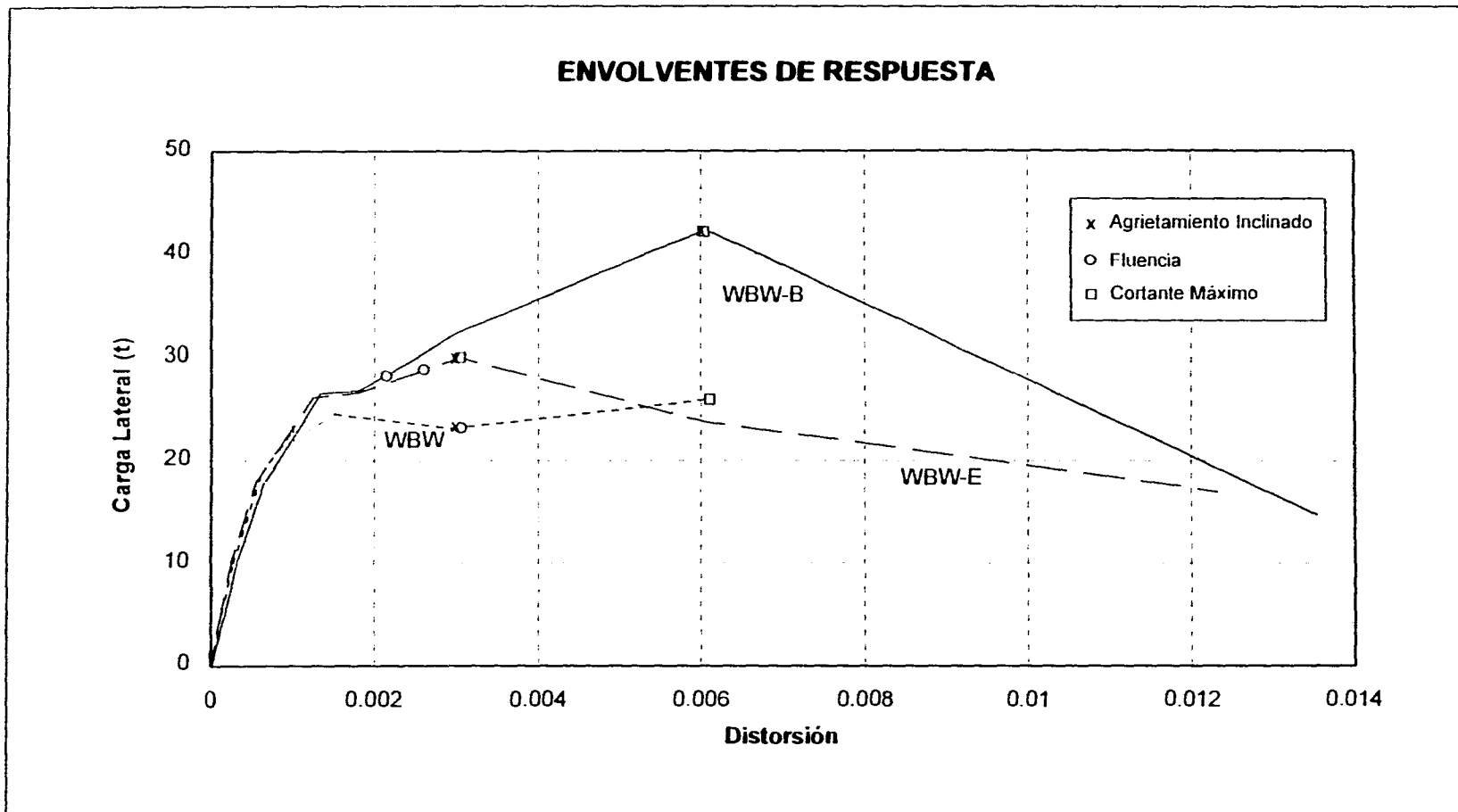


Fig. 2.33 Envolventes de Respuesta

mostró un incremento si se compara en ciclos para una misma distorsión con el modelo de control. Para ciclos a 0.3% de distorsión, las resistencias de WBW-E y WBW-B fueron 51% y 61% superiores a la de WBW respectivamente, y 31% y 110% superiores, respectivamente, para 0.6% de distorsión.

En la tabla 2.1 se presentan los valores medidos de la cortante de agrietamiento, de fluencia y máxima, con sus niveles de distorsión correspondientes.

Tabla 2.1 Características de Resistencia de los Modelos

<b>Modelo</b>	<b>V<sub>agr</sub></b> (t)	<b>R<sub>agr</sub></b> (%)	<b>V<sub>y</sub></b> (t)	<b>R<sub>y</sub></b> (%)	<b>V<sub>máx</sub></b> (t)	<b>R<sub>máx</sub></b> (%)
WBW	25.1	0.12	22.3	0.25	27.7	0.60
WBW-E	27.0	0.11	31.1	0.26	31.1	0.28
WBW-B	27.3	0.18	30.0	0.21	46.7	0.74

Nota: 1 t = 9.81 kN

donde

- V<sub>agr</sub>** es la carga para el primer agrietamiento inclinado en la mampostería;
- R<sub>agr</sub>** distorsión en el primer agrietamiento diagonal;
- V<sub>y</sub>** carga al presentarse la primera fluencia;
- R<sub>y</sub>** distorsión para la primera fluencia;
- V<sub>máx</sub>** resistencia máxima; y
- R<sub>máx</sub>** distorsión para la resistencia máxima.

## **CAPITULO III**

### **COMPORTAMIENTO INTERNO**

#### **3.1 INTRODUCCION**

En este capítulo se discute el comportamiento interno de los especímenes. Se presenta una interpretación de los datos de los deformímetros eléctricos que permite entender el comportamiento de los modelos y el posible modo de falla. El efecto del refuerzo horizontal en la respuesta se evalúa al comparar el espécimen WBW con WBW-E y WBW-B. Los modelos WBW-E y WBW-B son comparados para investigar la influencia en el comportamiento de distintos tipos de refuerzo horizontal, es decir, de la escalerilla y alambres corrugados, respectivamente.

#### **3.2 ANALISIS DE DEFORMIMETROS**

Los transductores eléctricos de deformación (deformímetros) se colocaron sobre el acero de refuerzo de castillos, dalas, losa y en los alambres horizontales de los muros (Fig. 3.1). En este capítulo, sólo se presentan aquéllos que ilustran las conclusiones desarrolladas.

Para el refuerzo horizontal de los muros, las deformaciones medidas fueron convertidas a esfuerzos empleando una curva esfuerzo-deformación idealizada de tipo bilineal. Esta curva fue obtenida a partir del ensaye a tensión monótona de probetas del acero de refuerzo horizontal. En la Fig. 3.2 se muestran las curvas esfuerzo-deformación medidas y las idealizaciones consideradas en la conversión. La rigidez inicial del modelo bilineal se tomó como la rigidez elástica del acero (igual a  $2100 \text{ t/cm}^2$ ,  $206\ 010 \text{ MPa}$ ). Para determinar la pendiente de la segunda rama, se fijó el valor del esfuerzo correspondiente a la máxima deformación medida en los ensayos de los modelos WBW-E y WBW-B, y se varió la pendiente de la recta de modo que las energías absorbidas (áreas bajo las curvas) fueran

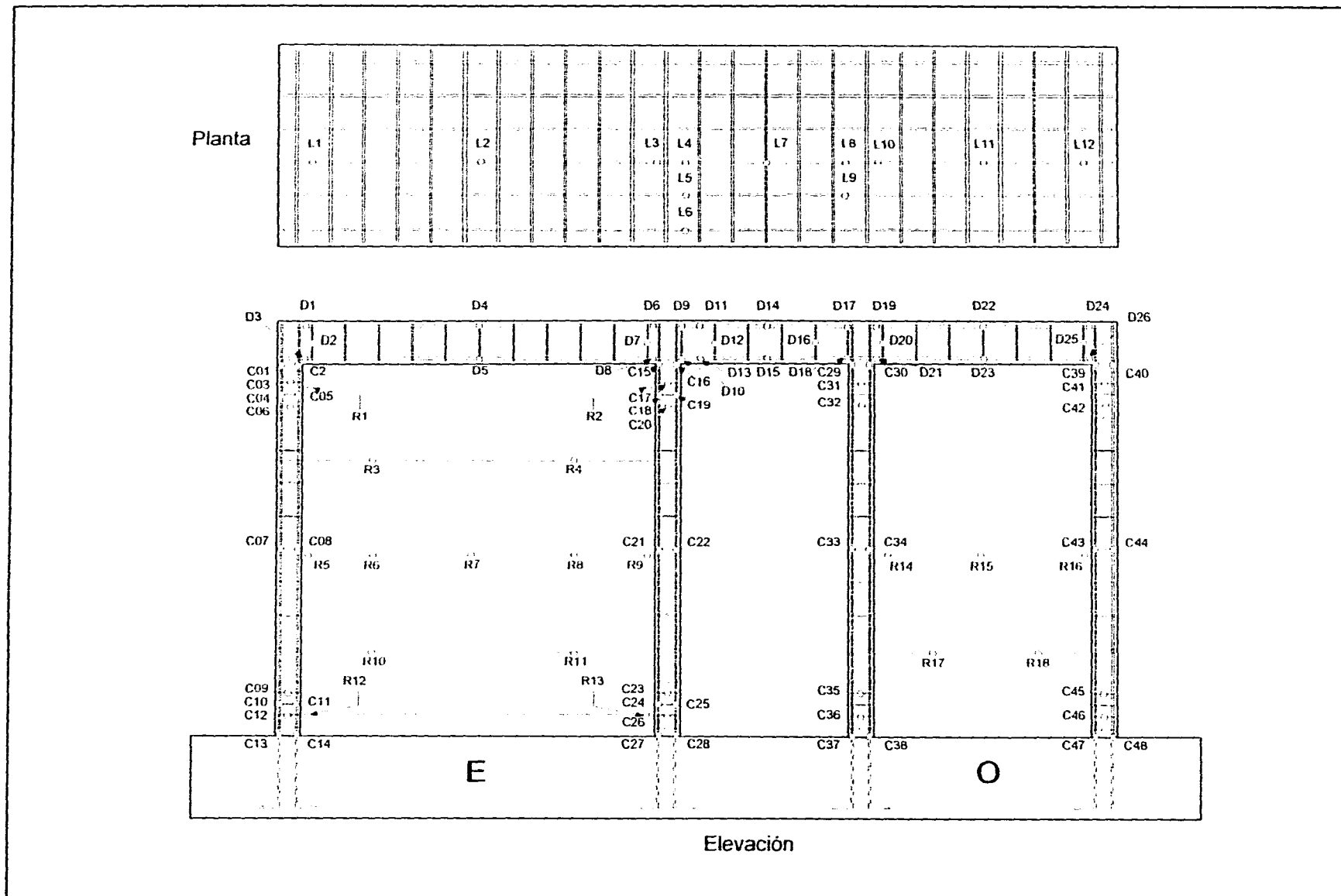


Fig. 3.1 Localización Típica de los Deformímetros

iguales. Es sabido que la representación de la relación esfuerzo-deformación es adecuada sólo cuando se conocen las propiedades del acero ante cargas cíclicas en forma detallada. Sin embargo, para este estudio no se efectuaron ensayos específicos en probetas de alambre para determinar esas características. Por ello, para simplificar la conversión de deformaciones a esfuerzos se decidió idealizar las curvas obtenidas monótonamente. Implícitamente se acepta que la curva para pruebas monótonas se ajusta a la envolvente de ensayos cíclicos. Por tanto, los esfuerzos obtenidos deben ser vistos únicamente como índices que permiten explicar las tendencias notadas en el comportamiento.

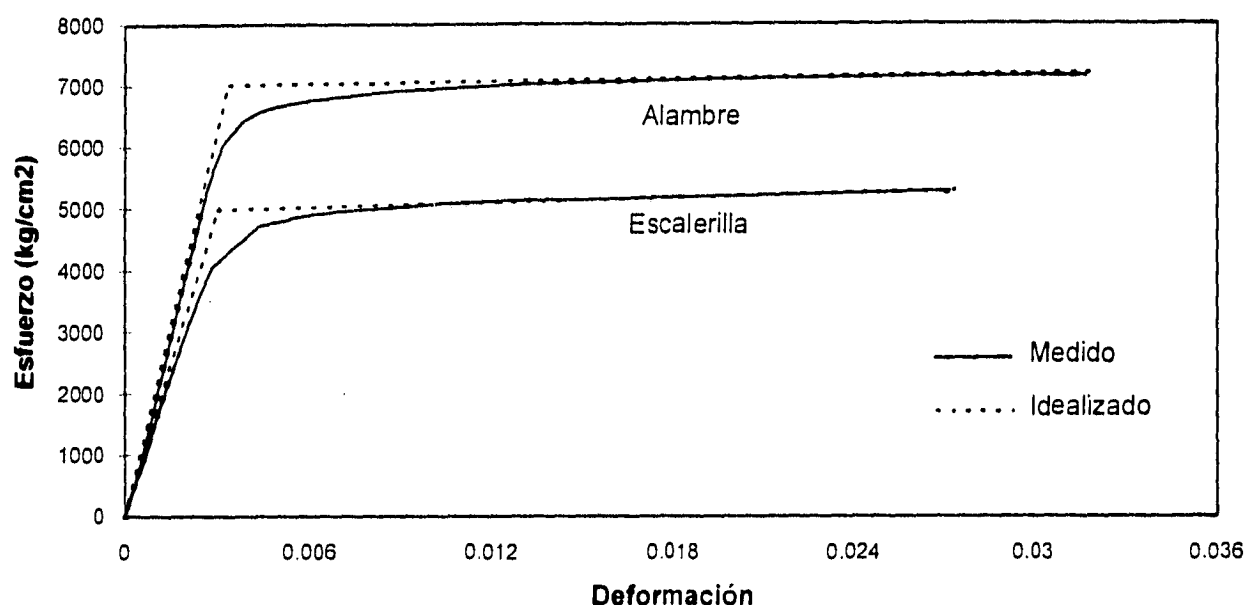


Fig. 3.2 Curva Esfuerzo-Deformación de las Probetas

Se calcularon esfuerzos promedio de adherencia  $u_m$  a lo largo del refuerzo horizontal entre los deformímetros. Se supuso que los esfuerzos de adherencia eran iguales para los dos alambres de una misma hilada. Los esfuerzos  $u_m$  se comparan con un índice de adherencia de diseño (IAD), el cual es el esfuerzo promedio de adherencia sobre la longitud básica de desarrollo especificada en la sección 3 de la Ref. 4. Los esfuerzos señalados se calculan como



Esfuerzo de adherencia medido, promedio

$$u_m = \frac{f_1 - f_2}{4l} d_b \quad (3.1)$$

Indice de adherencia de diseño IAD

$$IAD = \frac{\sqrt{f'_b}}{\pi d_b} \quad (3.2)$$

donde

- $f_{1,2}$  son los esfuerzos en el alambre en deformímetros contiguos;
- $d_b$  es el diámetro del alambre;
- $l$  la distancia entre deformímetros; y
- $f'_b$  es la resistencia a la compresión del mortero.

Un esfuerzo de adherencia nulo no necesariamente representa una pérdida de adherencia, pero puede indicar que en los extremos de la longitud  $l$  se aplican fuerzas de igual magnitud pero de sentido opuesto. Si  $u_m = 0$  entre dos deformímetros contiguos, puede indicar que la adherencia se ha deteriorado a lo largo del alambre.

### 3.3 MODELO WBW

El modelo WBW fue el espécimen de control, en el cual los muros no fueron reforzados horizontalmente.

#### 3.3.1 Castillos

En la Fig. 3.3 se ilustra la localización de los deformímetros en el acero de refuerzo. Los deformímetros fueron colocados en secciones críticas del elemento con el fin registrar el

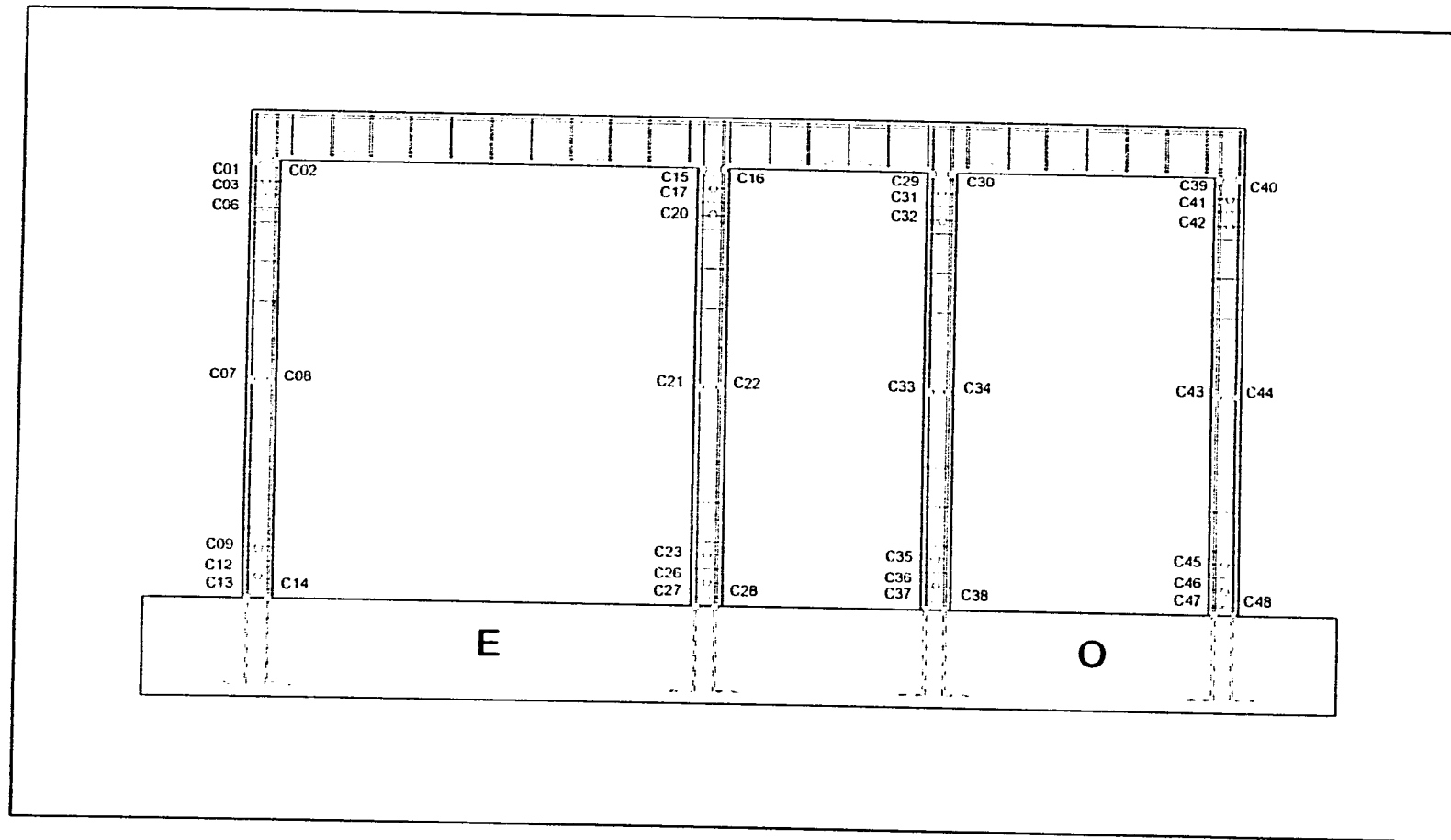


Fig. 3.3 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de Castillos

comportamiento en esa zona. Los castillos en el modelo de control contaron con deformímetros adicionales en el refuerzo longitudinal a la mitad de su altura (posiciones C07, C08, C21, C22, C33, C34, C43 y C44). Estos últimos deformímetros no fueron colocados en WBW-E y WBW-B.

En la Fig. 3.4 se muestra la secuencia de fluencia registrada en los deformímetros del refuerzo longitudinal y transversal. Para cada semiciclo se indican los deformímetros que alcanzaron fluencia. Para facilitar la visualización del efecto de la fluencia del acero en la respuesta, se muestra el cuadrante correspondiente de los lazos cortante-distorsión en los cuales se indica el paso de carga en que ocurrió la fluencia. Durante el ciclo 10+ se registró la primera fluencia del acero longitudinal en la posición C28 cuando esta zona estaba sujeta a compresión por la carga axial y el momento. En este ciclo, a 0.3% de distorsión, se extendieron las grietas inclinadas del tablero de mampostería y penetraron en el castillo. La fluencia está asociada al plegamiento (deformación en "S") del refuerzo longitudinal debido al cizallamiento de los castillos al formarse la grieta diagonal completa. Como se explicó en la sección 2.3 del Capítulo II, después del agrietamiento diagonal se desarrolló un mecanismo cinemático en el cual los bloques de mampostería separados por la grieta deslizaron relativamente. El fenómeno produjo una concentración de daño en los extremos superior e inferior de los castillos que aceleró el deterioro de la rigidez, resistencia y capacidad de deformación del modelo. Los extremos de los castillos de WBW fueron reforzados transversalmente con estribos separados a cada 7 cm (la separación máxima permitida en la sección 3.3 de la Ref. 2 es igual a 20 cm) con la intención de controlar el daño en esas zonas y obtener un comportamiento histerético estable. Durante el ciclo 11 el modelo sólo registró la deformación plástica de un estribo. Para el ciclo 12+, se registraron dos fluencias en la base de los castillos, una en el castillo interior del tablero Este (posición C27) y la otra en el exterior del tablero Oeste (posición C47). El daño en la base de los castillos está también asociado a la propagación de las grietas diagonales y al deterioro de los materiales. Es claro el redondeo de los lazos histeréticos debido a la fluencia de las varillas. La tercera fluencia registrada en este semiciclo ocurrió en la parte central del castillo exterior del tablero Este, Fig. 3.5 (posición C07), en el pico a 0.6% de distorsión y con una carga de 27.7 t (la carga máxima de la prueba). La deformación inelástica registrada se explica por el agrietamiento

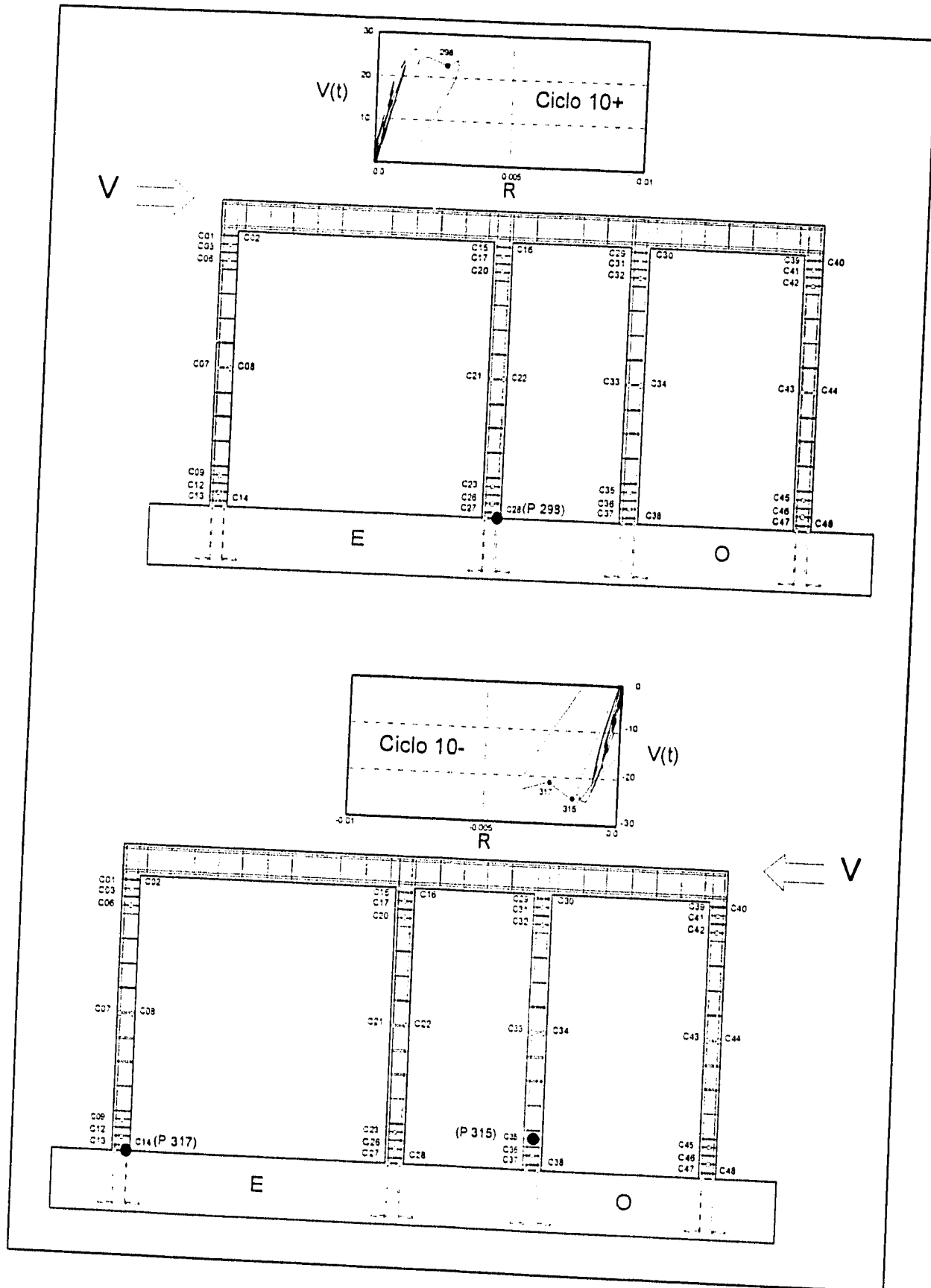


Fig 3.4 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos

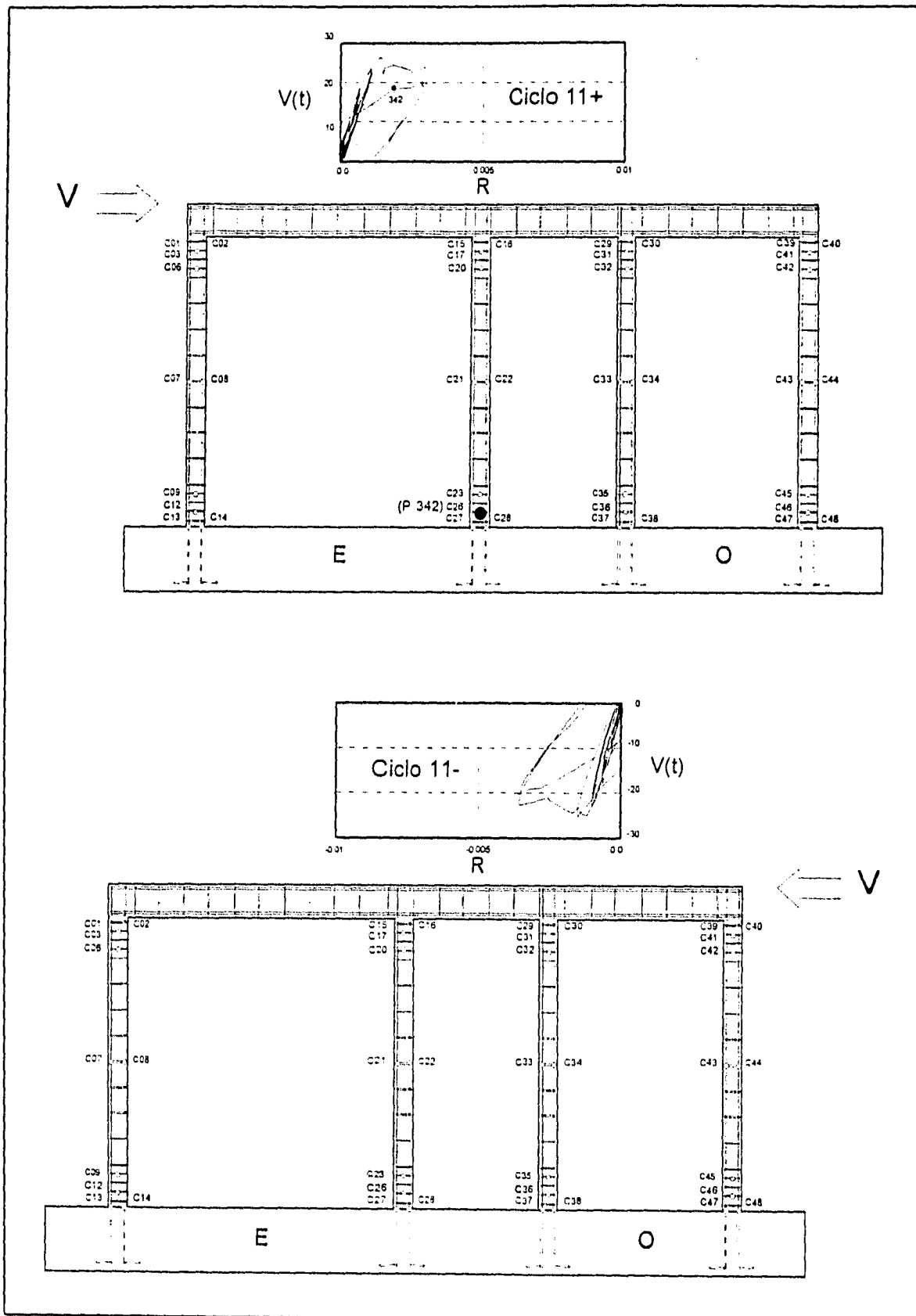


Fig 3.4 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (cont.)

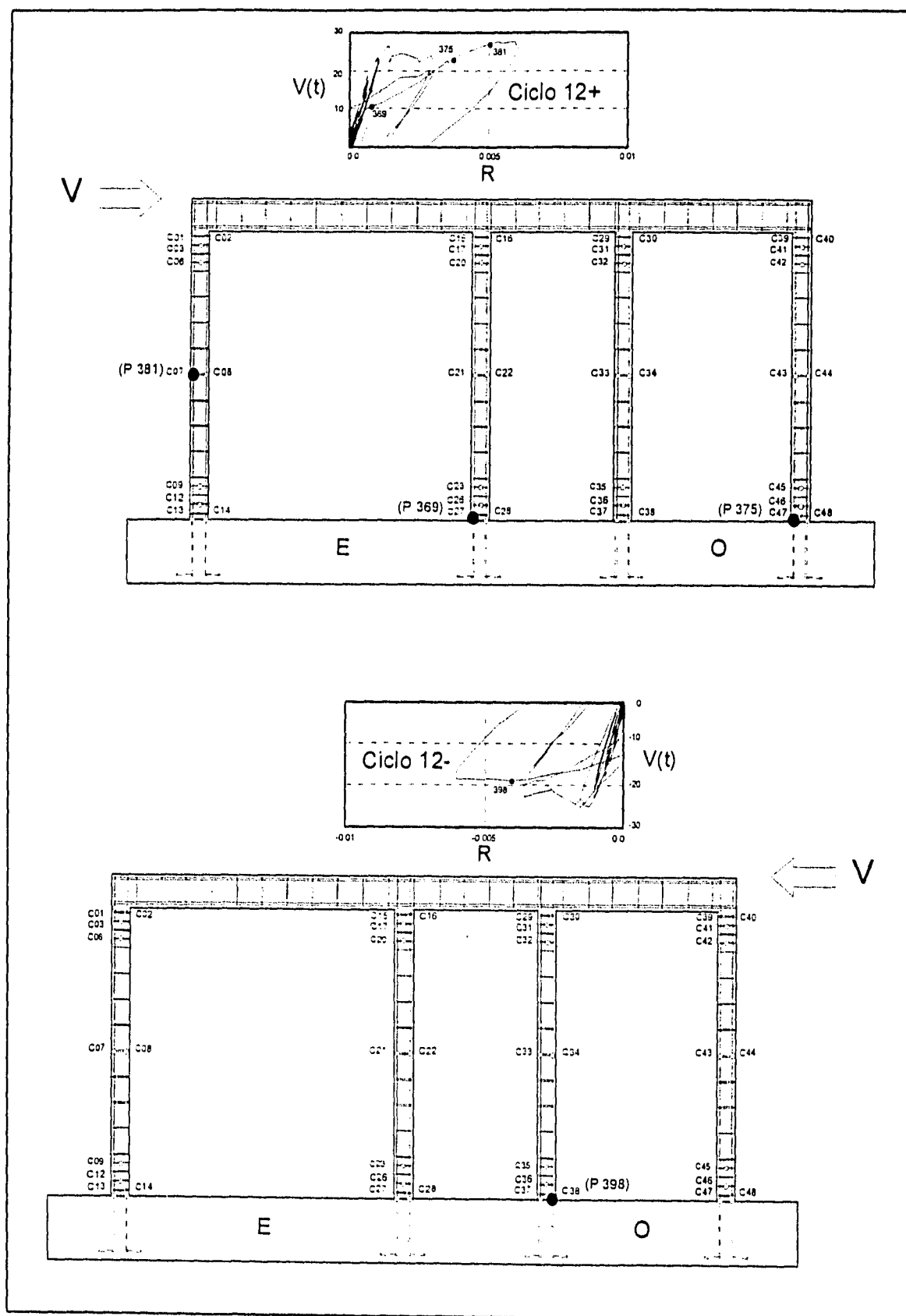


Fig 3.4 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (cont.)

**Modelo WBW**

Deformimetro C07

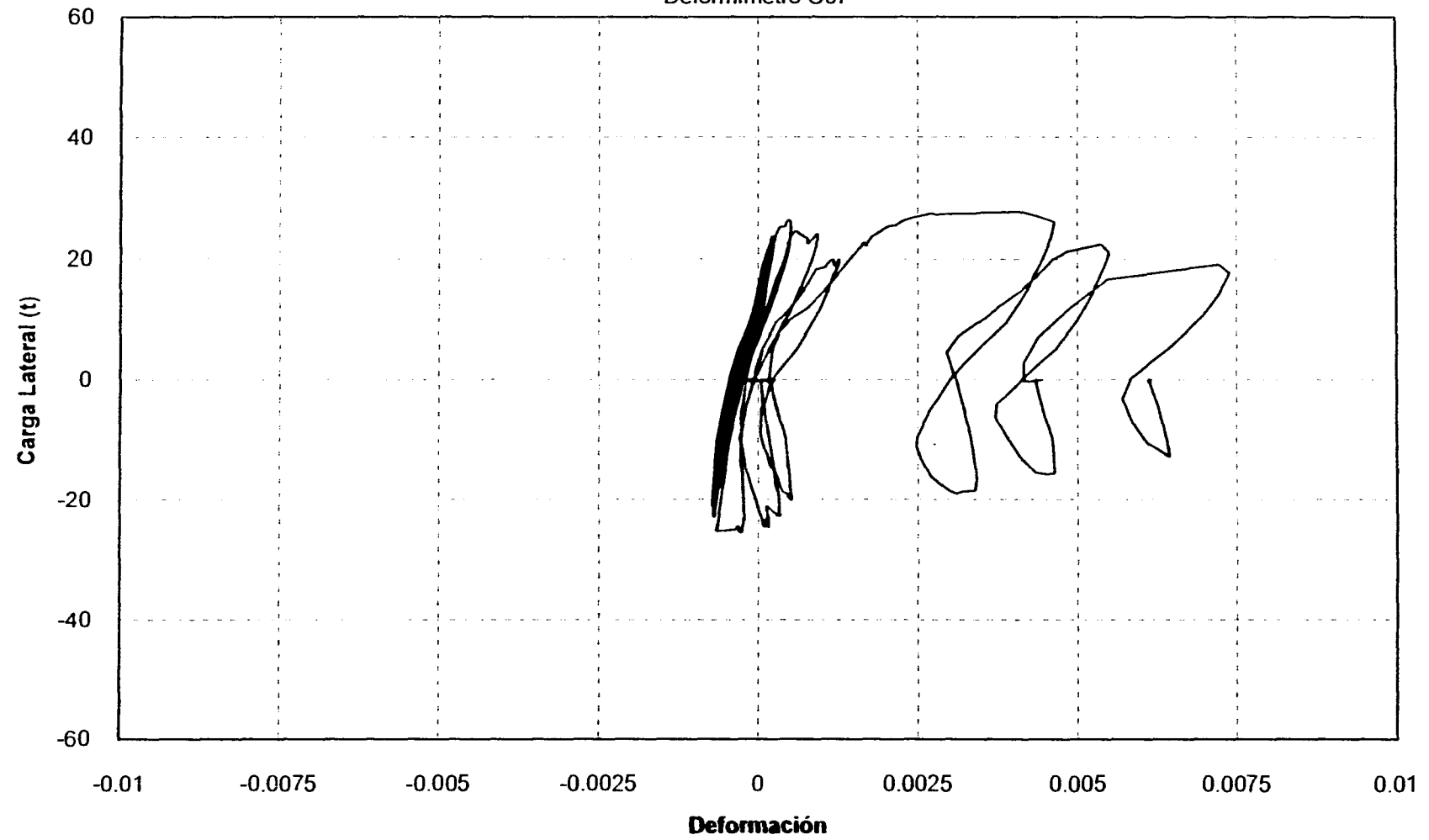


Fig. 3.5 Deformación de Fluencia Posición C07

horizontal en la altura del castillo, originado por la flexión del castillo, causada a su vez, por la expansión del muro. Esta se caracterizó por un alargamiento horizontal máximo en el centro del tablero de 3 cm aproximadamente. El último registro de fluencia del acero en los castillos (posición C38) se obtuvo al alcanzarse la carga máxima en el ciclo 12- (19 t) a 0.4% de distorsión, al penetrar la grieta diagonal en la unión con la viga de cimentación del castillo interior del muro Oeste. Se aprecia un mayor deterioro en los castillos centrales con respecto a los perimetrales debido a que, al trabajar a esfuerzos de compresión, los castillos exteriores, por la presencia de las mochetas, presentan una mayor área que los castillos interiores y una mayor ductilidad (ver Fig. 2.6).

Cabe mencionar que los registros de las deformaciones inelásticas se presentaron en un pequeño intervalo comprendido entre los ciclos 10 y 12, los cuales corresponden a la etapa en donde se registró mayor daño en el espécimen. En la Fig. 3.6 se muestra la curva carga lateral-deformación para el deformímetro en la posición C47 del castillo exterior del muro Oeste, localizado en la base del modelo. En los ciclos anteriores al 10+ se notan lazos típicos a compresión y tensión. A partir del ciclo 10+, se registran deformaciones crecientes a tensión hasta alcanzar la fluencia en 12+ debido a la concentración de daño por tensión diagonal en esta zona.

En general, los estribos permanecieron elásticos durante toda la prueba, con excepción de aquéllos ubicados en las posiciones C35 y C26 que fluyeron a una distorsión cercana al 0.25% en el ciclo 10- y 0.26% en el ciclo 11+, respectivamente (ver Fig. 3.7). Estas deformaciones están asociadas a la penetración de las grietas diagonales en castillos, así como a la degradación de los elementos. Con excepción de estos deformímetros, los demás experimentaron deformaciones máximas medidas de un 70% de la deformación de fluencia.

### **3.3.2 Dala**

El refuerzo longitudinal de la dala de WBW se instrumentó en la sección correspondiente al paño de los castillos exteriores e interiores, al centro de cada tablero y en la zona del acoplamiento (Fig. 3.8).



### Modelo WBW

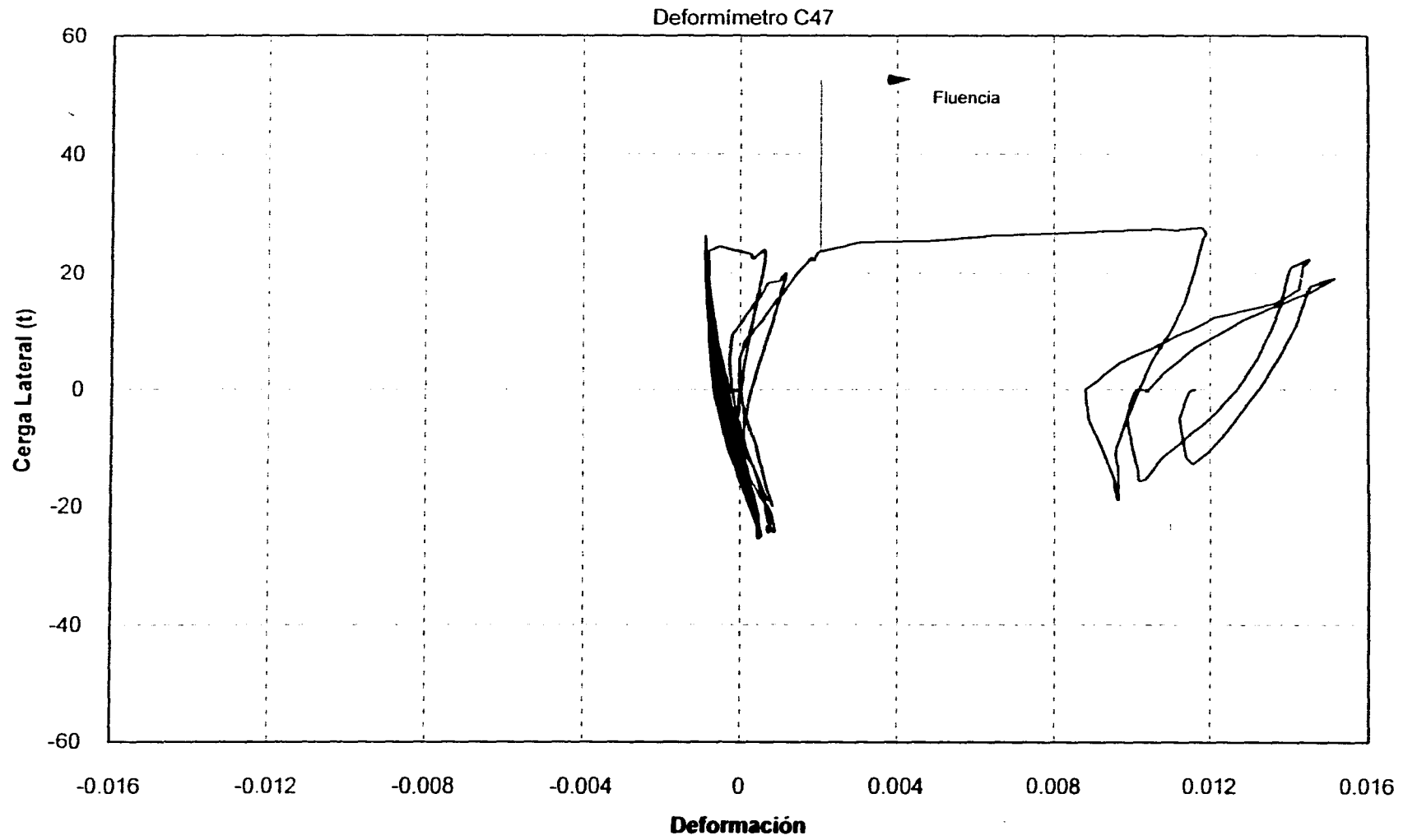


Fig. 3.6 Curva Carga Lateral-Deformación Deformímetro C47

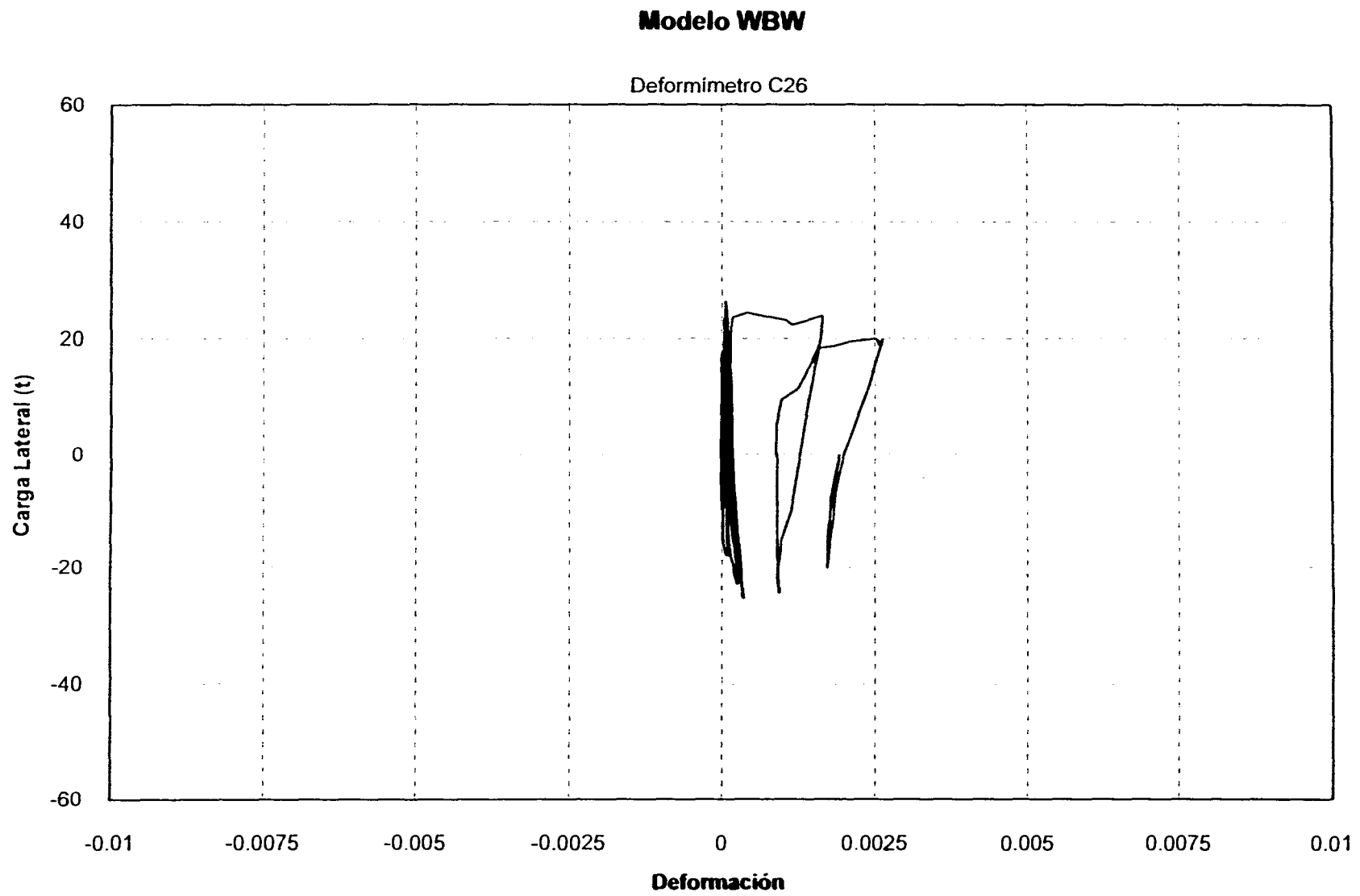


Fig. 3.7 Deformación de Fluencia Posición C26

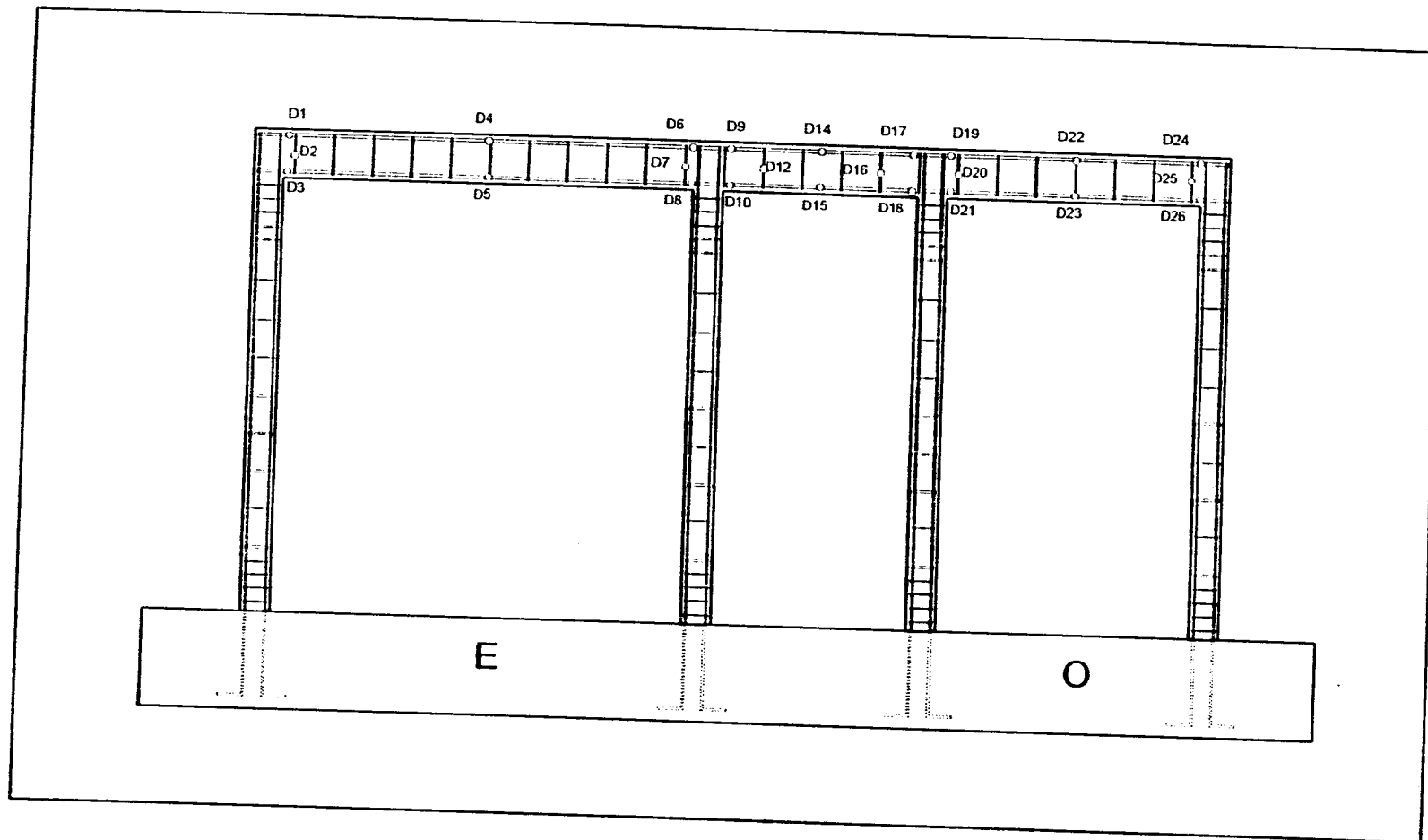


Fig. 3.8 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Dala

Los deformímetros instalados en el acero longitudinal mostraron un comportamiento elástico bien definido durante todo el ensaye. Las mayores deformaciones a compresión y a tensión se presentaron en los nudos del acoplamiento (unión dala-castillo) donde el momento flexionante es teóricamente máximo (posiciones D09, D10, D17 y D18). Los deformímetros del lecho inferior de esta zona llegaron hasta un 90% de la deformación de fluencia (posiciones D10, D18 y D21). Probablemente la penetración de las grietas en las esquinas de los tableros incrementaron las deformaciones. Un punto interesante por destacar resulta de la comparación de los deformímetros D17 y D19, ubicados en las fronteras del nudo del tablero Oeste con el acoplamiento, en donde se observa que el comportamiento del acero longitudinal de la dala es prácticamente el mismo tanto para el paño interior (posición D19) como para el paño exterior (posición D17) (Figs. 3.9.a y 3.9.b). Esto sugiere que para efectos de diseño no es del todo válido modelar una estructura suponiendo que la zona rígida por el acoplamiento termina en el paño exterior del nudo. Por otro lado, del estudio de los deformímetros en las posiciones D10 y D18 es conveniente destacar el modo de deformación de la dala. La dala se flexionó en doble curvatura (Figs. 3.10a y 3.10b) puesto que mientras un transductor en un extremo registraba compresiones, el del otro extremo tensiones. Las magnitudes de las deformaciones, en valor absoluto, fueron comparables.

Los nudos de los castillos exteriores con la dala no registraron grandes deformaciones (25% de la fluencia). Esto se debe a la forma de aplicación de la carga a través de una placa de acero que rigidizó esa zona (posiciones D01, D02, D03, D24, D25 y D26). Los deformímetros en las posiciones D4, D5, D22 y D23 permanecieron elásticos durante todo el ensaye. La máxima deformación alcanzada fue 25% de la fluencia.

El refuerzo transversal permaneció elástico a lo largo de la prueba; se registraron deformaciones máximas a tensión en los extremos del acoplamiento (posiciones D13 y D16) de un 30% de la deformación de fluencia.

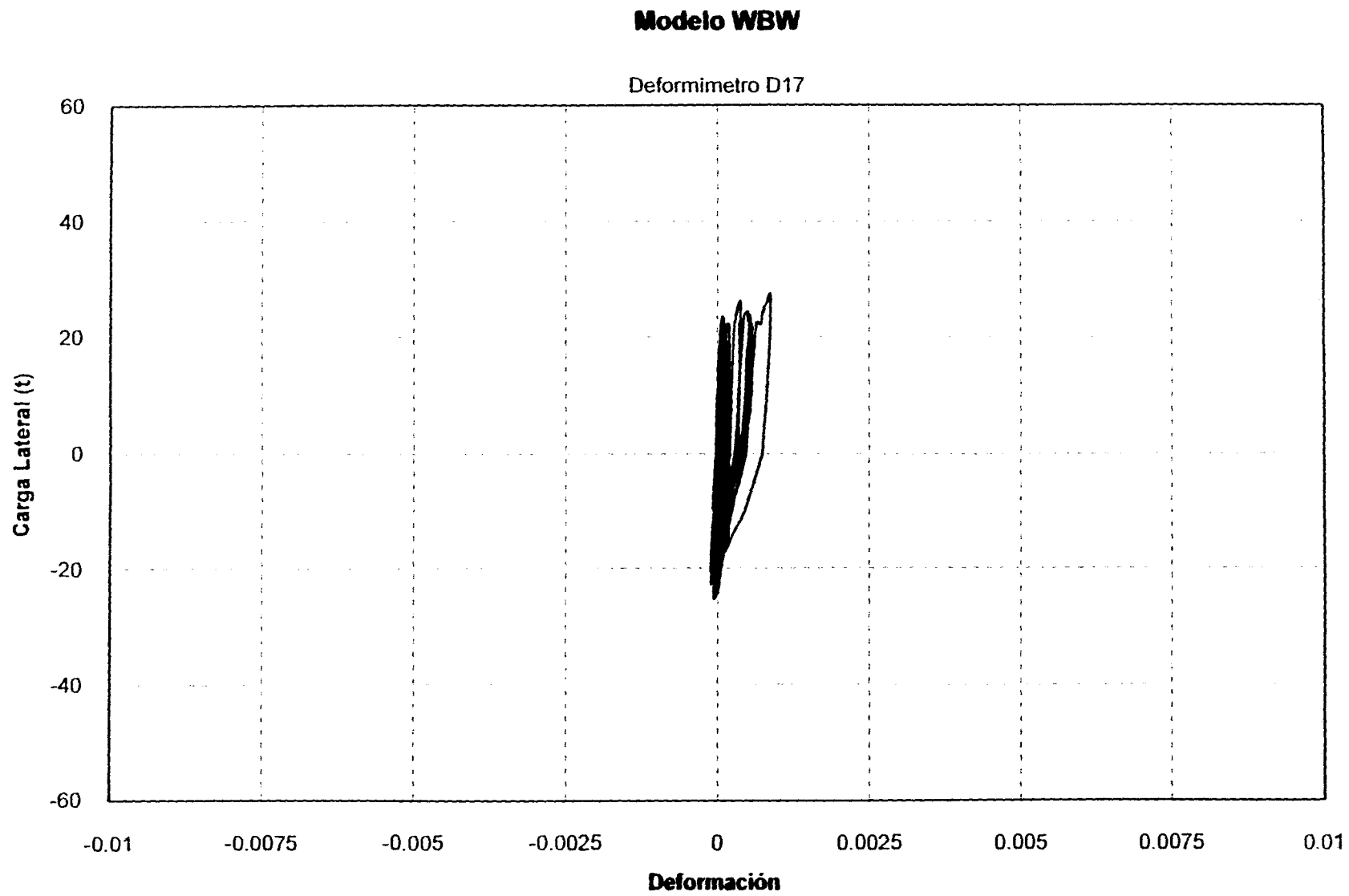
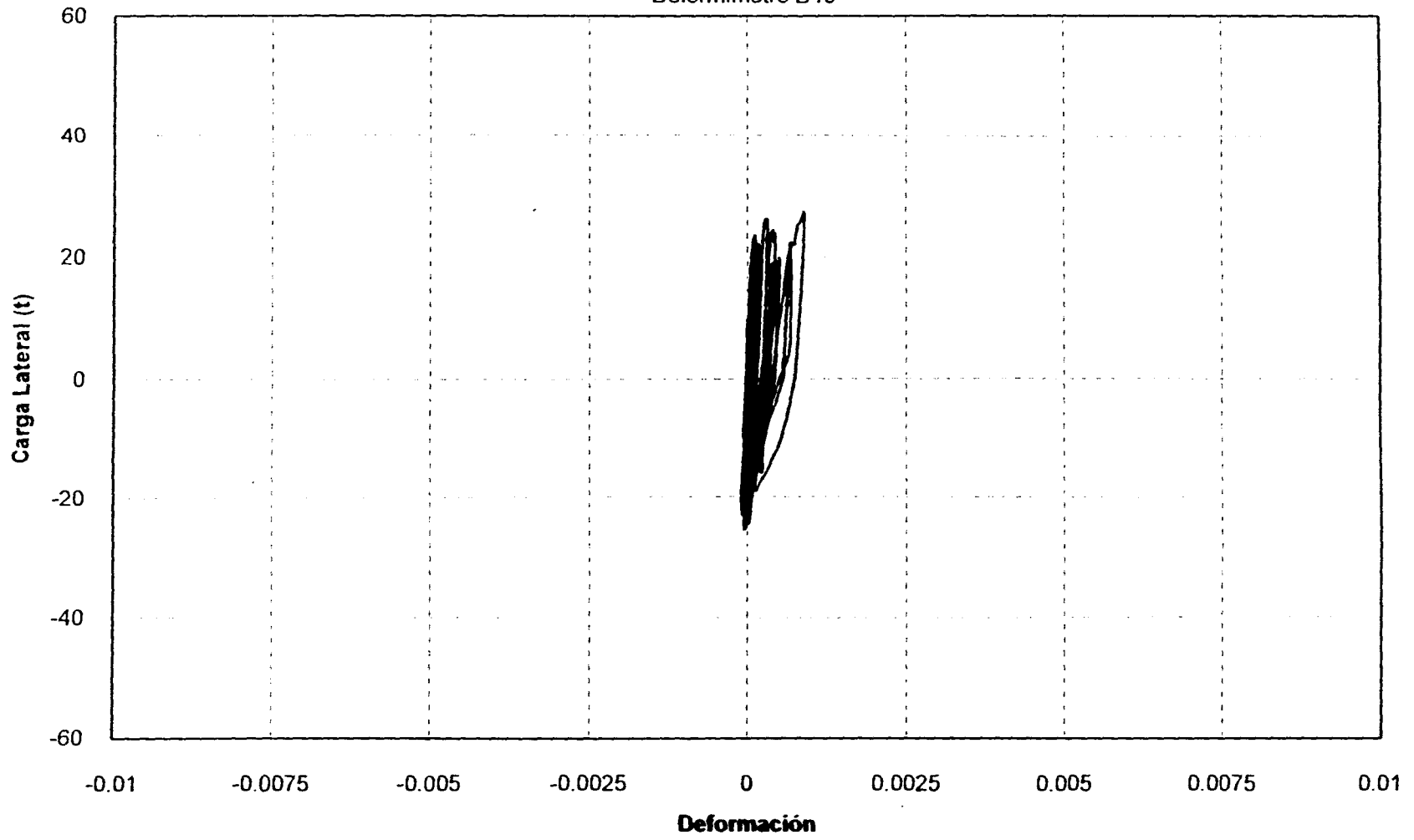


Fig. 3.9.a Deformación en Dala (Nudo) Posición D17

**Modelo WBW**

Deformimetro D19



**Fig. 3.9.b Deformación en Dala (Nudo) Posición D19**

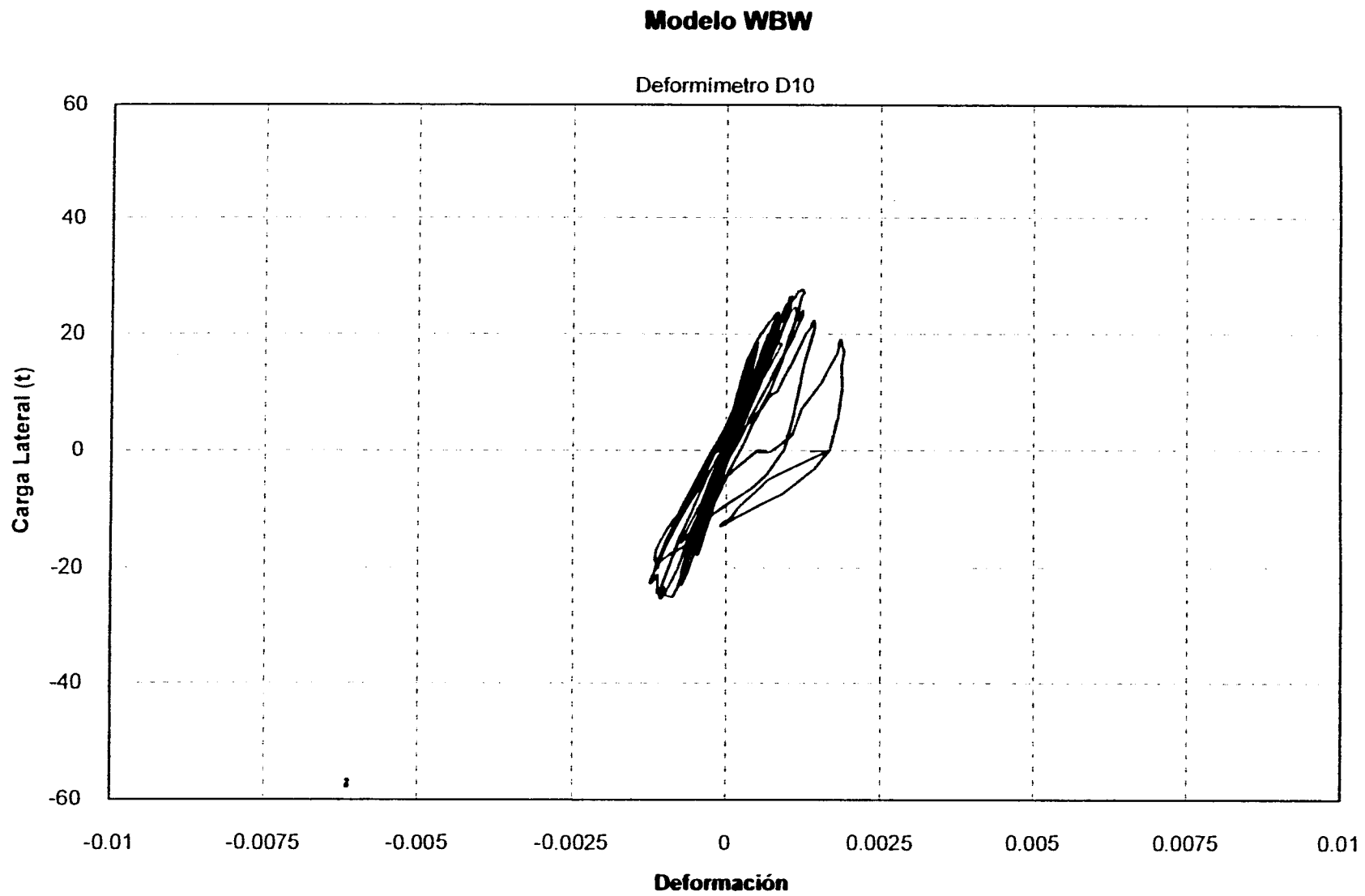


Fig. 3.10.a Deformación en Dala Posición D10

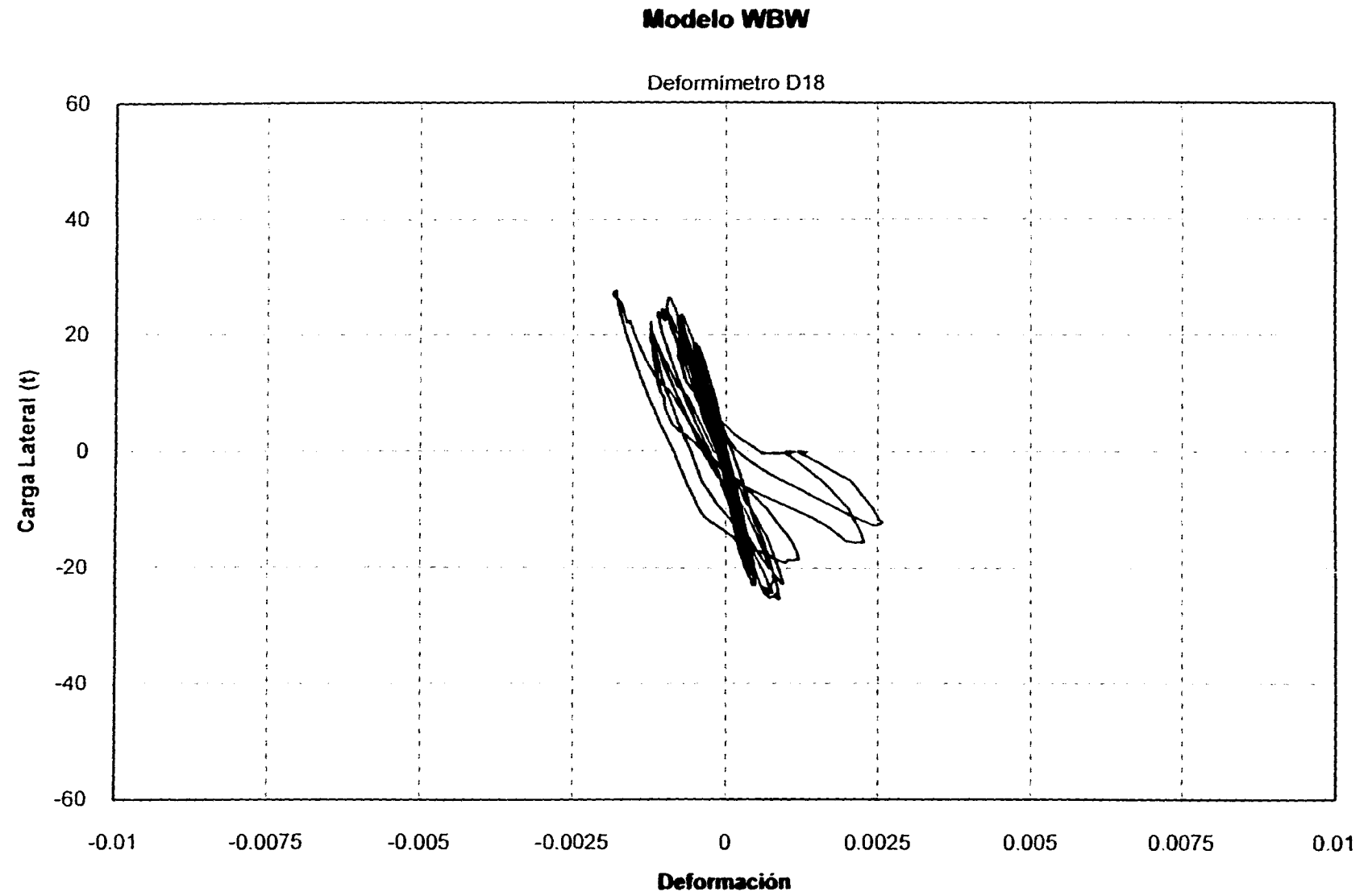


Fig. 3.10.b Deformación en Dala Posición D18



### 3.3.3 Losa

El acero de la losa se instrumentó según lo mostrado en la Fig.3.11. Los deformímetros se colocaron a lo largo de la varilla adyacente a la dala en puntos correspondientes a la instrumentación de la dala.

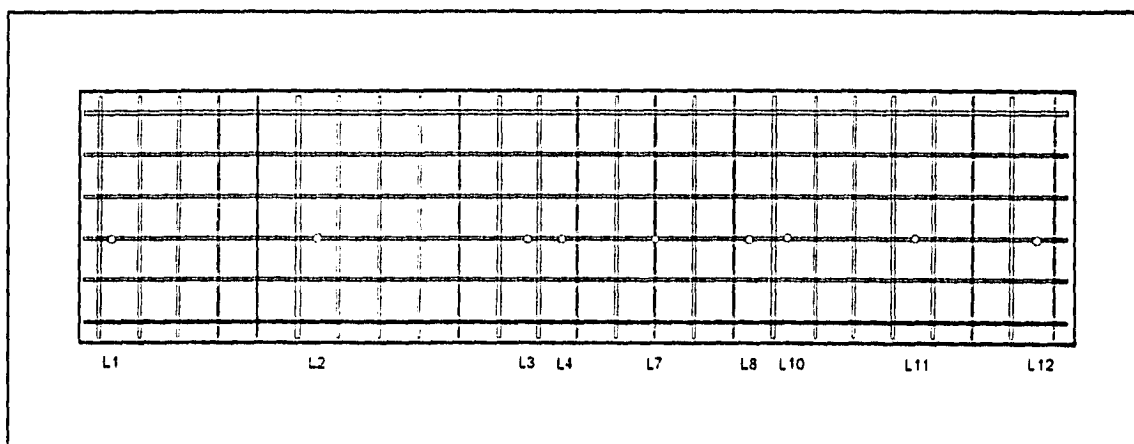


Fig. 3.11 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Losa

Durante el ensaye de WBW la losa no presentó daño alguno y, consecuentemente, el refuerzo permaneció elástico. El comportamiento del refuerzo de la losa es comparable al registrado en la dala. Los deformímetros registraron deformaciones máximas del 50% de la fluencia en el nudo del acoplamiento del tablero Oeste (posición L10).

### 3.4 MODELO WBW-E

El modelo WBW-E, fue reforzado horizontalmente con una armadura electrosoldada (escalerilla) formada por alambres lisos estirados en frío. La cuantía de acero horizontal del modelo fue  $p_h = 0.094\%$ .

### 3.4.1 Castillos

Para el modelo WBW-E, el arreglo de los deformímetros empleado en el refuerzo longitudinal varió con respecto al del modelo de control, debido a que en el tablero Este se colocaron un par de deformímetros adicionales en cada extremo de los castillos (posiciones C04, C05, C10, C11, C18, C19, C24 y C25). Con estos instrumentos se pretendió estudiar el comportamiento en esta sección y evaluar la posible propagación de la fluencia en las varillas longitudinales (Fig. 3.12).

En la Fig. 3.13 se presenta de manera secuencial la fluencia de los deformímetros en el acero de refuerzo de los castillos. Análogamente a WBW, se incluyen los lazos histeréticos cortante-distorsión correspondientes al semiciclo. La primera fluencia se registró en el refuerzo longitudinal en el ciclo 10+ a 0.26% de distorsión (posición C05). En los extremos de los castillos, en donde la separación entre estribos fue de 7 cm, el acero experimentó deformaciones plásticas al igual que en WBW (inciso 3.3.1). Para el ciclo 11+, a 0.52% de distorsión, las grietas diagonales principales de los tableros se completaron, extendiéndose una de ellas hacia la base del castillo interior del muro Este, originando la fluencia por tensión del deformímetro en la posición C24. Al finalizar el ciclo 11-, dos deformímetros (posiciones C13 y C18) llegaron a la fluencia al penetrar las grietas en las esquinas del tablero, a 0.6% de distorsión. Una característica peculiar del deformímetro C13 es que presentó fluencia a compresión, ya que al colocarlo sobre la varilla se orientó hacia el centro del castillo. Debido al plegamiento de la varilla, la zona del deformímetro estaba a compresión. Para este ciclo, el agrietamiento principal se extendió en los extremos de ambos castillos del tablero Este y en el nudo con la dala del tablero Oeste. El comportamiento de los demás deformímetros fue elástico lineal. Conviene destacar que la plastificación a tensión del acero longitudinal ocurrió en zonas en donde el momento flexionante era casi nulo o en regiones que estaban a compresión por efectos de la flexocompresión en el plano del muro. Por tanto, al igual que en WBW, la plastificación se atribuye al predominio de las deformaciones por corte de los tableros de mampostería confinada. A diferencia de WBW, la fluencia del refuerzo longitudinal y transversal se concentró en el tablero Este con relación de aspecto igual a 1.0. Muros con relación de aspecto baja, como la del tablero Este, exhiben un comportamiento

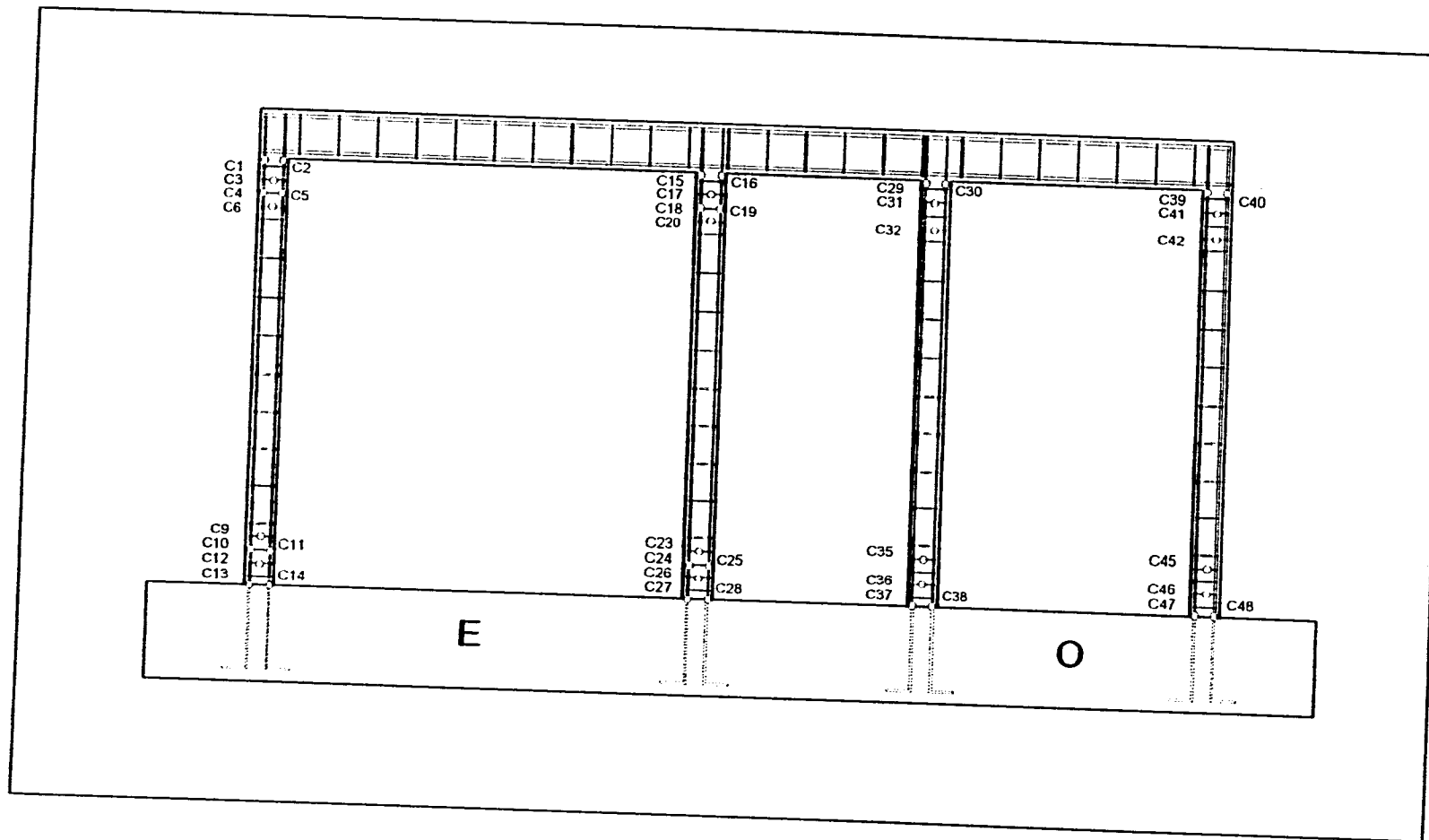


Fig. 3.12 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de Castillos

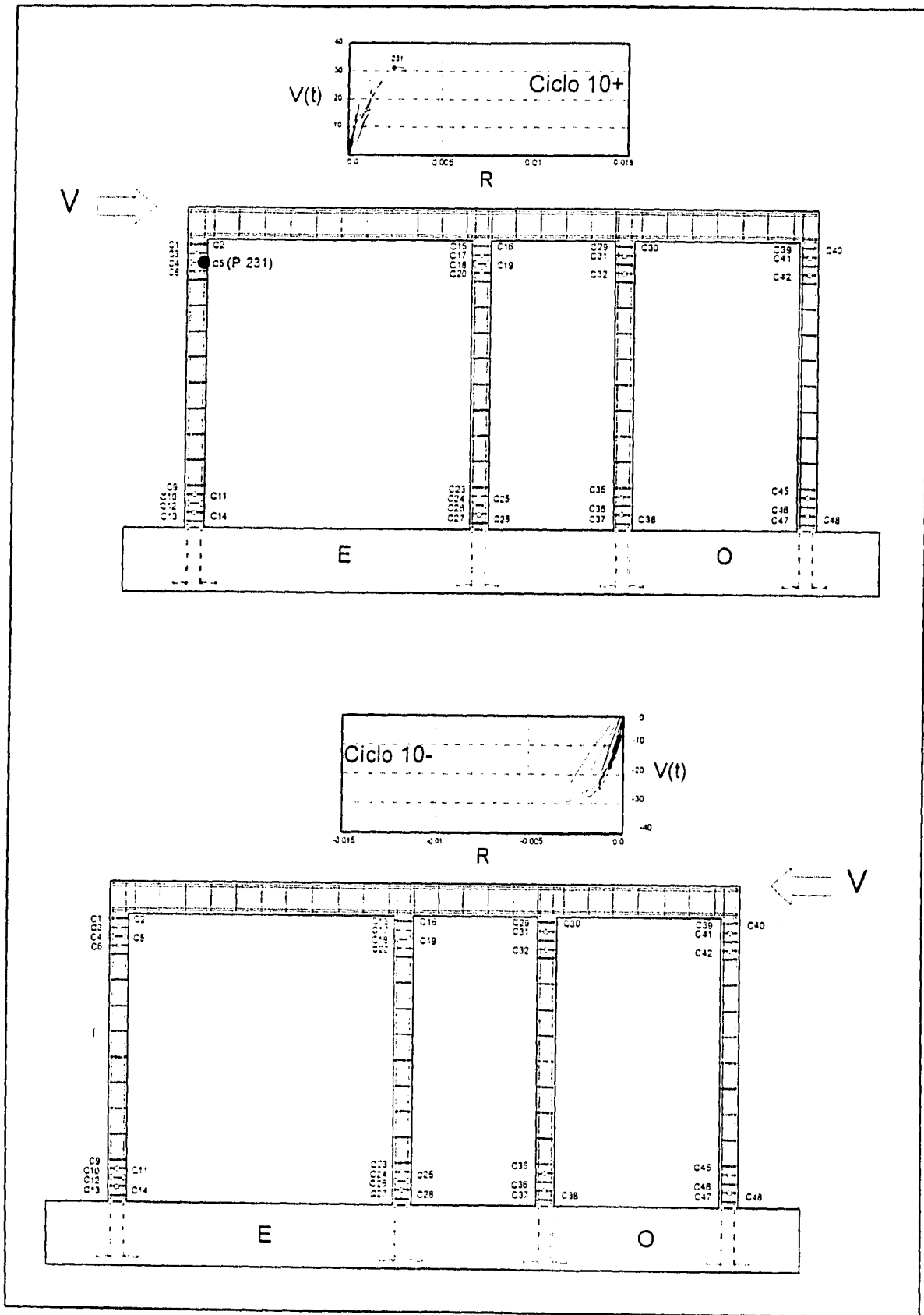


Fig. 3.13 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos

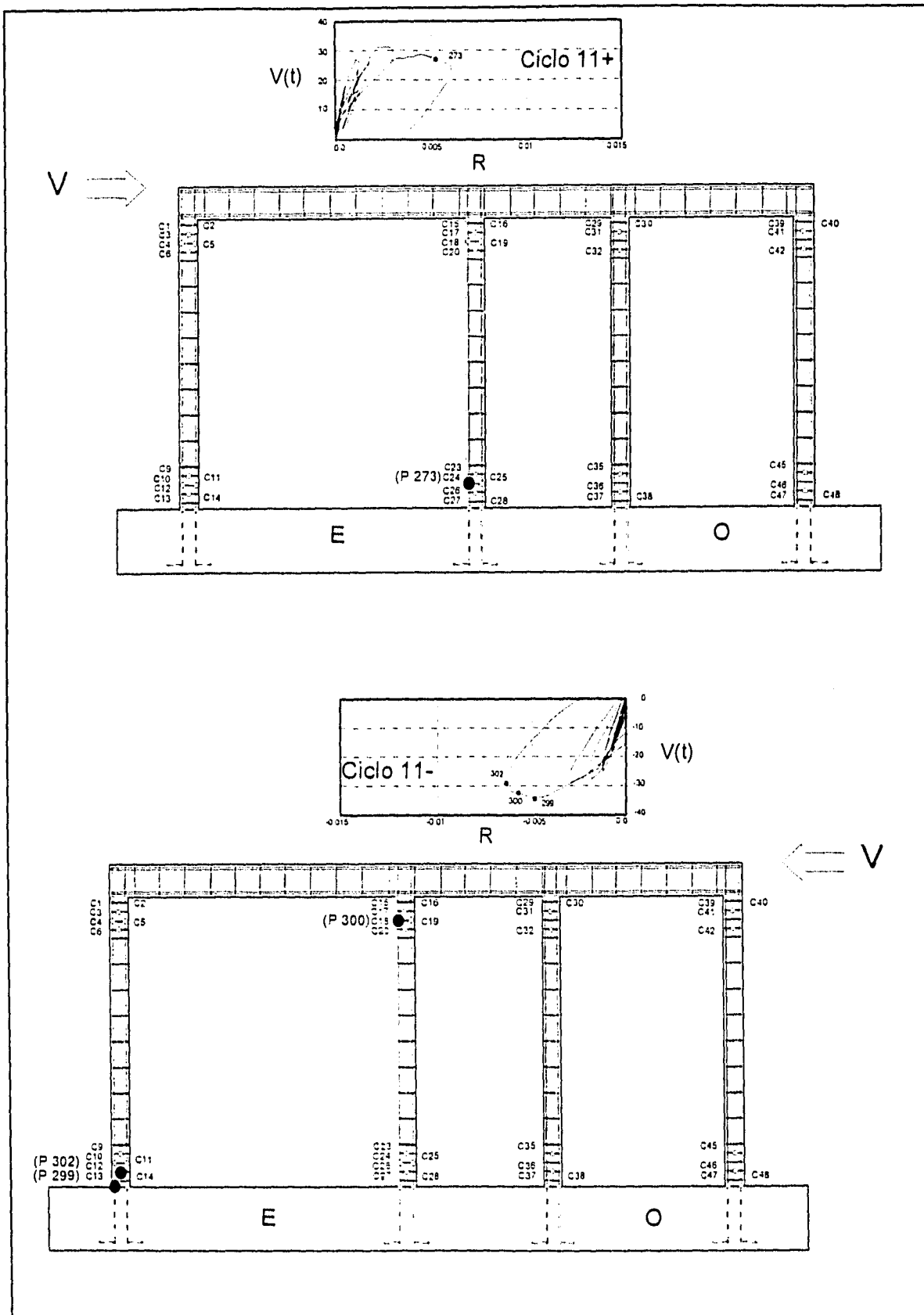


Fig. 3.13 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (cont.)

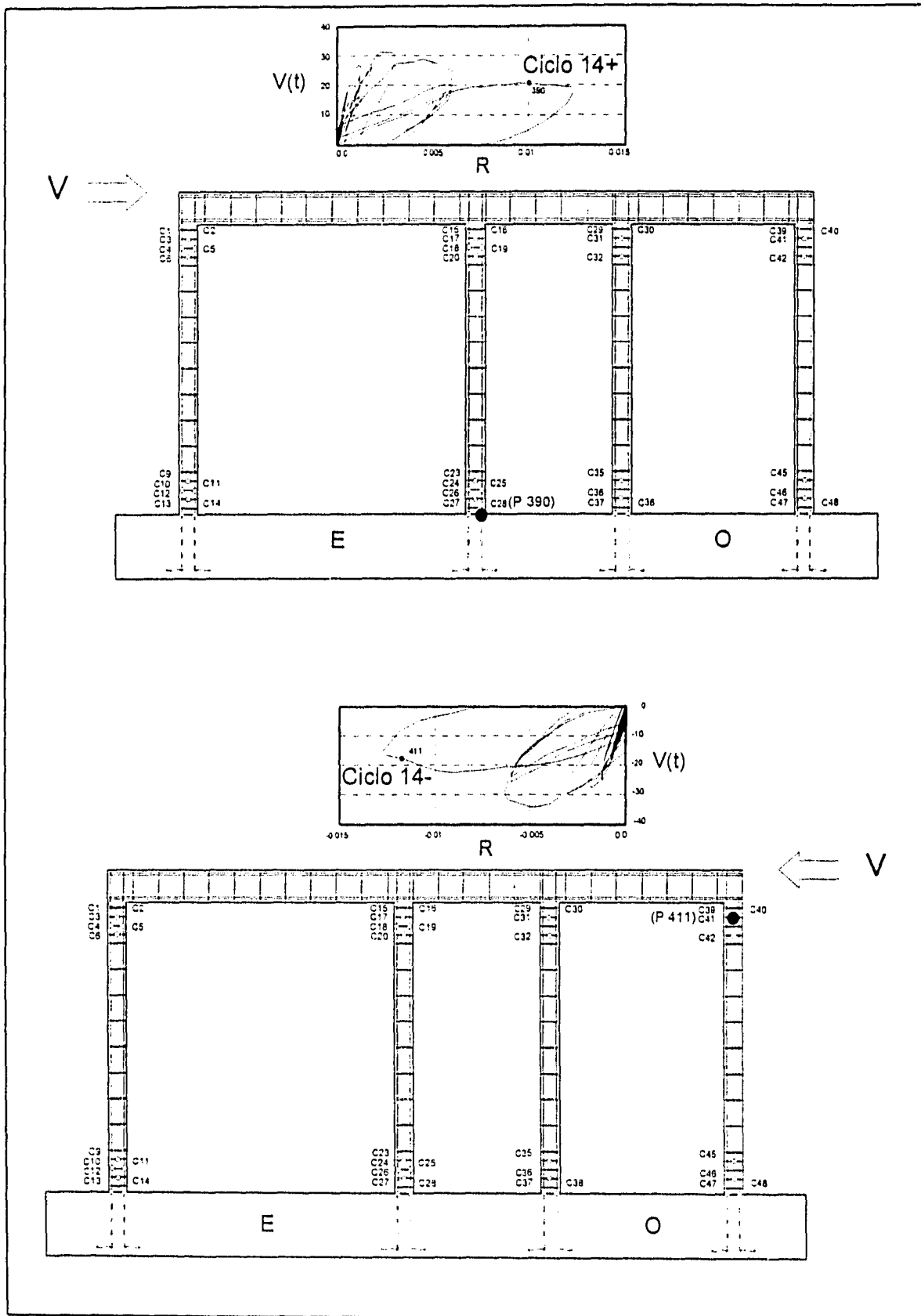


Fig. 3.13 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (cont.)

controlado por cortante. La distribución de los puntos en los cuales se registró la plastificación coincide con esto. El registro de fluencia en el acero longitudinal en la zona reforzada transversalmente con estribos a baja separación refuerza la necesidad de proteger los extremos de los castillos para controlar el daño. Esto, a su vez, conduce a una respuesta cíclica más estable.

El comportamiento de los deformímetros en los estribos de WBW y WBW-E fue muy parecido, en donde las deformaciones por tensión dominaron en la mayoría de los casos. En la Figs. 3.14.a y 3.14.b se muestran las curvas del deformímetro C06 para cada modelo, observándose la similitud que guardan entre ellas. A diferencia del refuerzo transversal, el acero longitudinal presentó algunas variaciones en cuanto al comportamiento en las zonas instrumentadas para un mismo medidor de ambos especímenes.

Dos deformímetros en estribos registraron fluencia; el primero, en la base del castillo exterior del muro Este (posición C12, ciclo 11-), y el segundo en el extremo superior del castillo exterior del muro Oeste (posición C41 poco antes de finalizar la prueba, a 1.2% de distorsión). Las deformaciones registradas fueron un 10% y 50% superiores a la deformación de fluencia, respectivamente.

### **3.4.2 Dala**

En el modelo WBW-E sólo se colocaron deformímetros en la zona del acoplamiento (Fig. 3.15).

El refuerzo longitudinal exhibió un comportamiento elástico lineal a lo largo del ensaye. Como se anticipaba, los deformímetros localizados en los extremos del acoplamiento (posiciones D09, D10, D17 y D18), registraron las mayores deformaciones en la dala, a causa de la magnitud de los momentos flexionantes y debido al agrietamiento en las esquinas de la abertura. La flexión del acoplamiento, al igual que en WBW, fue en curvatura doble lo que se explica a través de los registros de los deformímetros D10 y D18 (Figs. 3.16.a y 3.16.b), en donde mientras en un extremo se registran deformaciones a compresión en el otro se

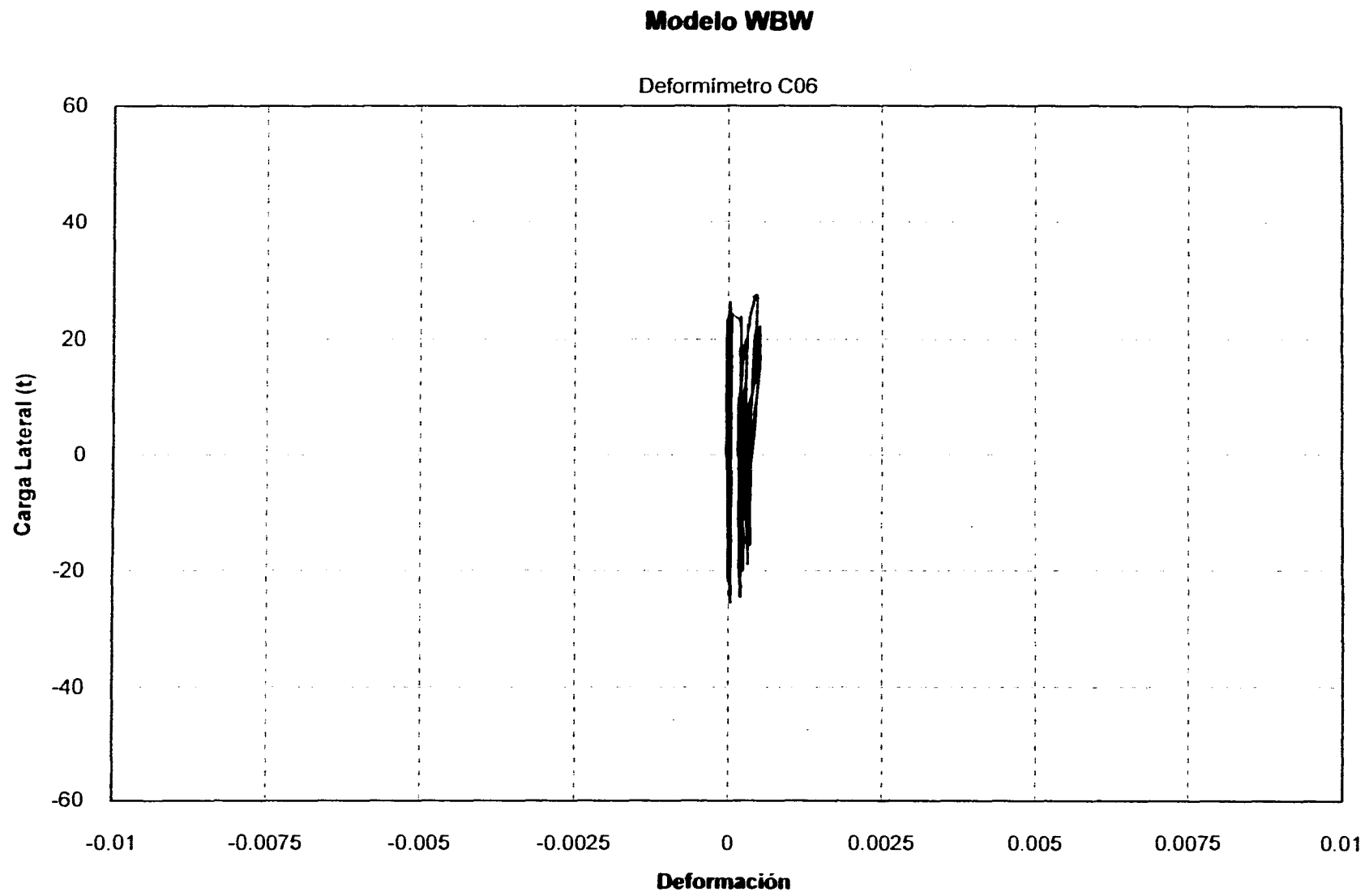


Fig. 3.14.a Deformación en Estribos Posición C06



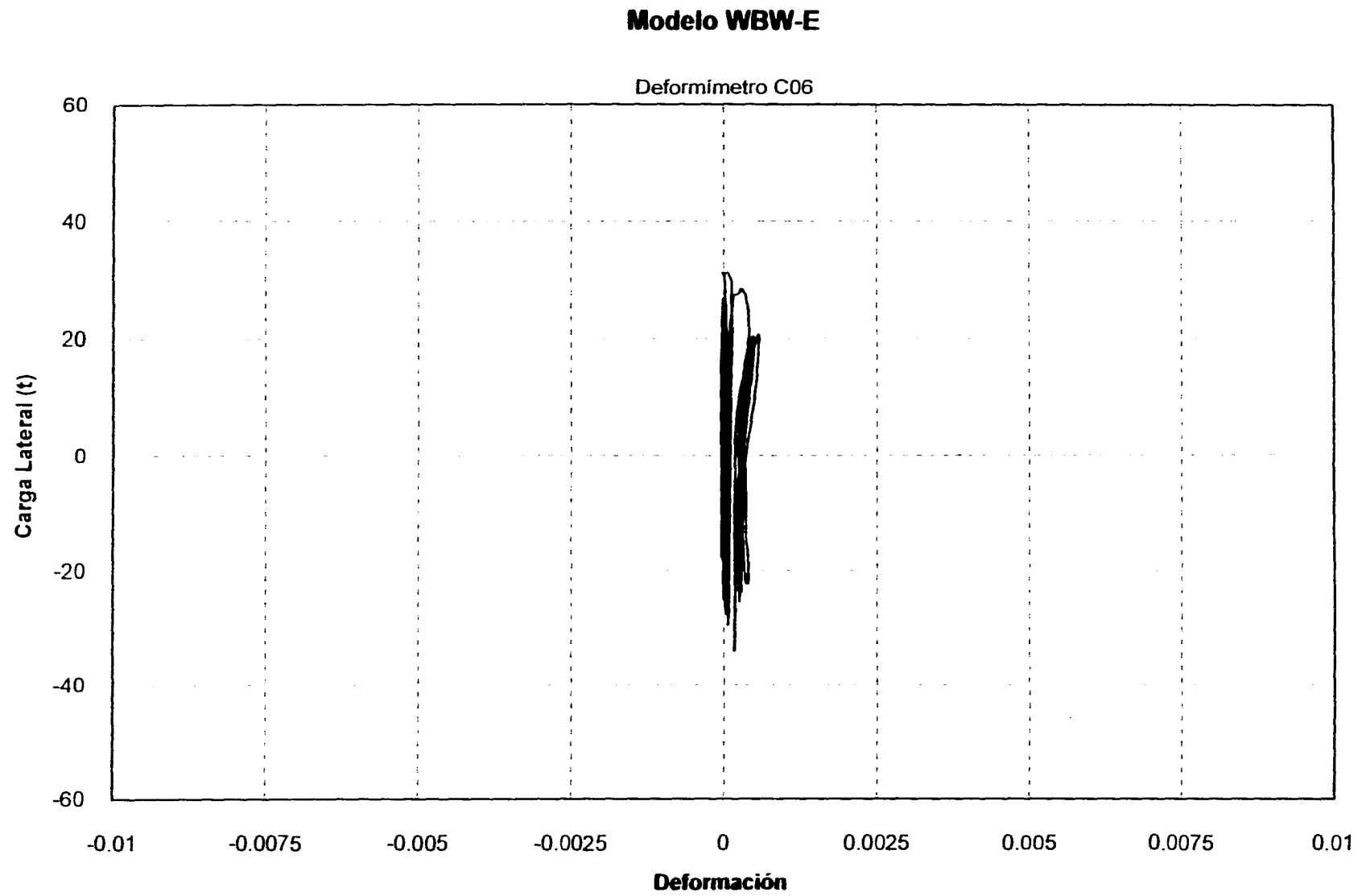


Fig. 3.14.b Deformación en Estribos Posición C06

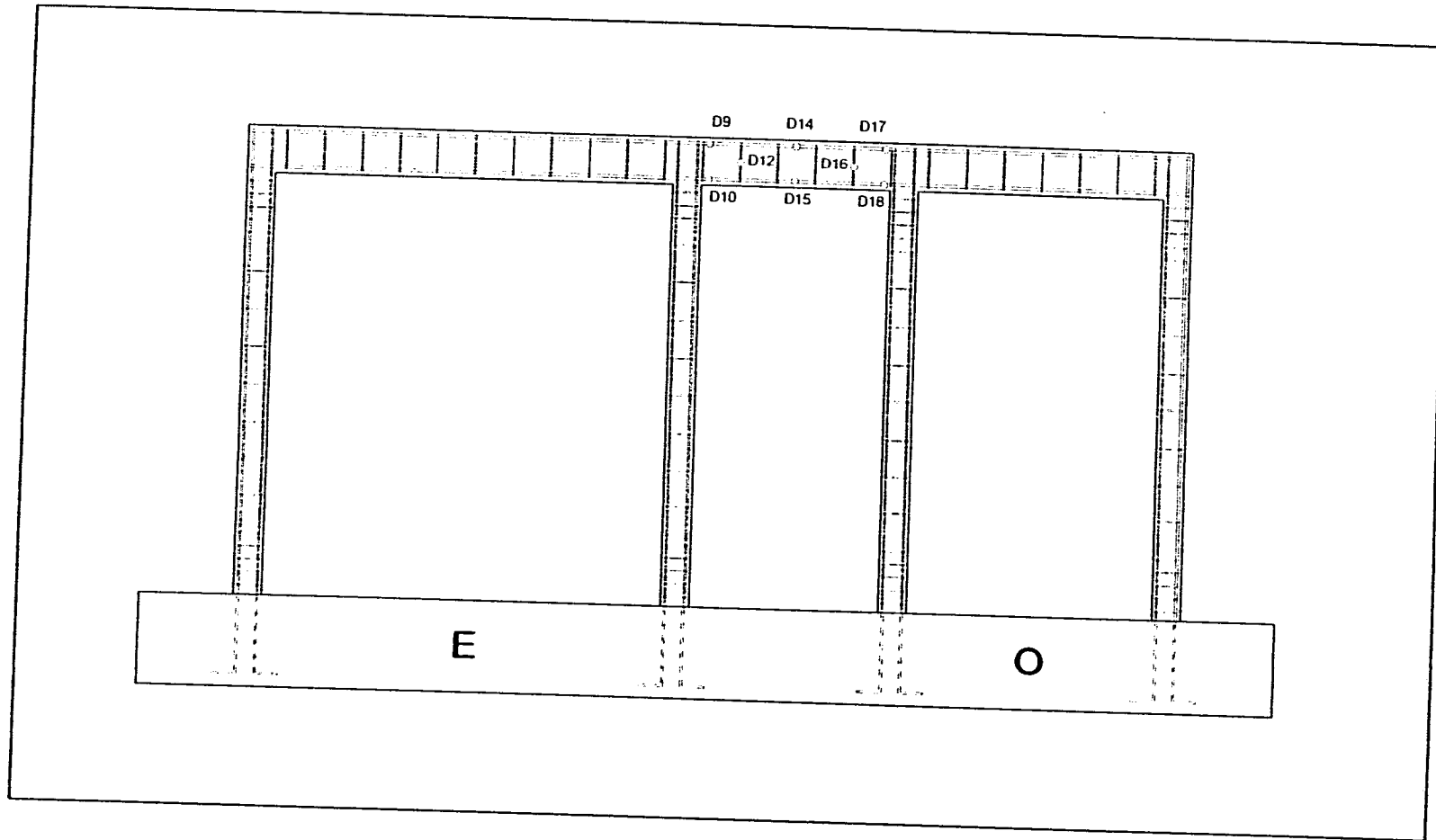


Fig. 3.15 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Dala

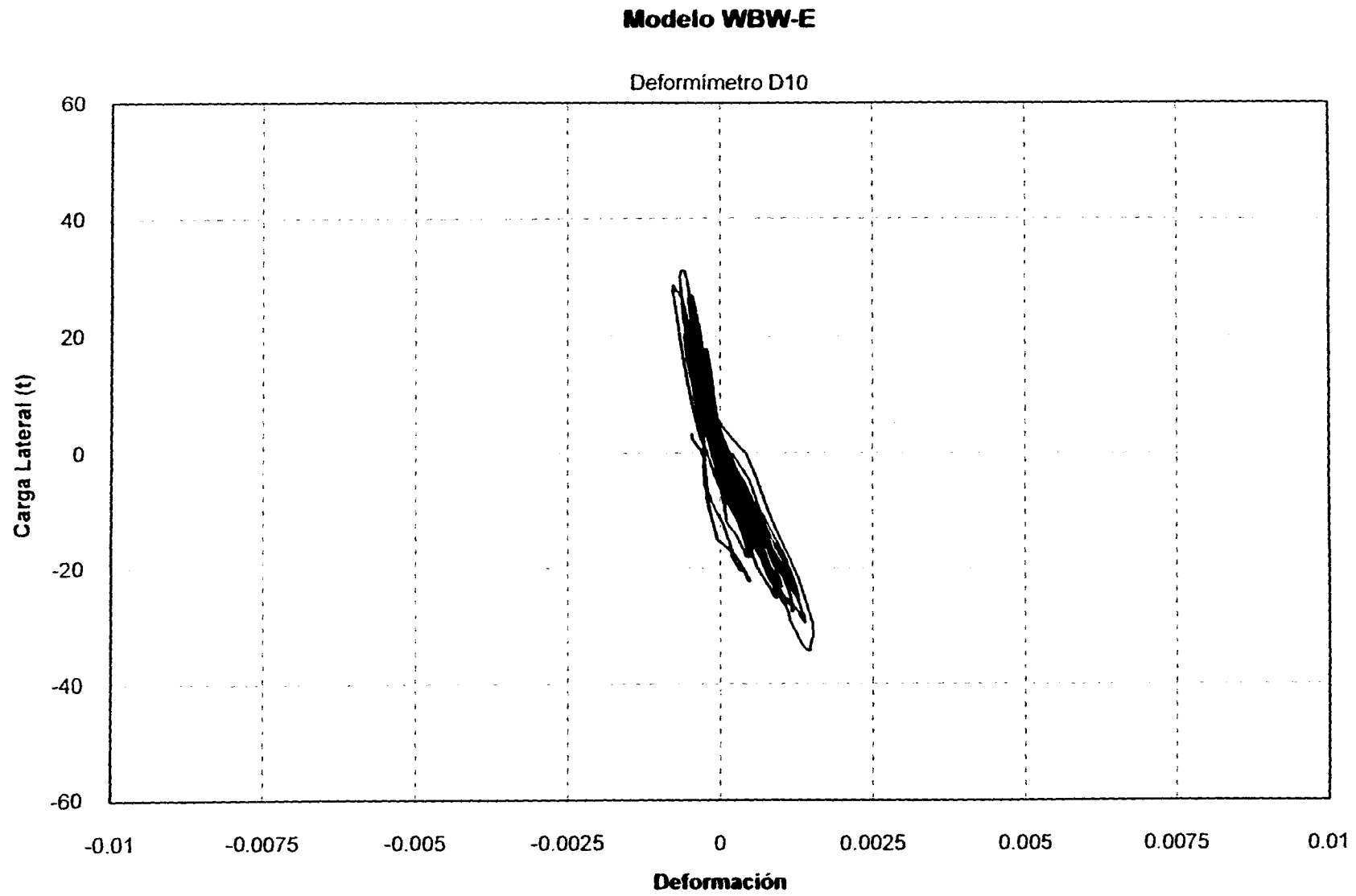
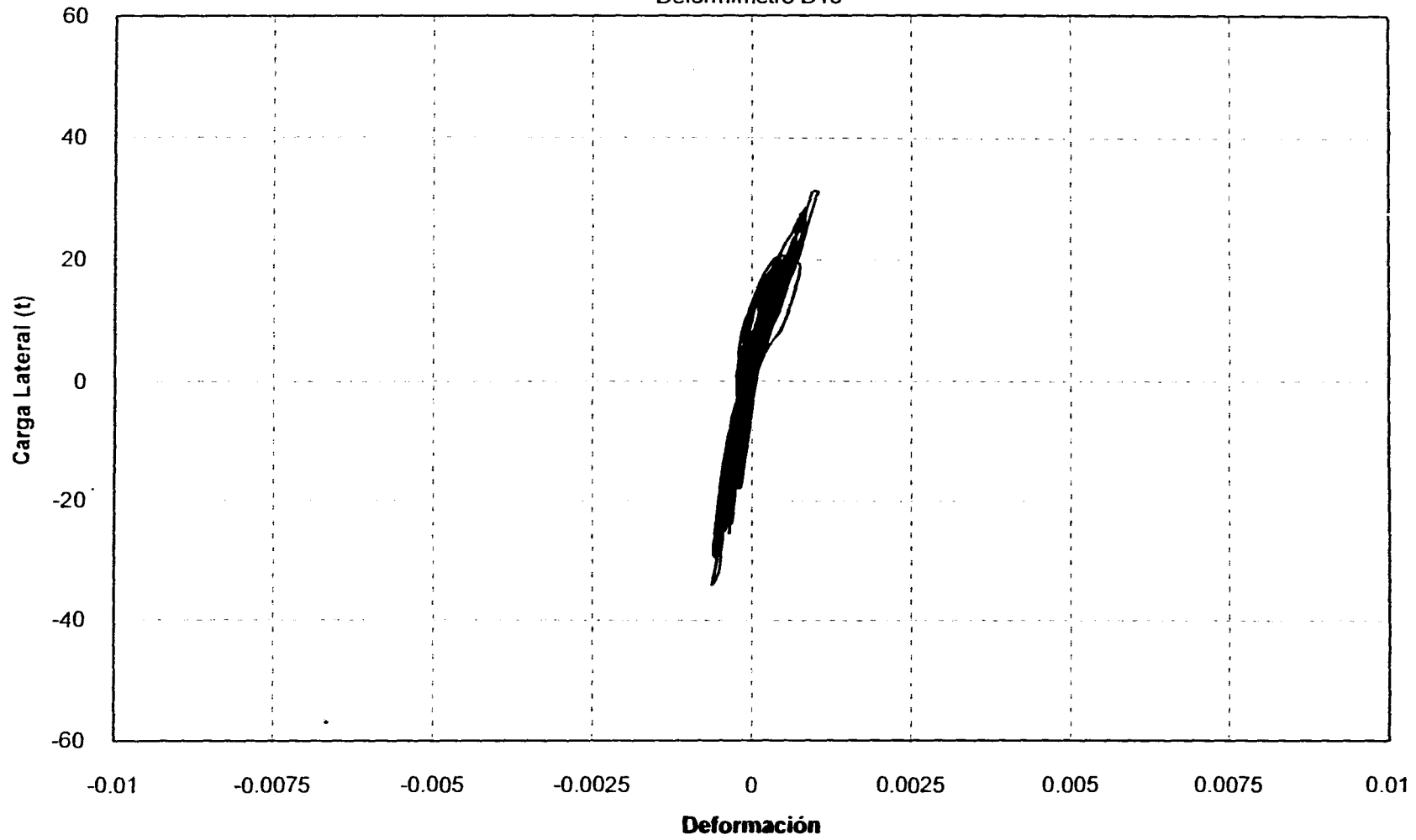


Fig. 3.16.a Deformación en Dala Posición D10

**Modelo WBW-E**

Deformímetro D18



**Fig. 3.16.b Deformación en la Dala Posición D18**

presentan a tensión (como se indicó en el inciso 3.3.2 de este Capítulo).

El refuerzo transversal de la dala alcanzó deformaciones máximas del 25% y 10% de la deformación nominal de fluencia para las posiciones D13 y D16, respectivamente. Este comportamiento es semejante al observado en el modelo de control.

### 3.4.3 Losa

La instrumentación del refuerzo de la losa se limitó a la unión del castillo y la dala en la sección del acoplamiento, extendiéndose hacia uno de sus extremos (patín) con el propósito de conocer la variación de las deformaciones a través de este (Fig. 3.17).

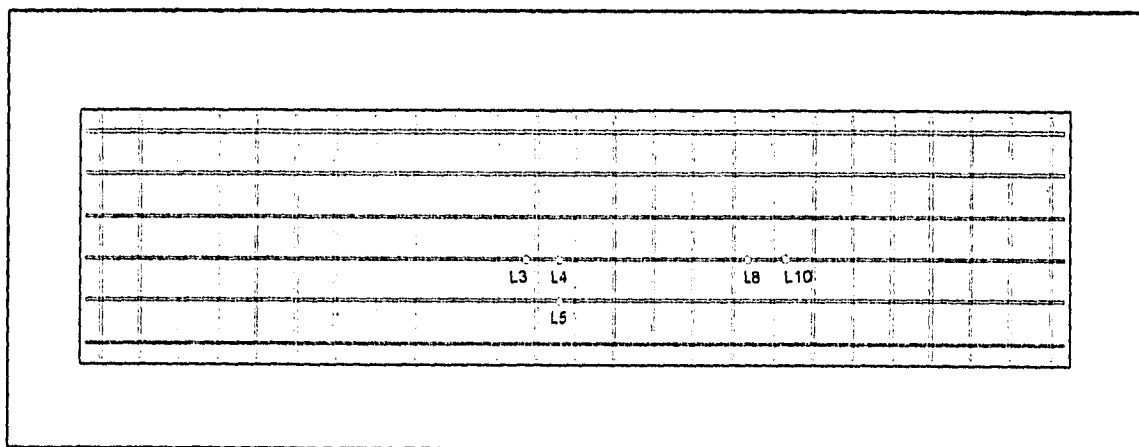


Fig. 3.17 Localización de los Deformímetros en la Losa

El comportamiento de la losa fue completamente elástico-lineal, semejante al presentado por la dala, con deformaciones cercanas al 25% de la fluencia en la zona cercana al castillo interior del tablero Oeste. La magnitud de las deformaciones es consistente con el nivel de daño observado en la losa (ver Capítulo II).

### 3.4.4 Tableros

Para calcular la cuantía de acero horizontal en los muros se utilizaron las expresiones de la Ref.2 (Ec. 2.8), de manera que cuando todos los alambres del acero horizontal

alcanzaran el esfuerzo nominal de fluencia resistieran la carga de agrietamiento inclinado del modelo de control. Se verificó que la cuantía fuera igual o superior a la mínima marcada por la norma. La escalerilla se colocó a cada dos hiladas, instrumentándose cinco de las quince barras que se colocaron en cada tablero (ver Fig. 3.18). El número de transductores en cada escalerilla, varió dependiendo de la zona. El centro de los tableros fue considerado como la zona crítica, de modo que se colocaron cinco medidores a lo largo de la escalerilla, con el fin de conocer la variación de las deformaciones a lo largo de los alambres y de evaluar la adherencia con el mortero de la junta y el anclaje del alambre en el castillo.

En la Fig. 3.19 se ilustra la secuencia de la plastificación en las escalerillas. Puesto que el refuerzo no tiene un esfuerzo de fluencia definido se consideró que el alambre plastificó cuando la deformación alcanzó o excedió 0.35% que es la deformación a la cual la curva esfuerzo-deformación dejó de ser elástica lineal (ver Fig. 2.17). La primera plastificación de la escalerilla se registró al centro del tablero Este (posición R07), en el pico del ciclo 10+ a 0.18% de distorsión. En esta posición, una vez que registró plasticidad, aumentaron las deformaciones conforme se aplicaron nuevos ciclos, provocando que fluyera en dos ocasiones más hasta llegar a la falla (Fig. 3.20). Al final del ciclo 10-, el agrietamiento en los tableros se había extendido en toda su área, observándose una mayor concentración del daño en las esquinas y centros del muro originando la plastificación del acero en las posiciones R02, R03 y R10 a 1.5, 1.2 y 2 veces la deformación nominal de plastificación (0.35%) respectivamente. Cabe mencionar que una vez ocurrida la primera fluencia, los demás refuerzos comenzaron a fluir al pasar de un ciclo a otro, manteniendo la capacidad de carga del modelo y aumentando sus deformaciones (Fig. 2.15 del Capítulo II). En el ciclo 11+, a 0.4% de distorsión, el agrietamiento en la parte central del tablero Oeste aumentó, registrándose la plastificación en dos posiciones a lo largo del refuerzo horizontal (posición R15 y R14, respectivamente). En este ciclo, el deformímetro sobre la diagonal del tablero Este también registró deformaciones plásticas (posición R04). Para el ciclo 11-, al completarse la grieta diagonal principal sobre el tablero Este, ocurrió la última plastificación en el refuerzo horizontal, en la esquina con el castillo exterior y la viga de cimentación (posición R12), poco después de haber penetrado la grieta en la base del castillo. De los nueve medidores que registraron plasticidad, tres de ellos se fracturaron posteriormente. En la Fig. 3.21 se presenta

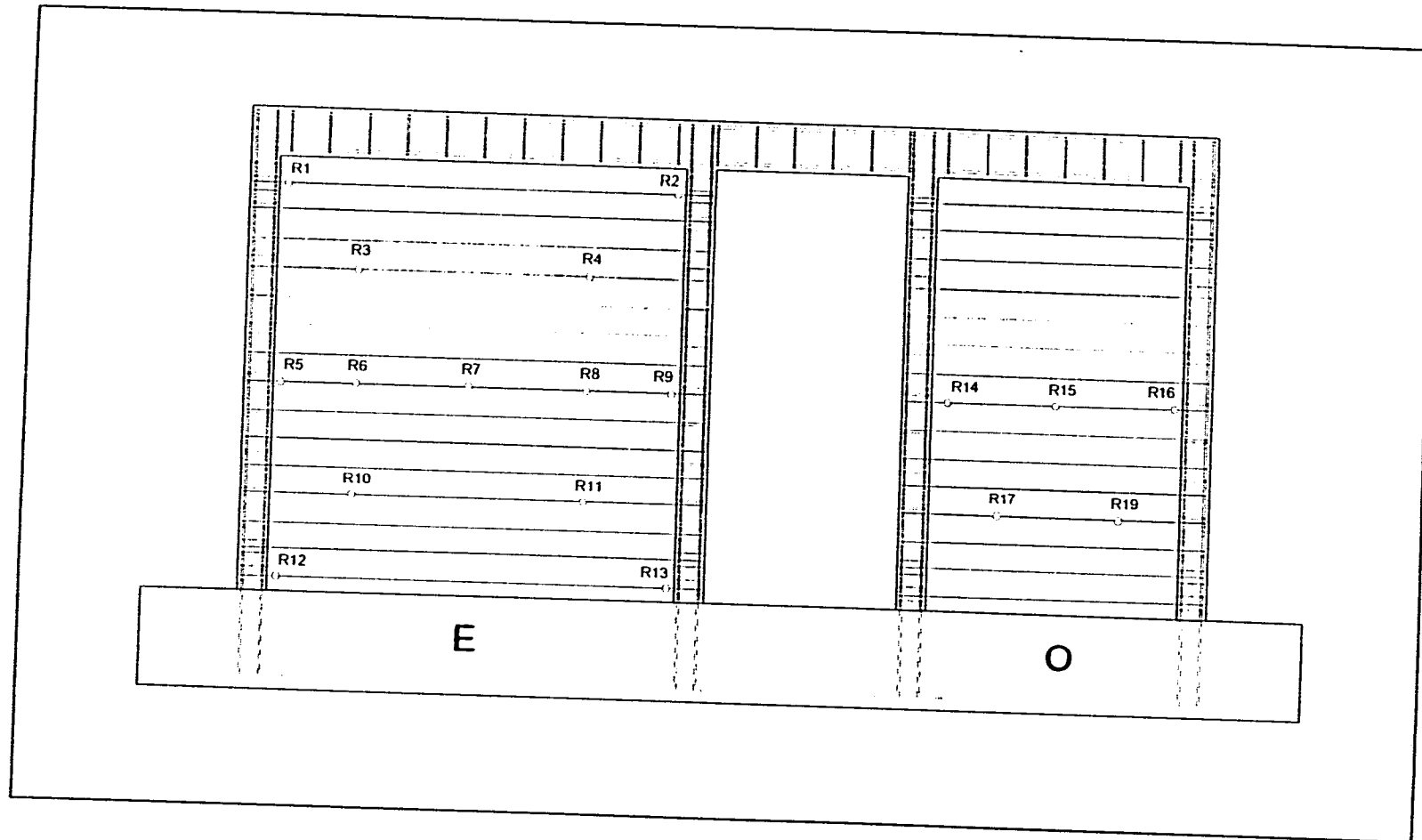


Fig. 3.18 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo Horizontal (Modelo WBW-E)

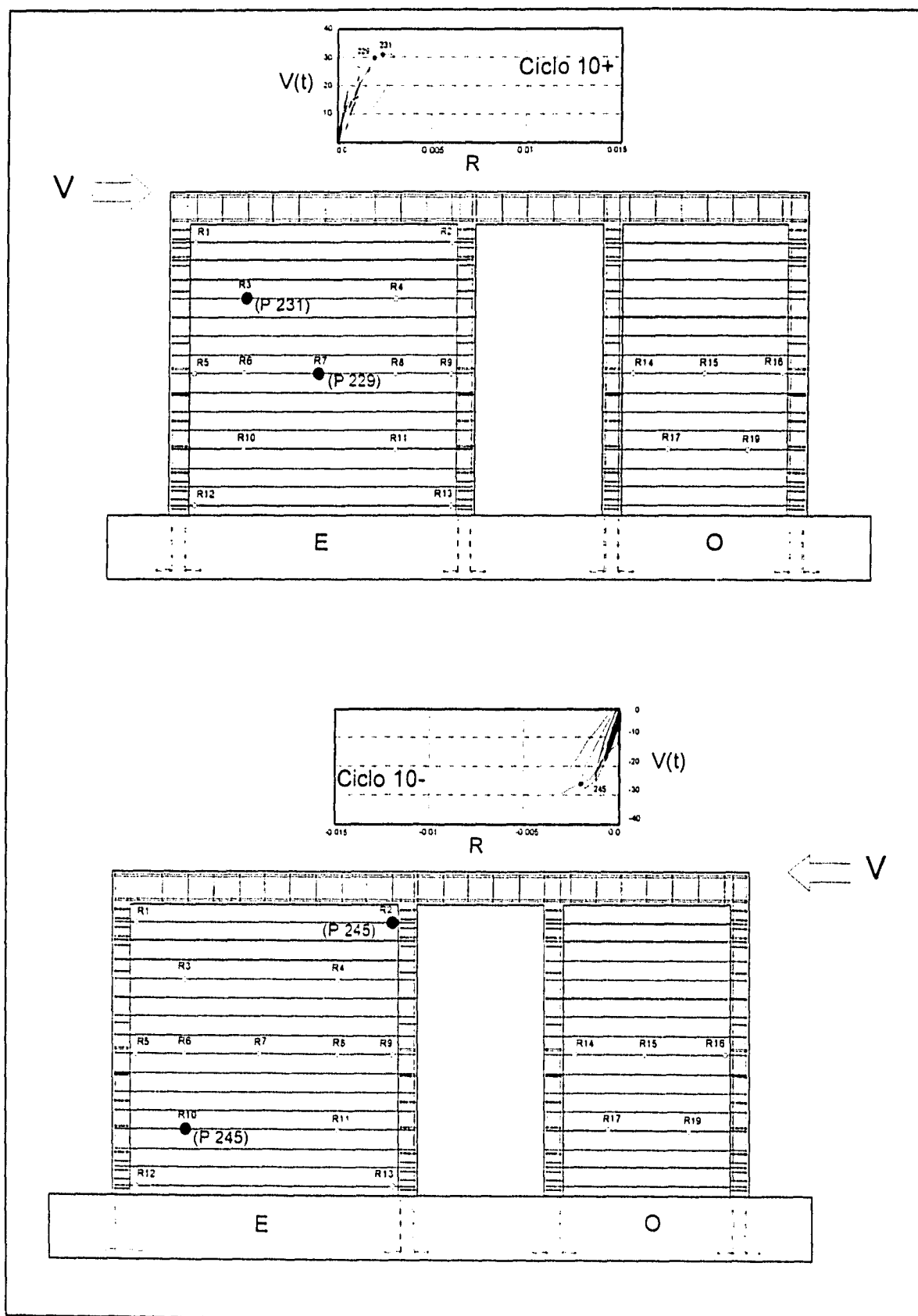


Fig. 3.19 Secuencia de Fluencia del Refuerzo Horizontal



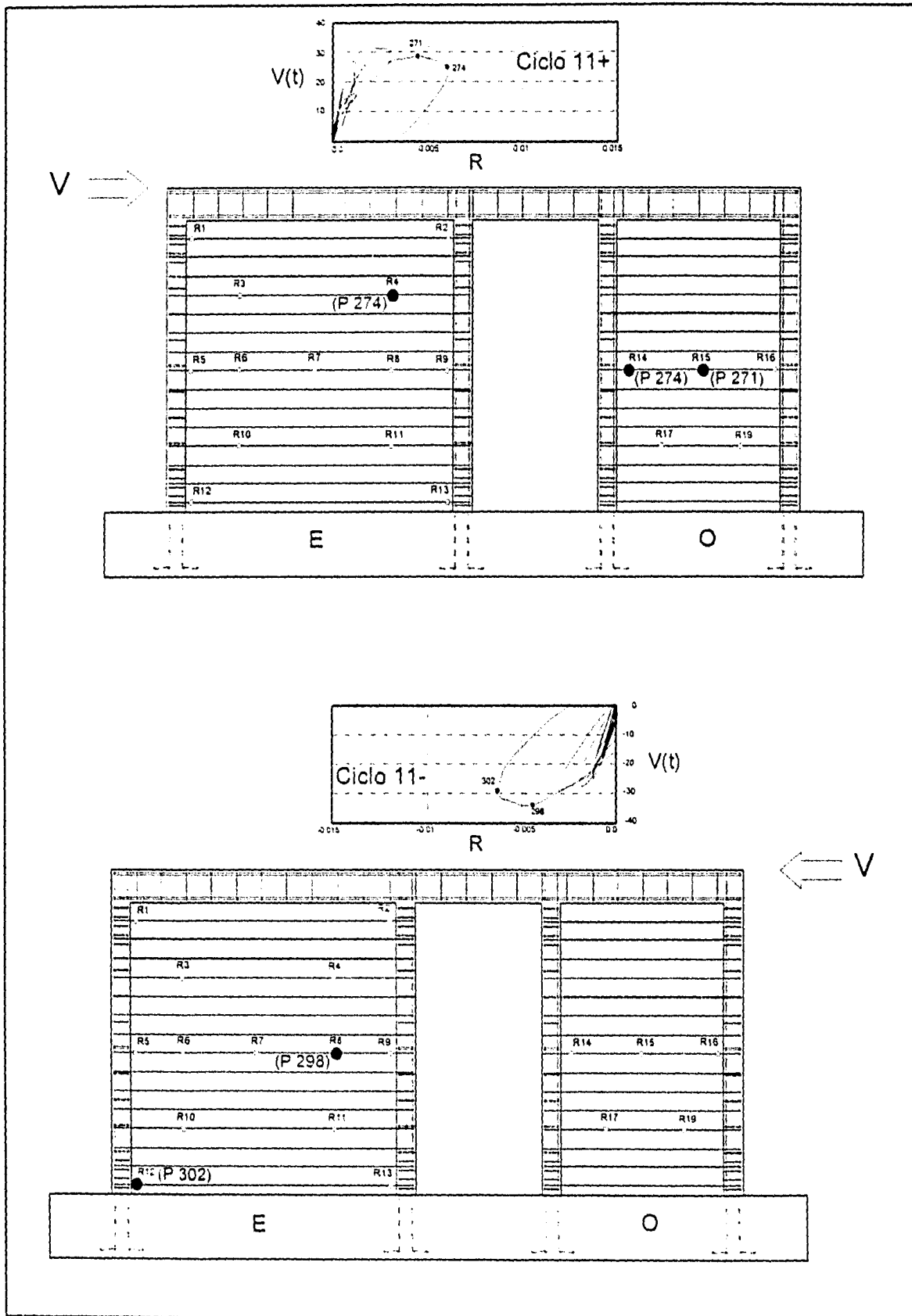
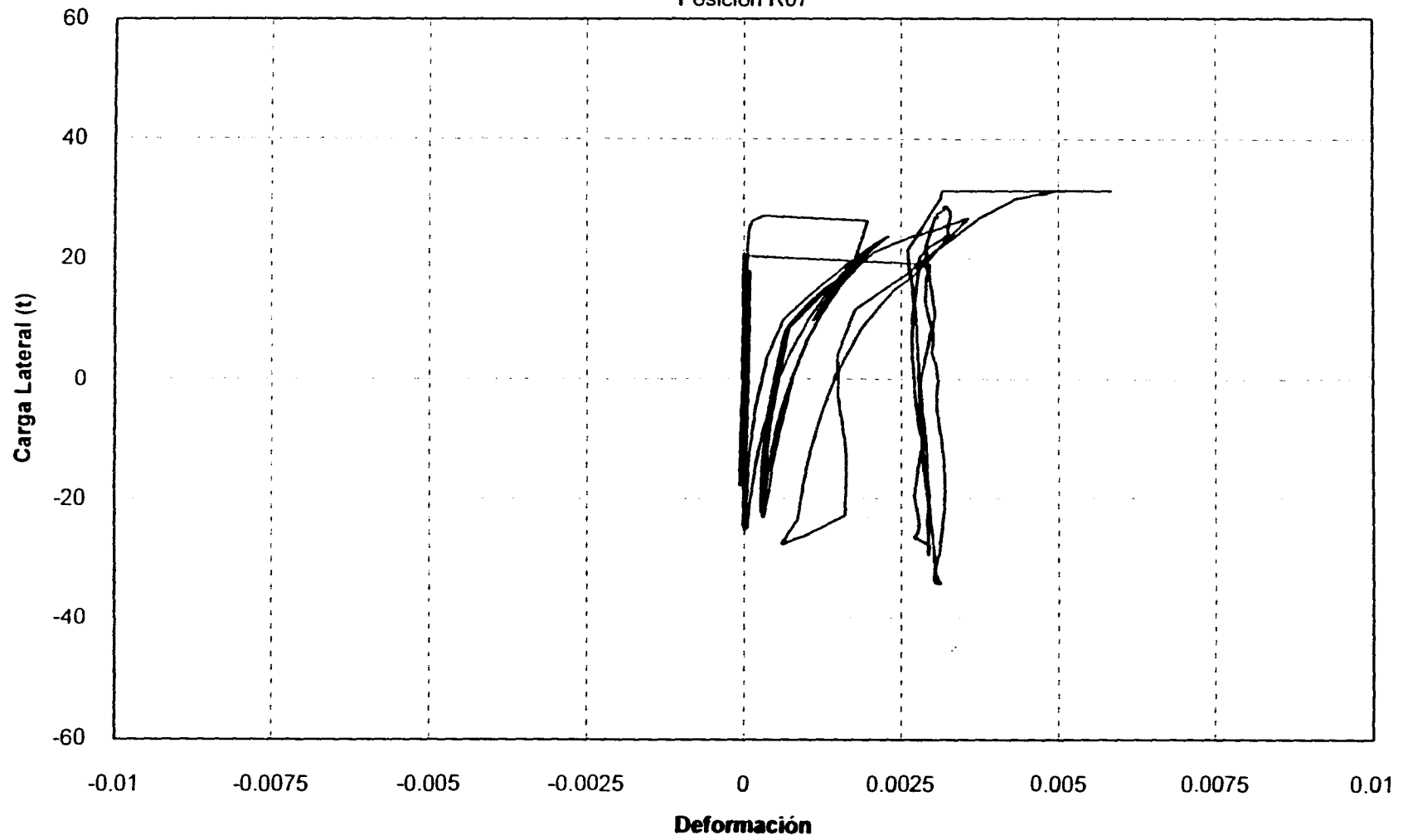


Fig. 3.19 Secuencia de Fluencia del Refuerzo Horizontal (cont.)

**Modelo WBW-E**

Posición R07



**Fig. 3.20 Deformación en el Refuerzo Horizontal Posición R07**

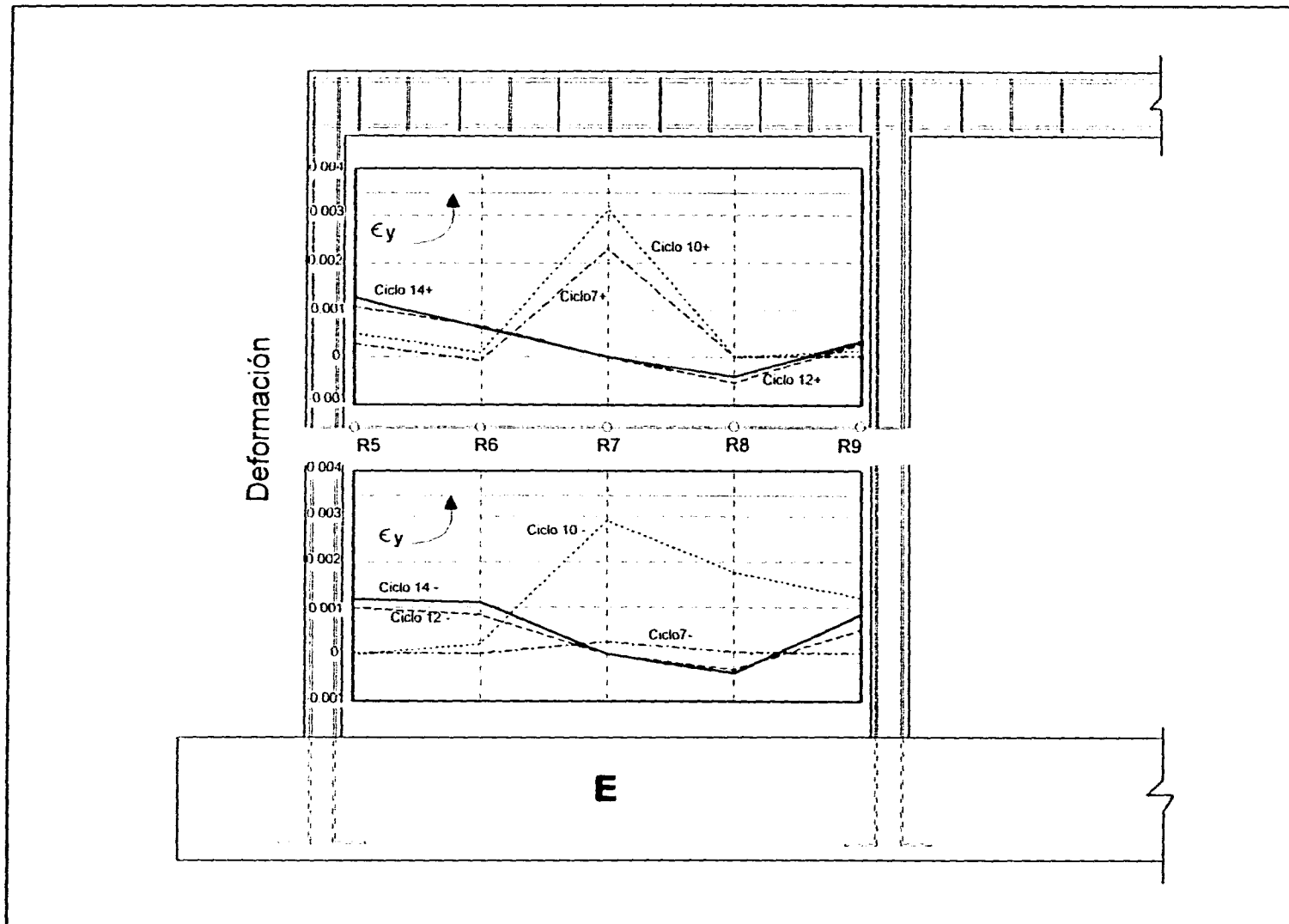


Fig. 3.21 Deformación del Refuerzo Horizontal en el Tablero Este del Modelo WBW-E

la variación de las deformaciones a lo largo del refuerzo horizontal en la altura media del tablero Este. Los ciclos elegidos corresponden a los empleados en el inciso 2.4 del Capítulo II. Hasta el ciclo 10, inclusive, las máximas deformaciones ocurrieron en el centro del tablero (posición R07). Hasta esta etapa de la prueba, las deformaciones registradas eran únicamente de tensión. Estas observaciones coinciden con el daño en el muro, para el cual la grieta diagonal de mayor anchura fue cercana a R07, mientras que las grietas inclinadas hacia los extremos del tablero eran menos anchas. El comportamiento es diferente para los ciclos 12 y 14, en los cuales las deformaciones en R07 se redujo a cero y en las otras posiciones se registraron deformaciones de tensión y compresión. Esto obedeció a la fractura del alambre central en estos ciclos.

Los alambres de la escalerilla fueron anclados en los castillos mediante ganchos de 180° alrededor de las varillas longitudinales. Durante el ensaye no hubo evidencia de daño, o de un deterioro en el anclaje. Este fenómeno coincide con la magnitud de la deformación de los alambres en las posiciones R05 y R09 que escasamente excedieron de un 0.1%. Por tanto el comportamiento de este tipo de anclajes fue satisfactorio. Para el modelo WBW-E se calcularon los esfuerzos de adherencia según lo indicado en el inciso 3.2. En la Fig. 3.22 se presentan las curvas de variación de los esfuerzos de adherencia durante la prueba. En esta figura se observa que durante la etapa en que la prueba se controló por carga, los esfuerzos medidos eran despreciables. Es en el ciclo 6 (paso 130), al registrarse la carga de agrietamiento, que los esfuerzos de adherencia aumentaron. Los máximos esfuerzos se presentaron al centro del tablero, zona donde ocurrió el mayor daño en el tablero. Al llegar al ciclo 11-, la escalerilla se fracturó en la parte central (posición R07) originando un cambio brusco en las curvas. Excepto en los ciclos 9 y 10, todos los esfuerzos de adherencia calculados fueron menores al Índice de Adherencia de Diseño ( $IAD_E = 8.8 \text{ kg/cm}^2$  equivalente a 0,86 MPa). El comportamiento de la adherencia a lo largo de este alambre fue muy satisfactorio. No obstante que  $u_m$  fue mayor que IAD en algunos ciclos, los alambres fueron efectivos para resistir la carga lateral debido al adecuado anclaje en los castillos.

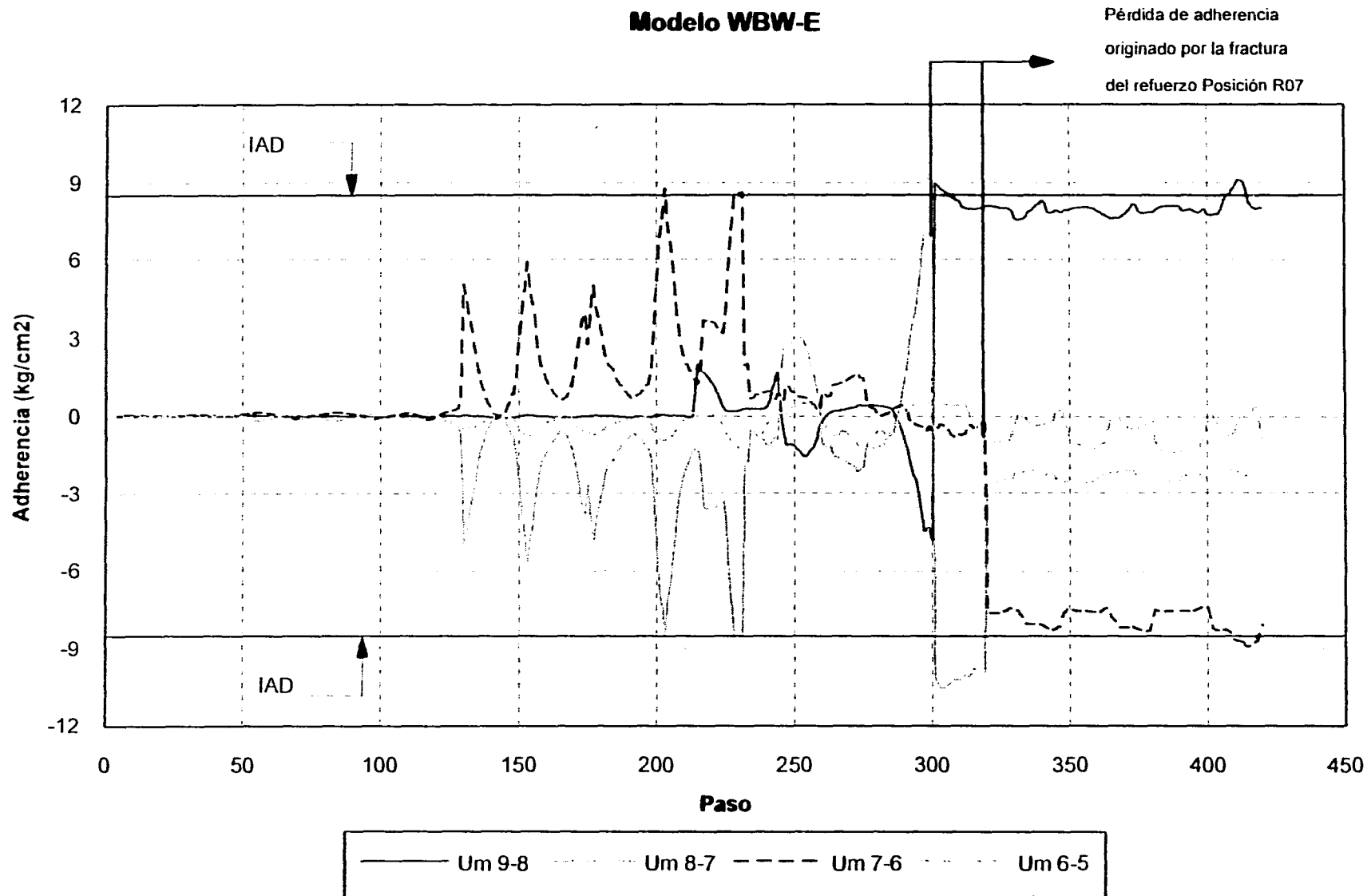


Fig. 3.22 Variación de los Esfuerzos de Adherencia en el Refuerzo Horizontal Central

### 3.4.5 Comparación del Modelo WBW vs WBW-E

En general, el comportamiento registrado en los deformímetros de los dos modelos fue muy parecido. Las máximas deformaciones se presentaron en los extremos de los castillos, donde se registró el mayor número de plastificaciones (tablero Este). La primera fluencia para los dos especímenes ocurrió para 0.3% de distorsión durante el mismo ciclo (10+) y fue provocada por la penetración de las grietas inclinadas de los muros en los castillos.

La resistencia medida en los modelos fue semejante. Sólo se observó un incremento en el espécimen reforzado de 11% para una distorsión de 0.6%. La escalerilla no modificó el modo de falla general del modelo, pero sí logró una mejor distribución del agrietamiento en los tableros, lo que se puede asociar a un ligero aumento en las deformaciones por flexión y en su capacidad de deformación. Sin embargo, debido a la falla frágil de este tipo de refuerzo, no se recomienda usarlo para resistir las cargas laterales cíclicas inducidas por los sismos.

## 3.5 MODELO WBW-B

El refuerzo horizontal que se empleó en el modelo WBW-B constó de dos alambres corrugados laminados en frío Grado 60 (con esfuerzo nominal de fluencia  $f_y = 6\ 000\ \text{kg/cm}^2$  equivalente a 588,6 MPa) colocados a cada tres hiladas. La cuantía de acero horizontal fue  $p_h = 0.104\%$ .

### 3.5.1 Castillos

El acero transversal y el longitudinal de WBW-B se instrumentó en las mismas posiciones que en WBW-E (ver Fig. 3.12).

En la Fig. 3.23 se presenta la secuencia de fluencia en el refuerzo de los castillos. La primera fluencia se registró durante el paso de carga 187 en el refuerzo longitudinal en la

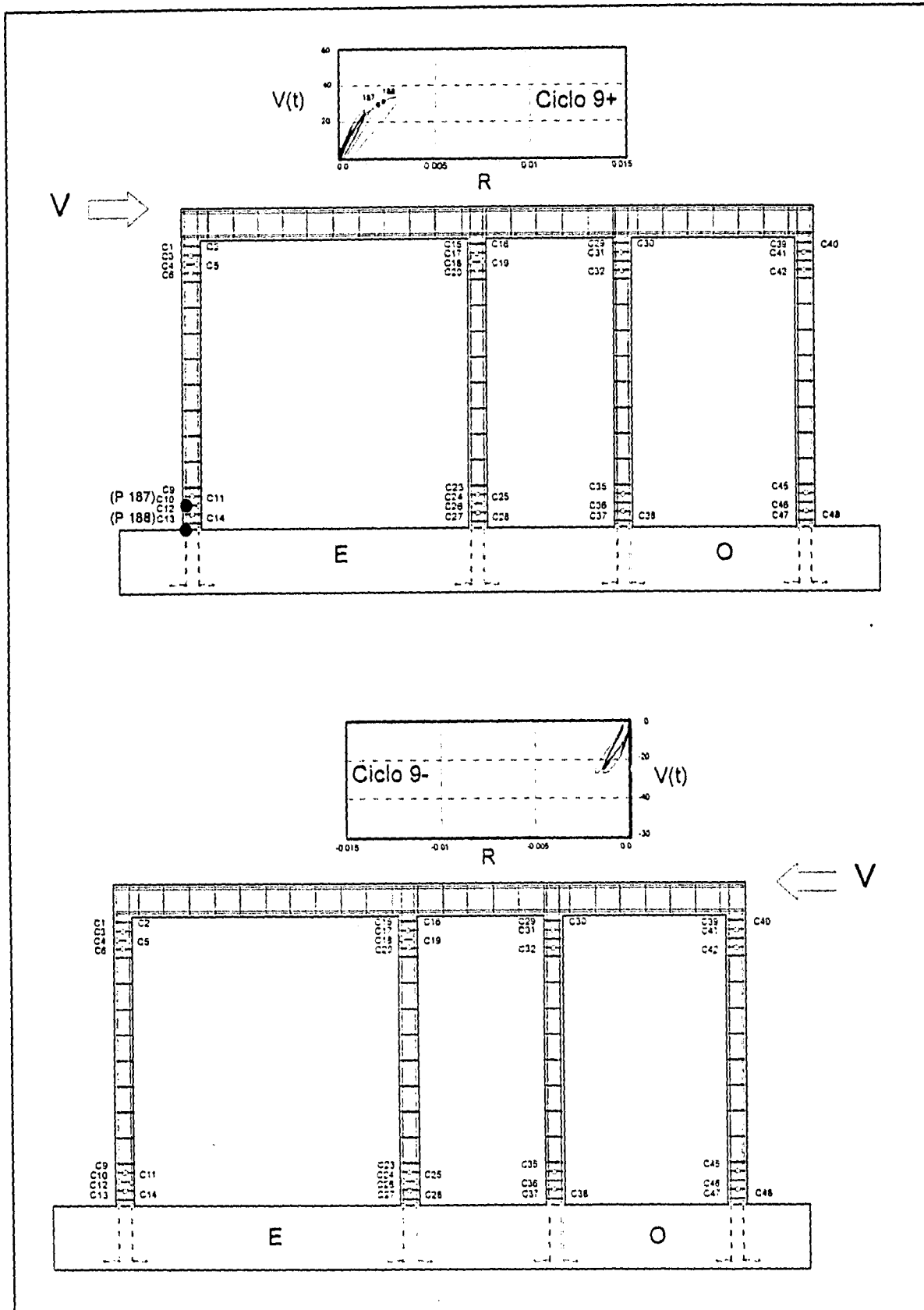


Fig. 3.23 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos

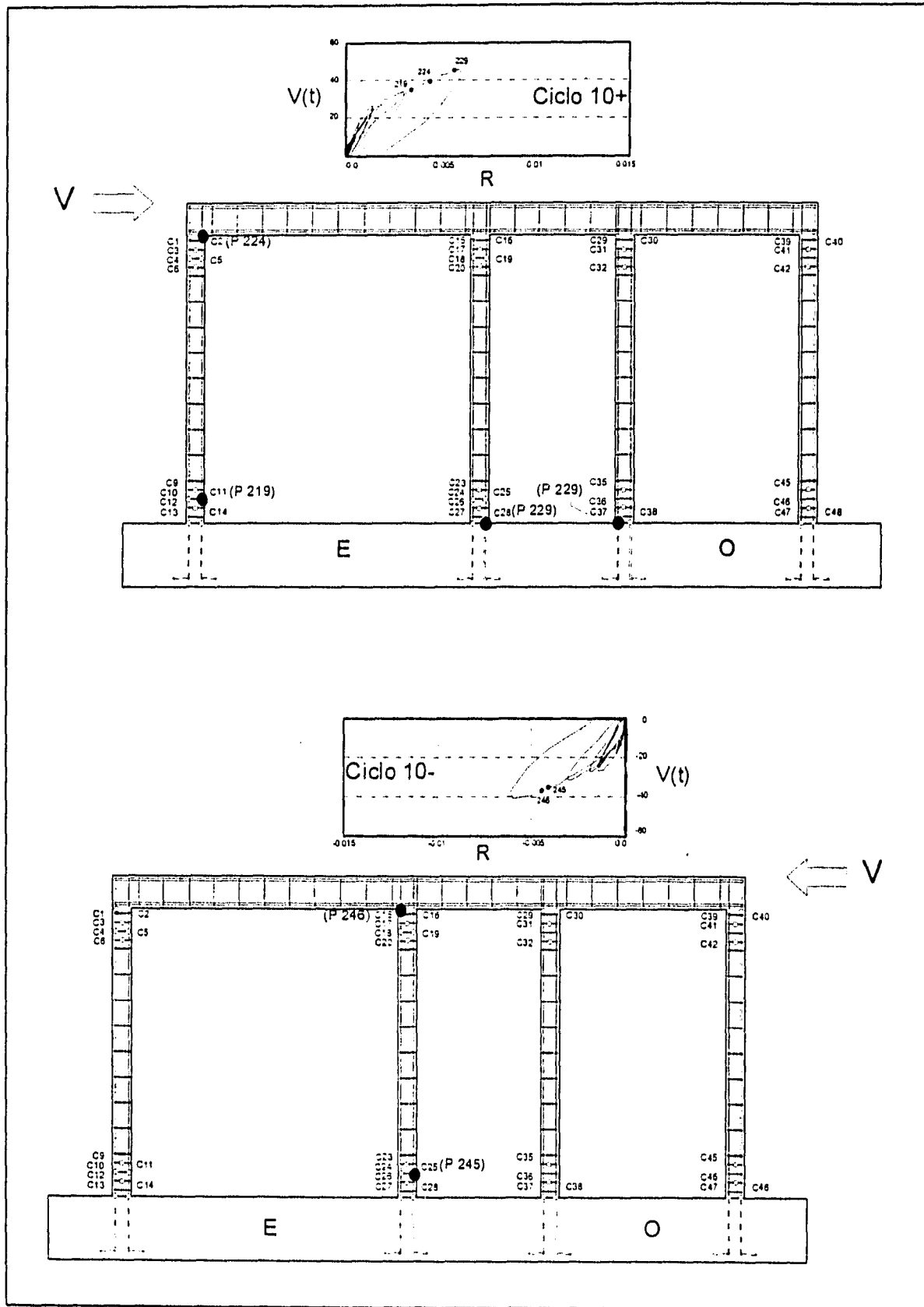


Fig. 3.23 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (cont.)



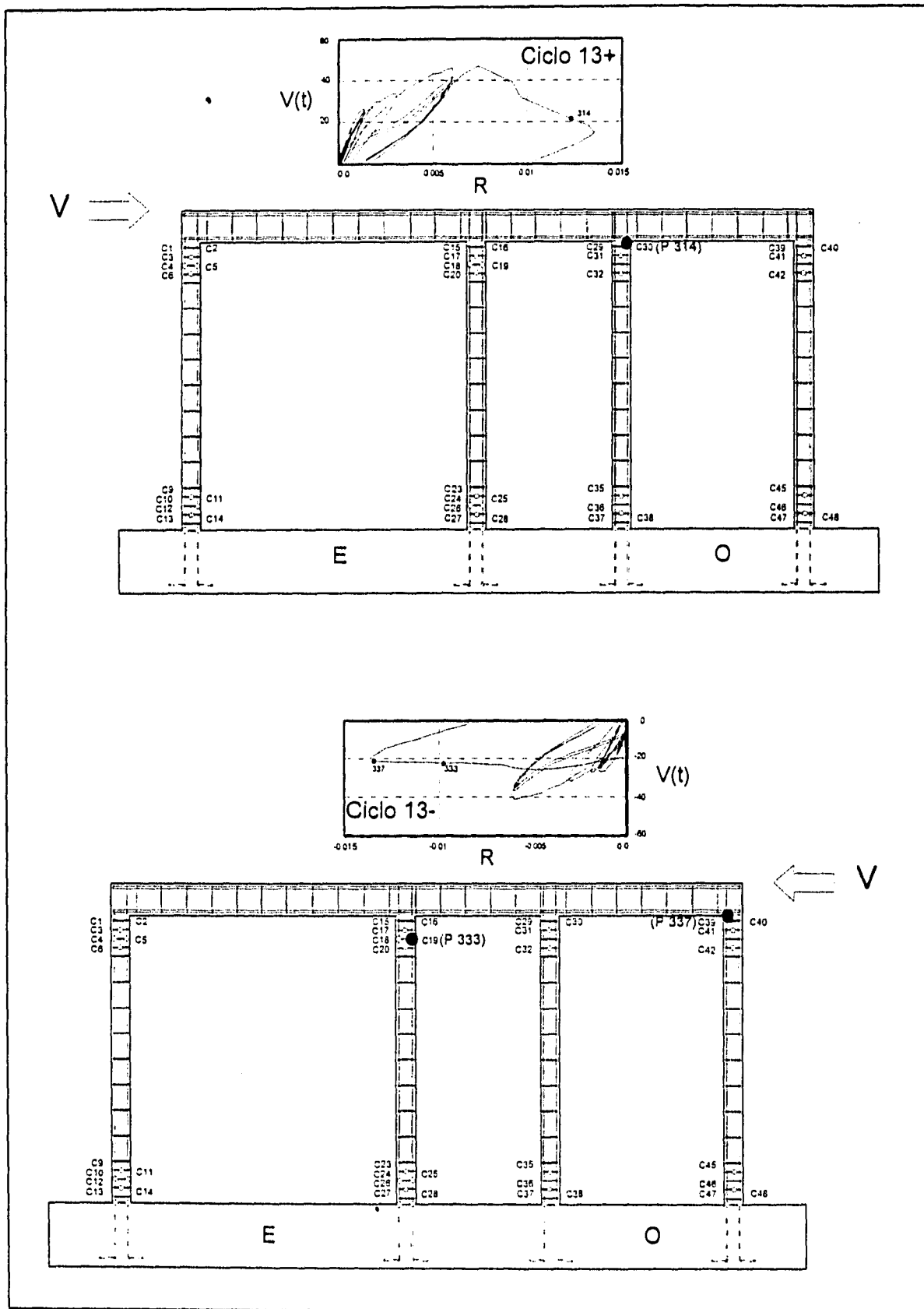


Fig. 3.23 Secuencia de Fluencia del Refuerzo en Castillos (cont.)

posición C10 (extremo inferior izquierdo del tablero Este). En el paso siguiente ocurrió la segunda fluencia, en la posición C13. A diferencia de lo observado en WBW y WBW-E, la plastificación del refuerzo longitudinal en WBW-B ocurrió por flexión. En efecto, la fluencia se registró en el costado a tensión durante carga positiva. La fluencia de la varilla en las posiciones C10 y C13 sugiere que la extensión de plasticidad fue de 16 cm, aproximadamente. En este ciclo se observó un redondeo en los lazos cortante-distorsión y una reducción considerable de la rigidez al finalizar el ciclo 9 (ver Fig 2.27).

Para el ciclo 10+ (a 0.6% de distorsión y una carga lateral igual a 46.05 t, 452 kN) se observó la fluencia de cuatro deformímetros en el acero longitudinal, dos de las cuales se registraron en el desplante de los castillos centrales sobre la viga de cimentación (posiciones C28 y C37). Estas deformaciones ocurrieron en el mismo paso de carga, una vez que los muros presentaron un agrietamiento inclinado considerable y que la propagación de las grietas llegó a estos elementos. La plastificación en C28 se explica por deformaciones por corte, mientras que en C37 se debe a flexión. La fluencia se registró también en las posiciones C02 y C11. Con la fluencia en el deformímetro en la posición C11 se puede corroborar que aunque el daño no fue visible en los castillos exteriores, por la posición de las mochetas, sí es de suponerse la presencia de un agrietamiento considerable en dichos elementos para ambos tableros. Al finalizar el ciclo 10- se acentuó el daño en los extremos de los castillos, lo que originó dos nuevas plastificaciones en las posiciones C25 y C15 la primera por efectos de flexión y la segunda por corte.

En el transcurso de los ciclos 11 y 12 no se observó ninguna plastificación adicional en el acero longitudinal de los castillos. Durante el ciclo 13+, a 1.2% de distorsión, se llegó al máximo valor de carga aplicada, 47.4 t (465 kN). En este semiciclo se registró la fluencia en la posición C30. Este fenómeno se debió a la severa penetración de la grieta diagonal principal en el extremo del castillo y, por ende, a la clara formación del mecanismo cinemático de giro de los bloques de mampostería. Al finalizar el ciclo 13- se presentaron las últimas fluencias en los castillos (posiciones C19 y C39) asociado al mismo comportamiento descrito para el semiciclo positivo. Es interesante destacar que todas las fluencias se presentaron en los extremos de los castillos en donde cinco estribos se colocaron a cada 7cm.

Un rasgo especial en el registro de las curvas de deformación de los transductores C37, C47 y C48, todos ubicados en la base del tablero Este (Figs. 3.24.a, 3.24.b y 3.24.c), fue la de presentar un cambio de pendiente al llegar a las 12 t de carga, para deformaciones de tensión. El comportamiento en la base del tablero Oeste, con relación de aspecto de 1.5, sugiere que a partir de esta carga se rebasa la carga de agrietamiento de la sección del modelo. Por tanto la rigidez del muro disminuyó por un trabajo diferente de los materiales que componen la sección, ya que al abrirse la grieta, la contribución del concreto a la rigidez disminuye. Este fenómeno provocó una interacción diferente del tablero Oeste con respecto del tablero cuadrado. Tal interacción se reflejó en el deformímetro de la posición C03 del muro Este, el cual describe un comportamiento semejante a los presentados para la base del tablero rectangular.

Por otro lado, excepto en las posiciones C23, C26, C36, y C46, los estribos de los castillos presentaron un comportamiento elástico en todas las posiciones instrumentadas. La plastificación de los estribos se registró en los castillos interiores del modelo en el ciclo 13 y está asociada a la alta concentración de daño en los extremos de estos elementos (penetración de grietas y degradación de los materiales). Esto indica la efectividad del refuerzo lateral para resistir cortante y controlar el daño en los extremos de los castillos. Las máximas deformaciones medidas fueron ligeramente superiores al 50% de la deformación nominal de fluencia.

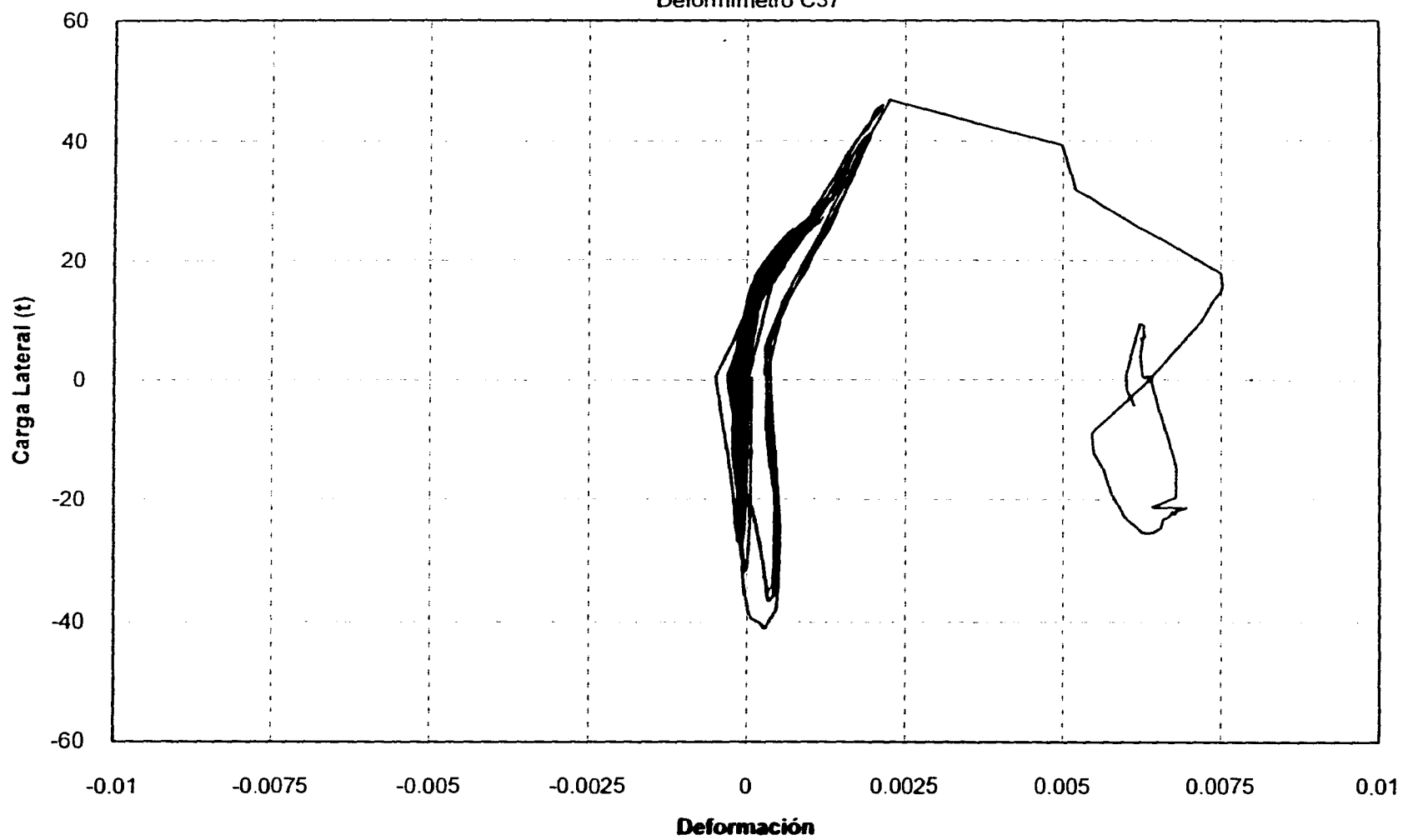
### **3.5.2 Dala**

En la Fig. 3.25 se presenta la instrumentación del acero de refuerzo en la dala. Esta instrumentación varió con respecto al modelo de control en cuanto a que no sólo se instrumentó la zona de la dala al paño con los castillos centrales, sino que se colocaron dos deformímetros adicionales sobre el acero longitudinal (posiciones D11 y D12) para evaluar la variación de las deformaciones sobre las varillas.

El acero de refuerzo longitudinal de la dala presentó, en todos los deformímetros instalados, un comportamiento elástico durante la prueba. Las lecturas en los deformímetros

**Modelo WBW-B**

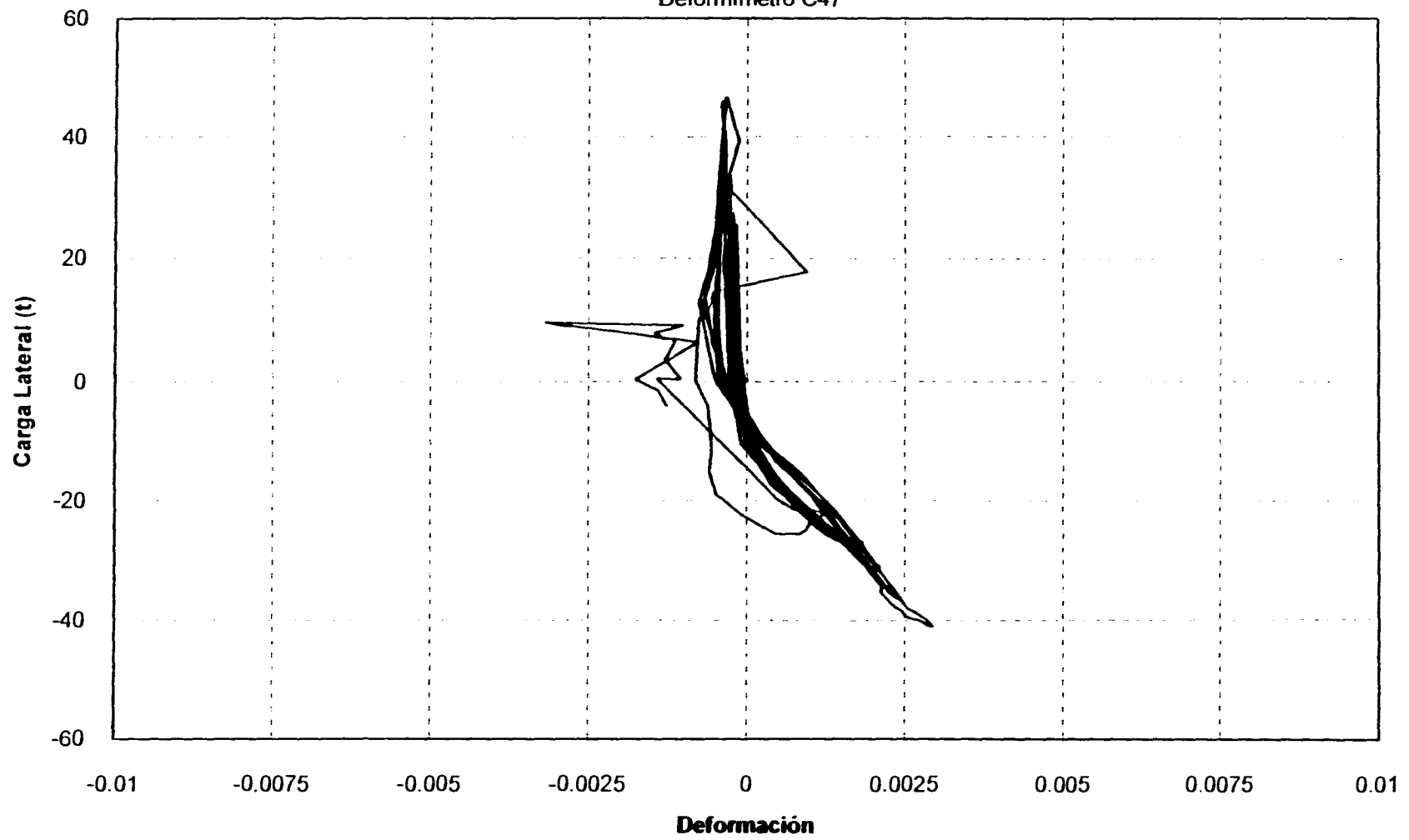
Deformímetro C37



**Fig. 3.24.a Deformación de Fluencia Posición C37**

**Modelo WBW-B**

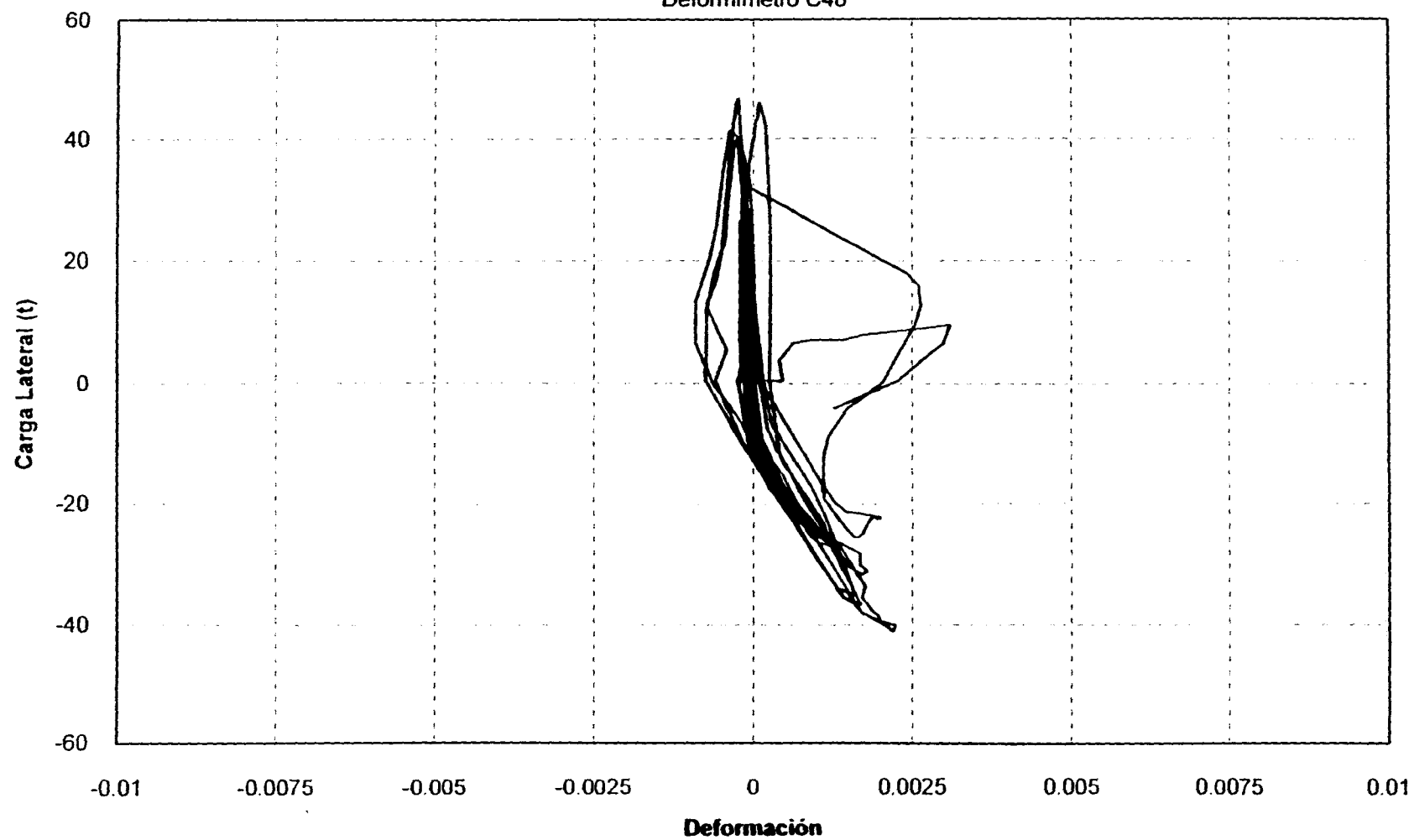
Deformímetro C47



**Fig. 3.24.b Deformación de Fluencia Posición C47**

**Modelo WBW-B**

Deformímetro C48



**Fig. 3.24.c Deformación de Fluencia Posición C48**

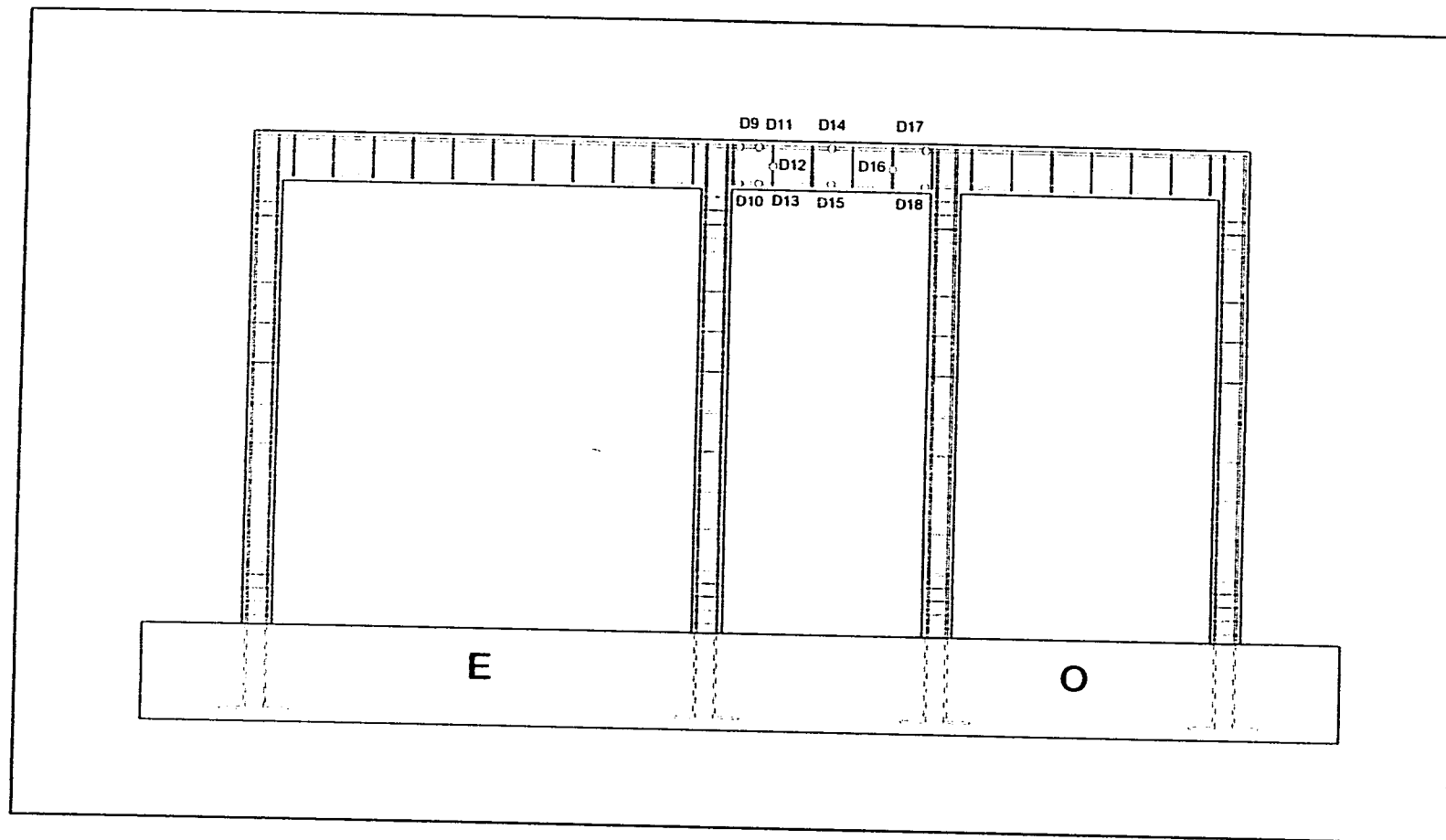


Fig. 3.25 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Dala

adicionales (D11 y D12) apoyan la observación de que las mayores deformaciones se presentaron en los nudos del acoplamiento en la zona del lecho inferior de la dala, con deformaciones máximas medidas del 80% de la deformación nominal de fluencia.

Comparando las curvas obtenidas de los deformímetros en las posiciones D09 y D17 (Figs. 3.26.a y 3.26.b), se demuestra que, en semiciclos positivos, el tablero Oeste experimentó mayores deformaciones en el nudo con el acoplamiento; lo anterior es resultado de un mayor trabajo del muro por efectos de flexión (ver Sección 2.5 Rotaciones del Capítulo II). Con respecto al comportamiento del acoplamiento es clara la flexión en doble curvatura del sistema dala-losa (Figs. 3.27.a y 3.27.b). Sin embargo, la flexión del acoplamiento no fue tan simétrica como en WBW y WBW-E, ya que el nudo del muro Este presentó menores rotaciones en comparación con el tablero rectangular. Se puede decir entonces, que el comportamiento por flexión del tablero Este no fue significativo, como lo fue el del tablero Oeste.

Las deformaciones observadas en el refuerzo transversal de la dala mostraron el comportamiento de trabajo esperado para estribos, que es el de trabajar siempre a tensión (Fig. 3.28). Los estribos alcanzaron deformaciones máximas cercanas al 30% de la deformación de fluencia.

### 3.5.3 Losa

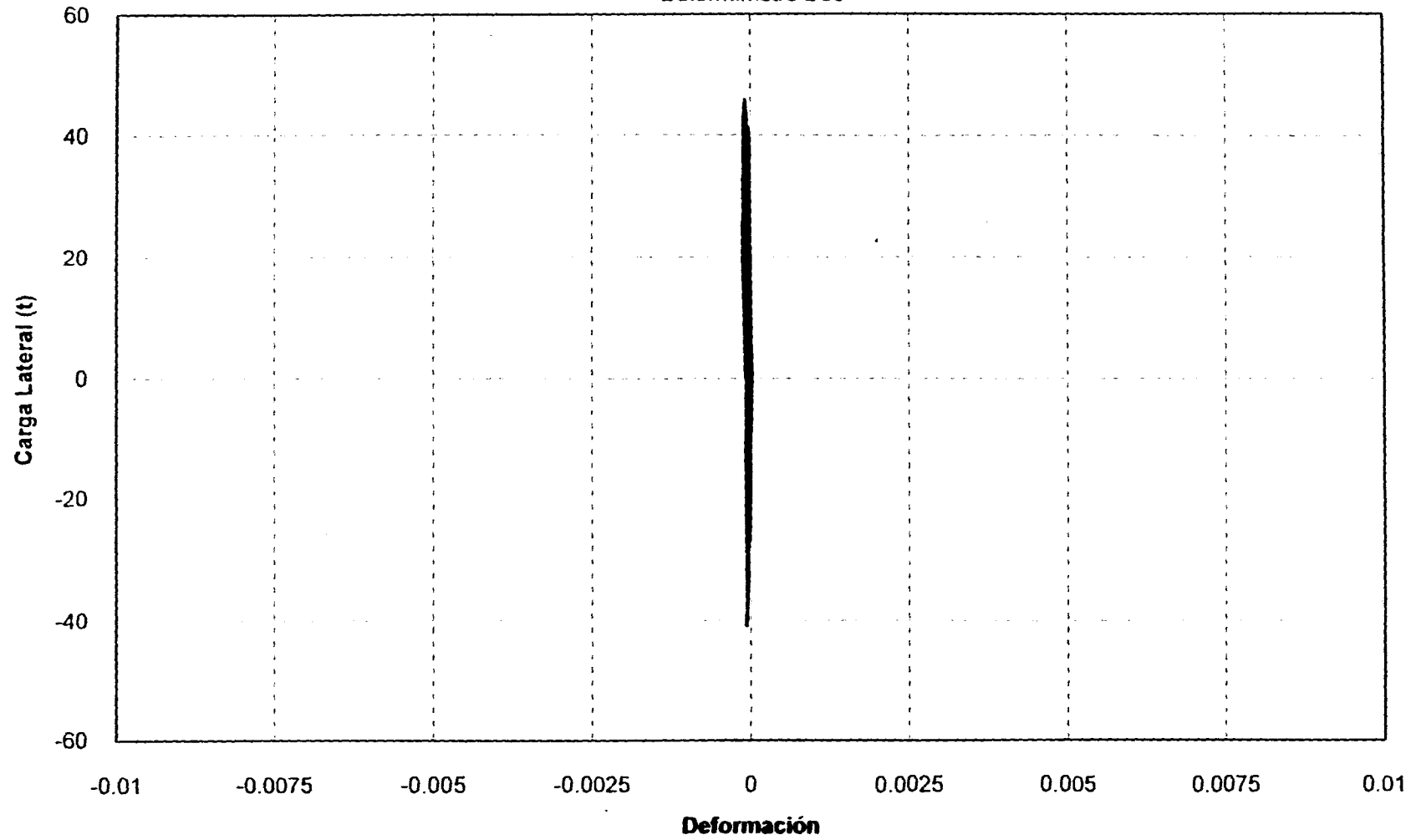
De manera consistente con WBW-E, la losa de WBW-B se instrumentó en la región del acoplamiento justo en los paños interiores del nudo dala-castillo (Fig. 3.29).

Durante el ensaye, el acero de refuerzo instrumentado experimentó deformaciones contenidas en el intervalo elástico. Las deformaciones máximas fueron cercanas al 50% de la deformación de fluencia. La magnitud de las deformaciones fue consistente con el agrietamiento registrado en la losa (ver Capítulo II).



**Modelo WBW-B**

Deformímetro D09



**Fig. 3.26.a Deformación en Dala Posición D09**

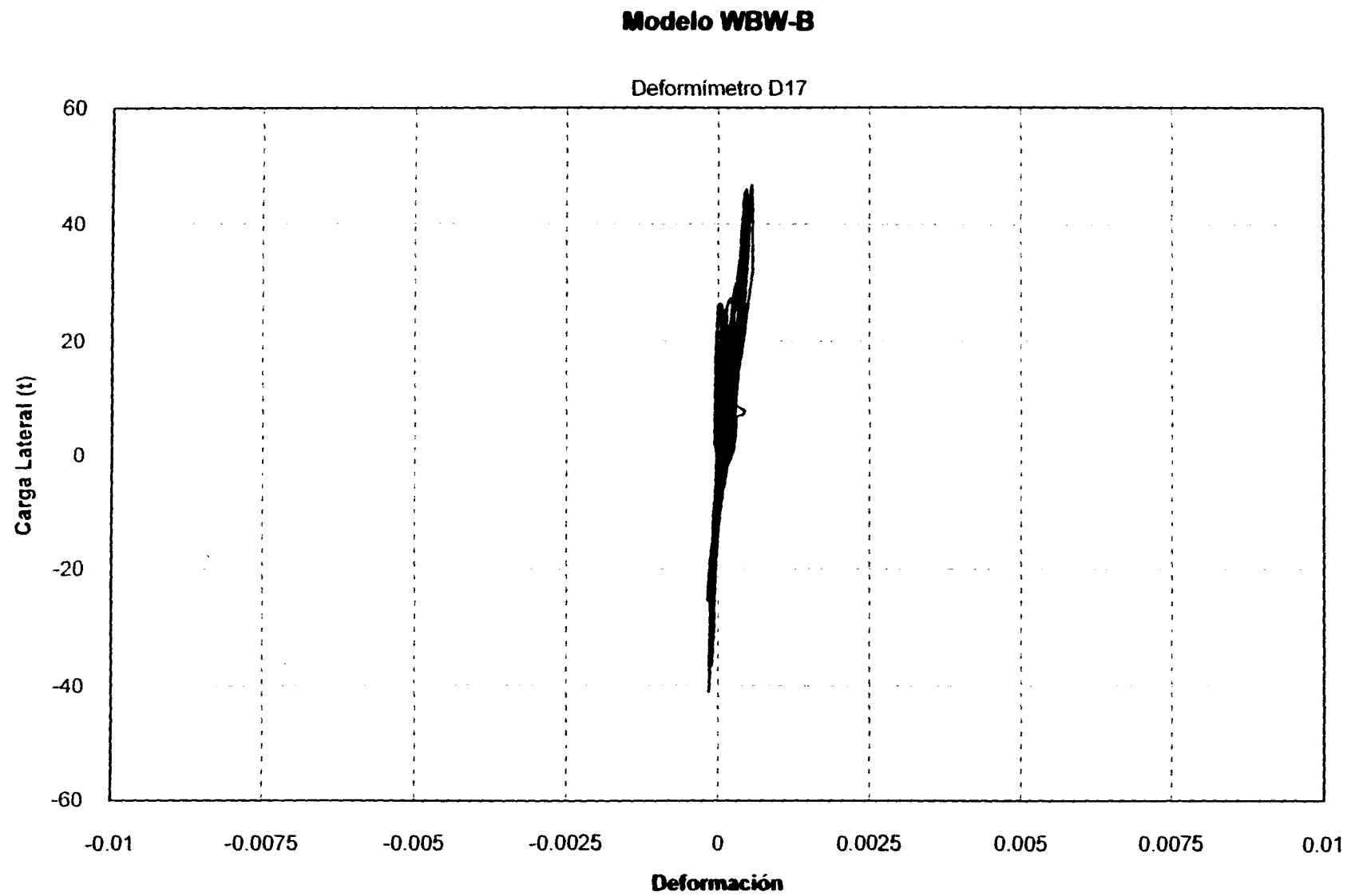


Fig. 3.26.b Deformación en Dala Posición D17

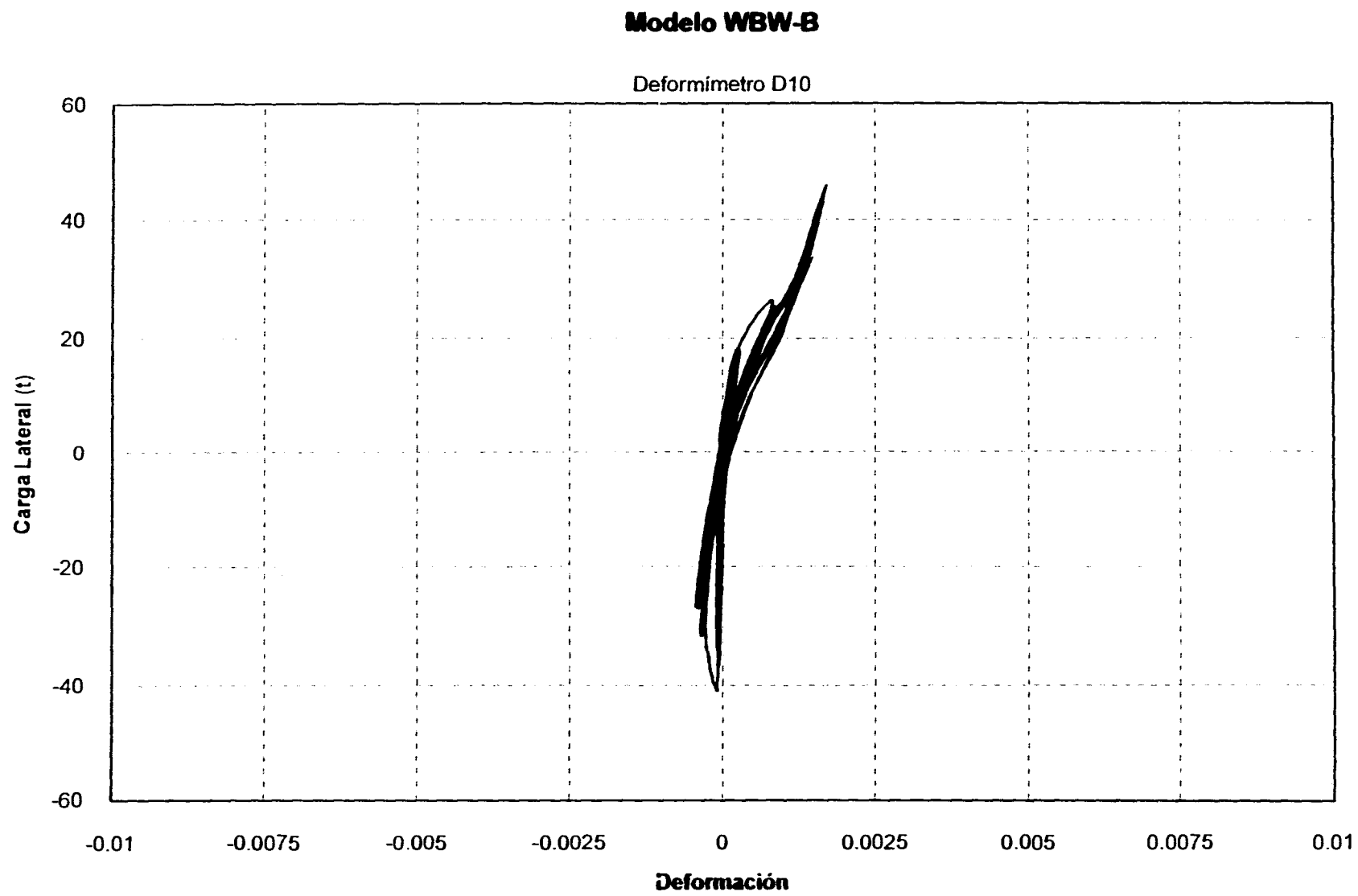


Fig. 3.27.a Deformación en Dala Posición D10

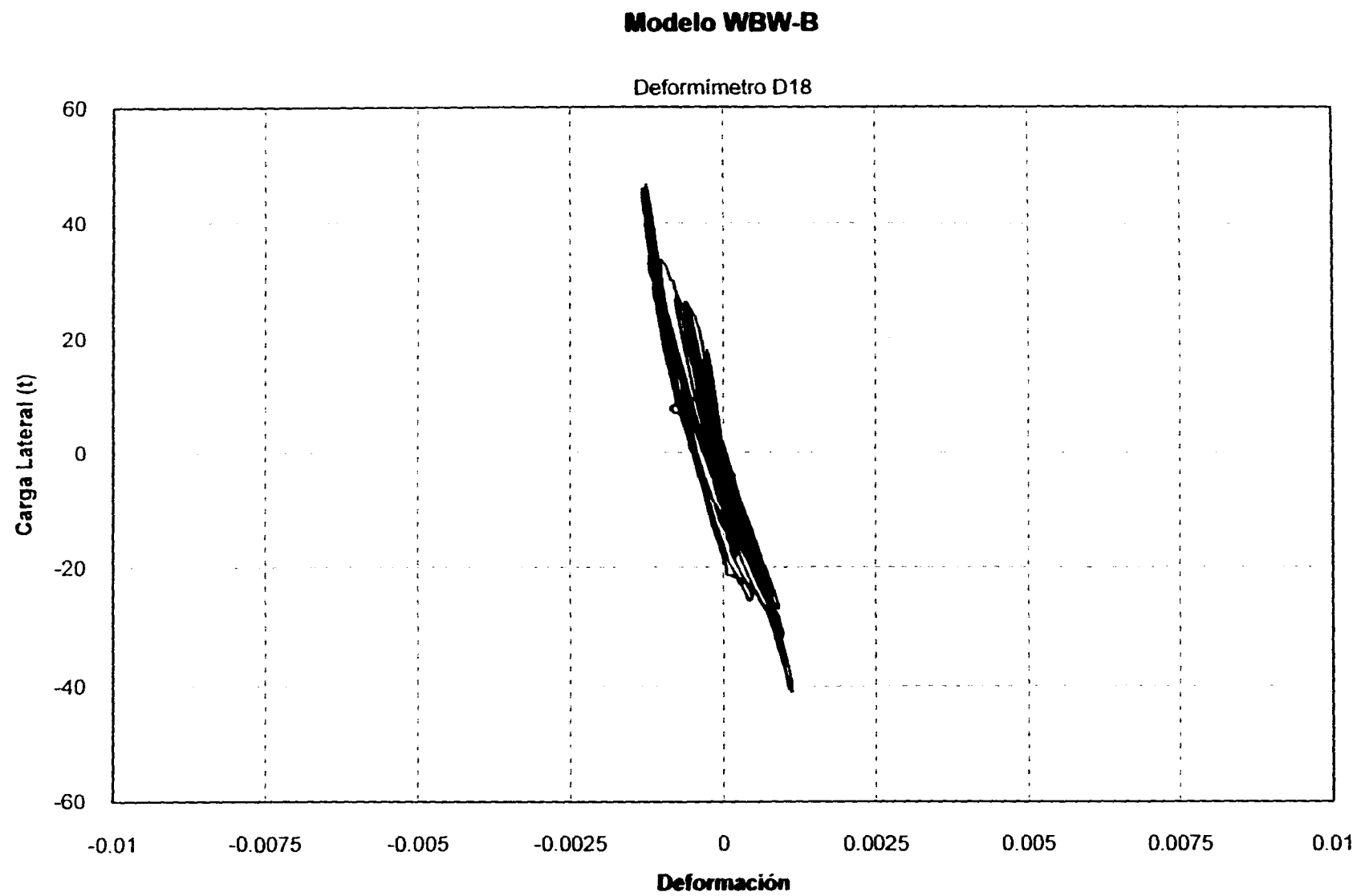


Fig. 3.27.b Deformación en Dala Posición D18

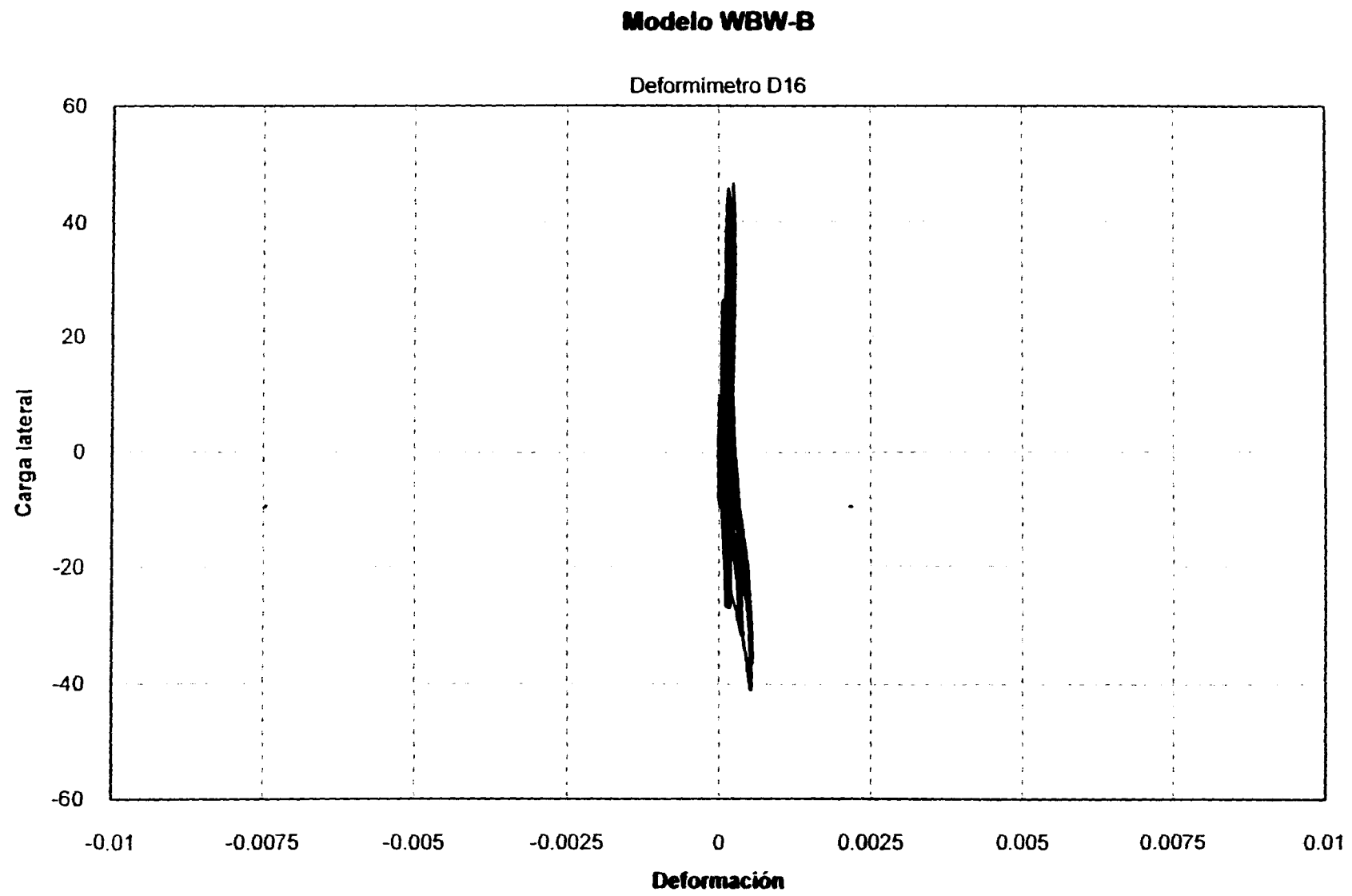


Fig. 3.28 Deformaciones de Tensión en el Refuerzo Transversal de la Dala

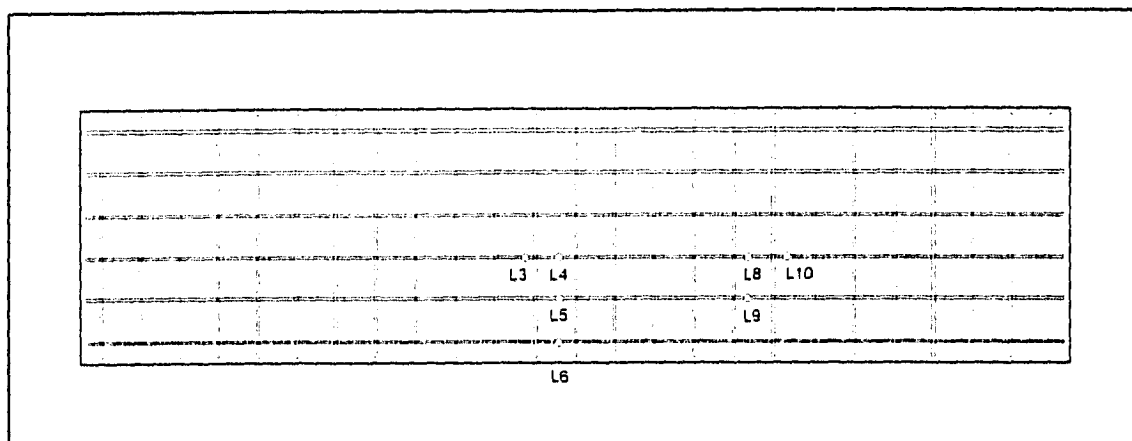


Fig. 3.29 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo de la Losa

En forma similar al registro de deformaciones en la dala, se compararon los transductores L04 y L08 (Figs. 3.30.a y 3.30.b). Con esta gráfica se refuerza el fenómeno descrito para los nudos del acoplamiento con los muros, que indica una mayor rotación del nudo en el muro Oeste y por tanto, mayores deformaciones por flexión (ver Rotaciones en la sección 2.5).

### 3.5.4 Tableros

Los tableros de WBW-B se instrumentaron según la Fig. 3.31. En los muros se colocaron dos alambres corrugados de 3.97 mm de diámetro a cada tres hiladas a partir de la primera, cumpliendo con los porcentajes de acero establecidas en la Ref. 2. Los deformímetros del tablero Este se colocaron en las posiciones que se sitúan a lo largo de la diagonal principal en ambas direcciones. Además, el refuerzo horizontal colocado a la mitad de la altura se instrumentó en toda su longitud con cinco deformímetros. En el tablero Oeste se colocaron cinco deformímetros en total.

En la Fig. 3.32 se muestra la secuencia de plastificación del refuerzo horizontal. Las primeras deformaciones plásticas se registraron en el ciclo 9- en el tablero Este; la primera se presentó en una zona que no correspondió a la ubicación de la grieta diagonal principal

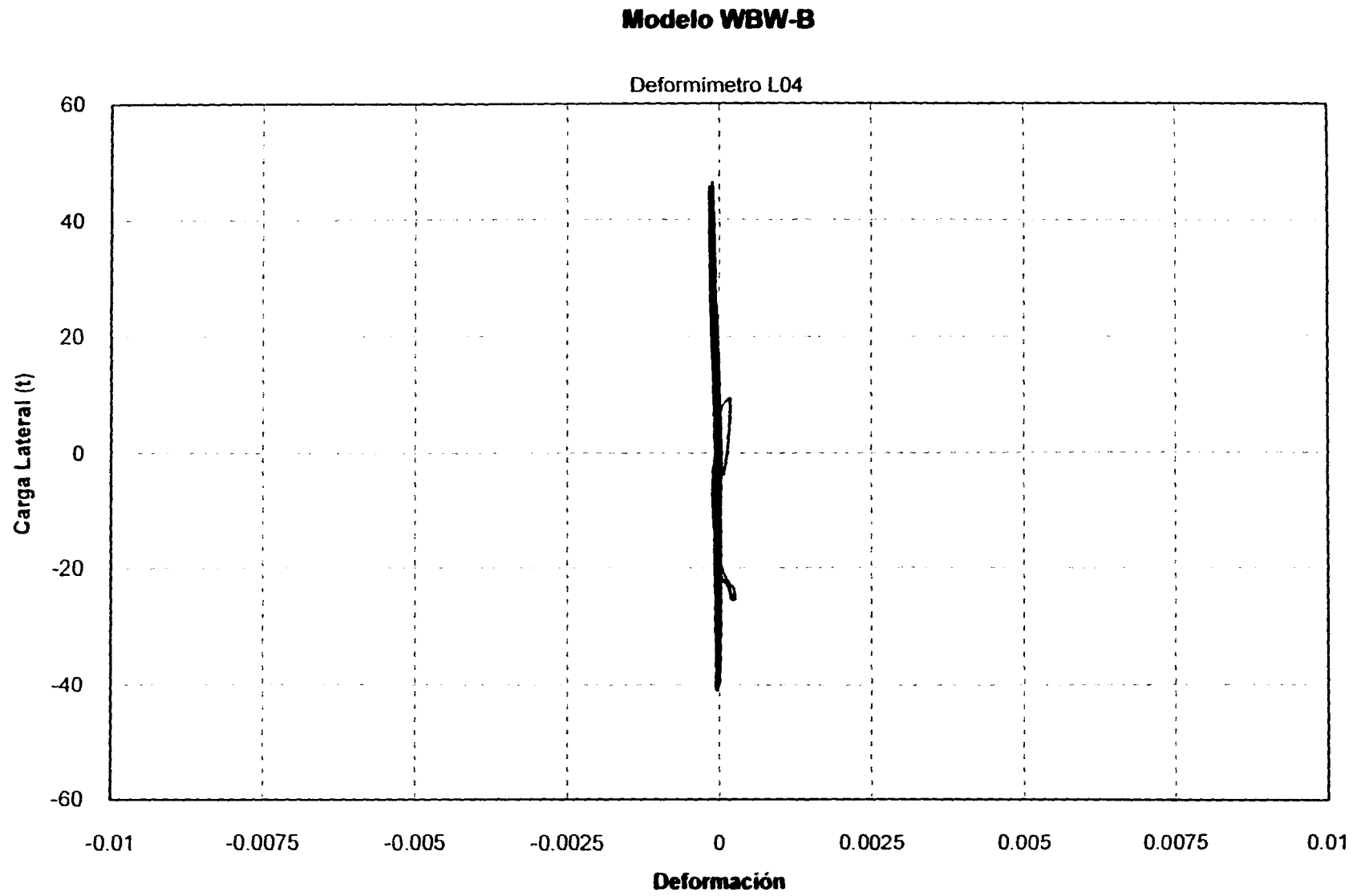


Fig. 3.30.a Deformación en Losa Posición L04

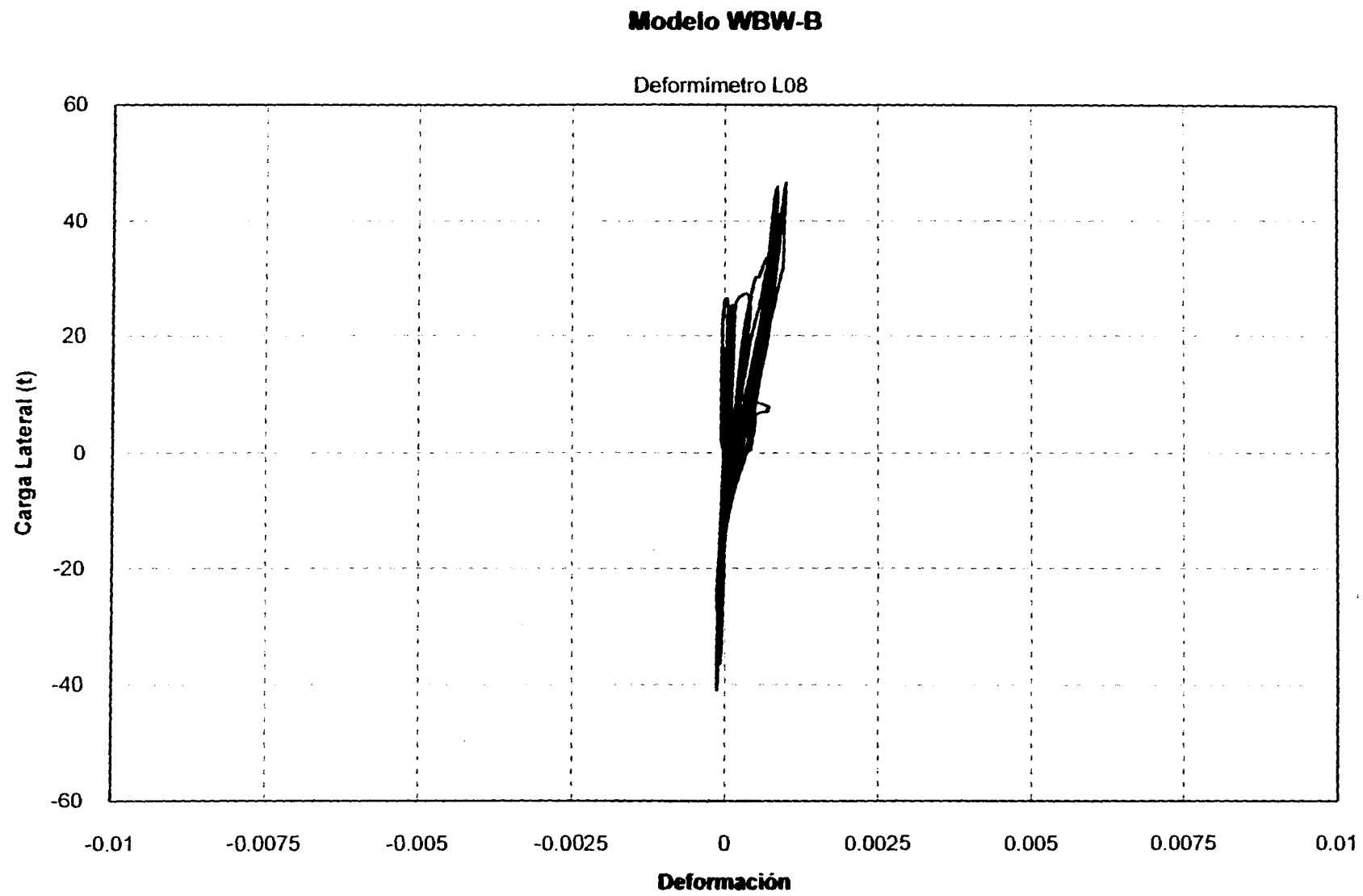


Fig. 3.30.b Deformación en Losa posición L08



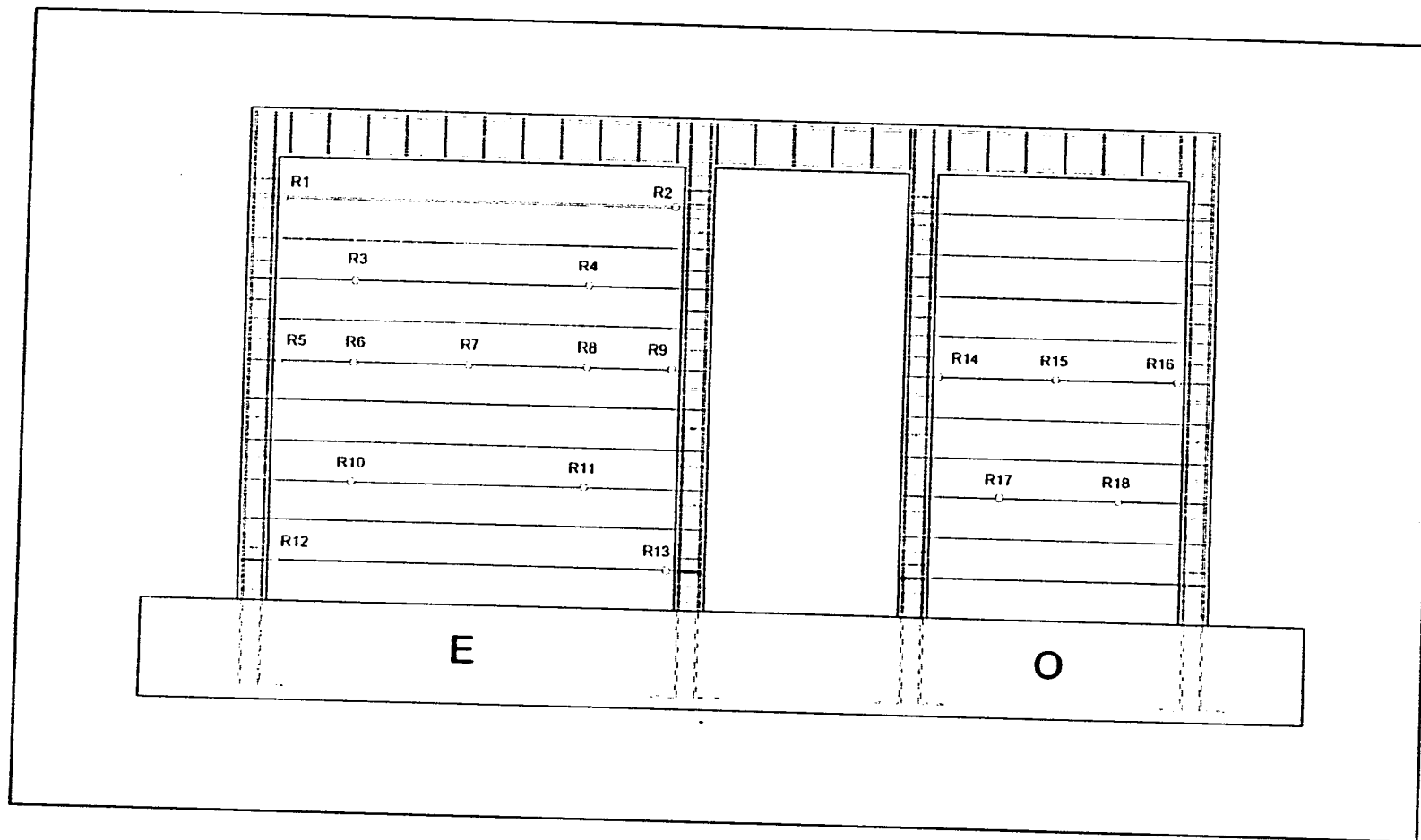


Fig. 3.31 Localización de los Deformímetros en el Refuerzo Horizontal (Modelo WBW-B)

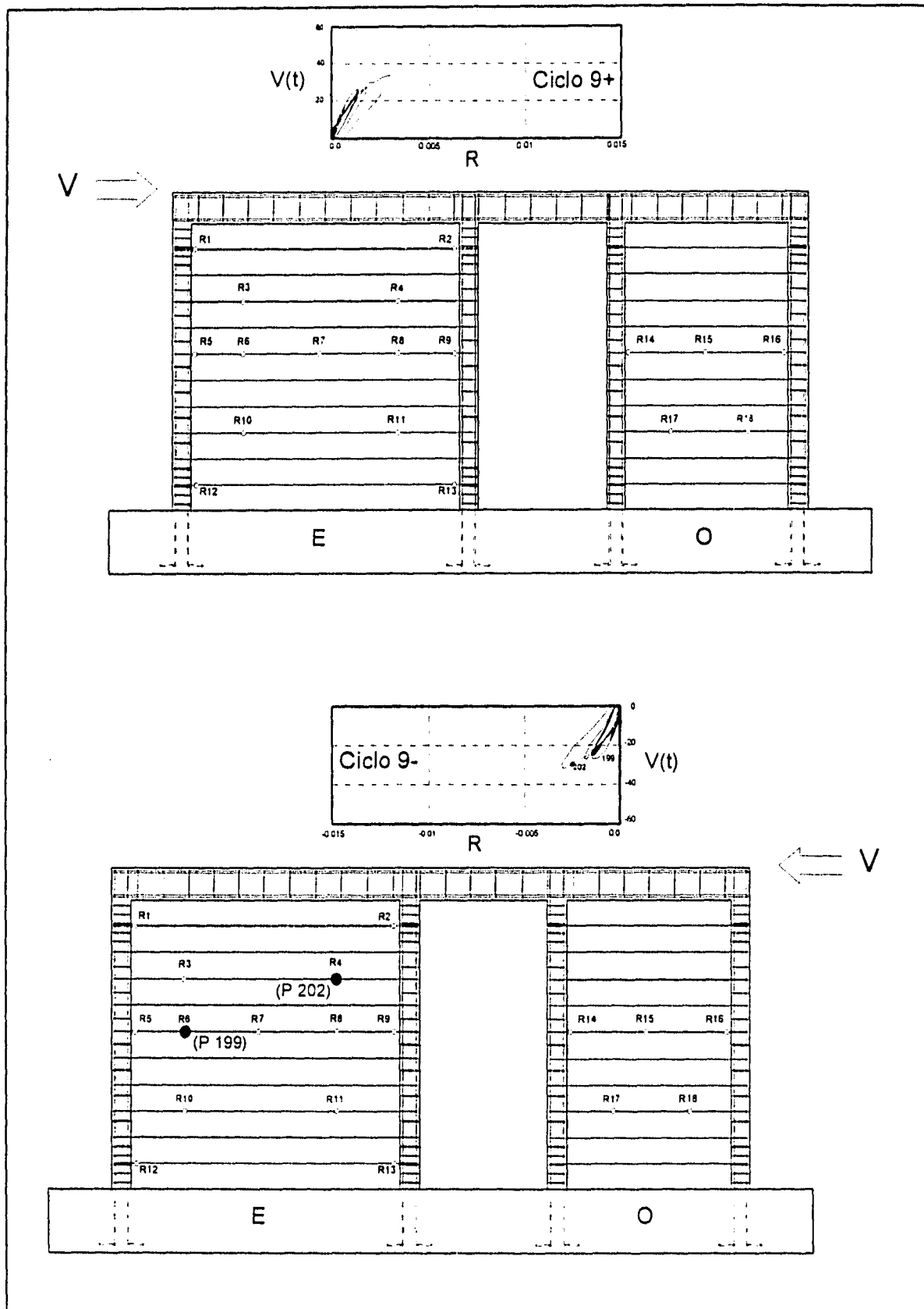


Fig. 3.32 Secuencia de Fluencia del Refuerzo Horizontal

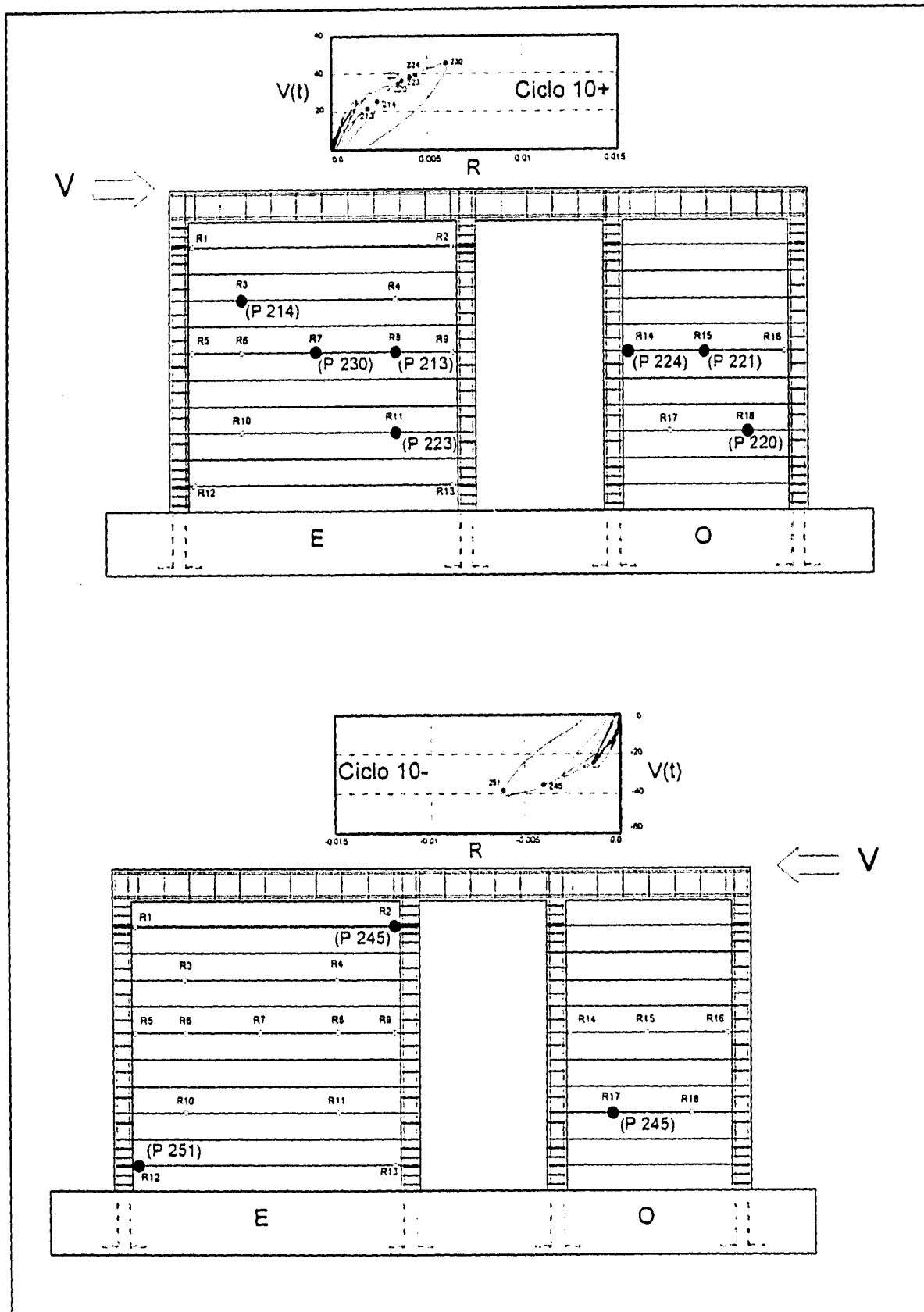


Fig. 3.32 Secuencia de Fluencia del Refuerzo Horizontal (cont.)

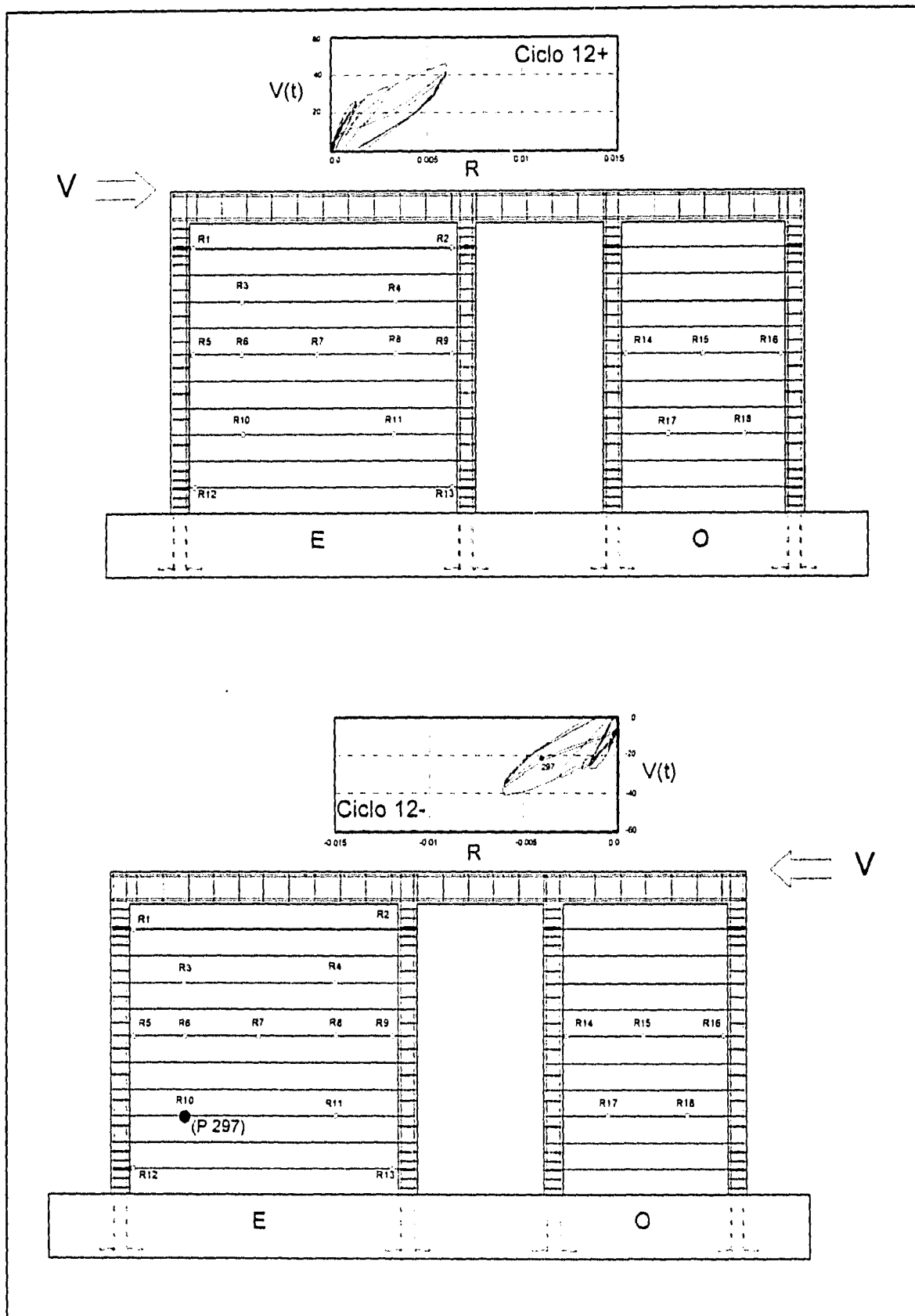


Fig. 3.32 Secuencia de Fluencia del Refuerzo Horizontal (cont.)

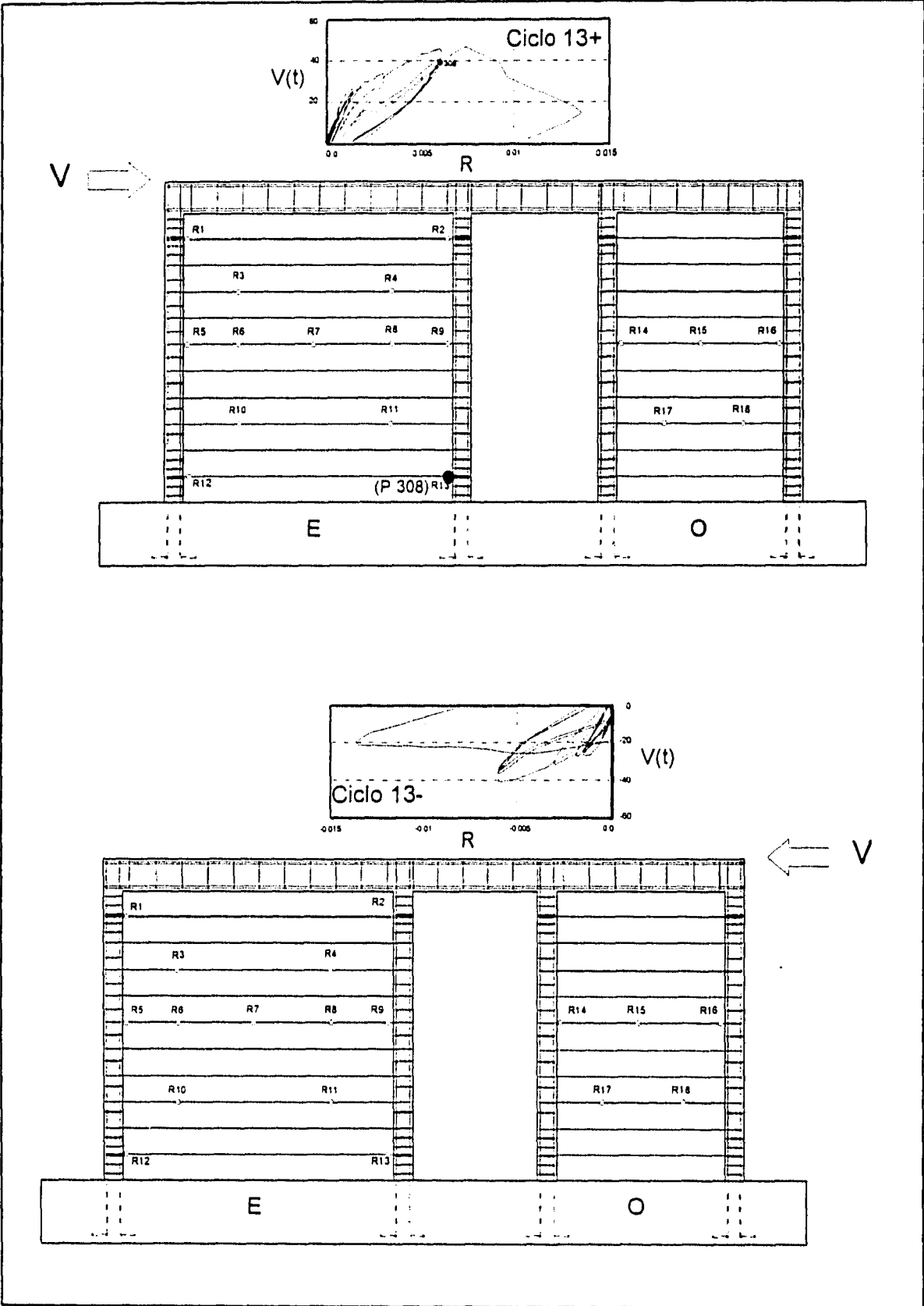


Fig. 3.32 Secuencia de Fluencia del Refuerzo Horizontal (cont.)

(posición R06). La plastificación se asocia a una más amplia distribución del agrietamiento en los tableros de mampostería que fue una característica del comportamiento del modelo WBW-B. La segunda plasticidad se observó en la posición R04, sobre la diagonal principal, cuando el tablero Este comenzó a exhibir un rápido agrietamiento inclinado.

En el ciclo 10+ se obtuvo la mayor serie de deformímetros que registraron deformaciones plásticas, en siete de las 18 posiciones instrumentadas. Para esta serie la plasticidad en ambos tableros se presentó en la dirección de la grieta diagonal principal, consecuencia del gran daño que mostró el modelo en este ciclo. Cabe mencionar que en esta etapa de la prueba el modelo presentó una gran disipación de energía y una reducción considerable de la rigidez (ver Capítulo IV). Durante la aplicación del ciclo 10- se registraron deformaciones plásticas en las posiciones R02, R12 y R17. Esto estuvo asociado al inicio de la penetración del agrietamiento en los extremos de los castillos y a la fluencia del acero longitudinal de los mismos por efectos de corte.

A partir del ciclo 11, y hasta el 12, el modelo no registró deformaciones plásticas adicionales. Al finalizar el ensaye en el ciclo 13+ durante el cual se alcanzó la resistencia de WBW-B, se presentaron las dos últimas plastificaciones en el refuerzo horizontal (posiciones R10 y R13). Estas son el resultado de una alta concentración de daño (aplastamiento de piezas, grietas anchas y desconchamiento del concreto de los castillos) en el tablero Este y el cizallamiento de los castillos en su extremo inferior (ver Fig. 2.23, Capítulo II). En la Fig. 3.33 se presenta la variación de las deformaciones del refuerzo horizontal en la altura media del tablero Este. Las deformaciones fueron muy pequeñas hasta el ciclo 10 inclusive. Para los ciclos 12 y 14 las deformaciones a tensión aumentaron conforme el mayor agrietamiento inclinado en los tableros.

De manera análoga a WBW-E, se calcularon los esfuerzos de adherencia del refuerzo horizontal. En la Fig. 3.34 se presenta la variación de dichos esfuerzos durante el ensaye. En la gráfica se observa un incremento gradual en la adherencia a partir de que la prueba es controlada por desplazamiento (ciclo 6), hasta llegar a un máximo cuando el modelo es sometido a una distorsión del 0.6% (ciclo 10). En los ciclos siguientes los esfuerzos de

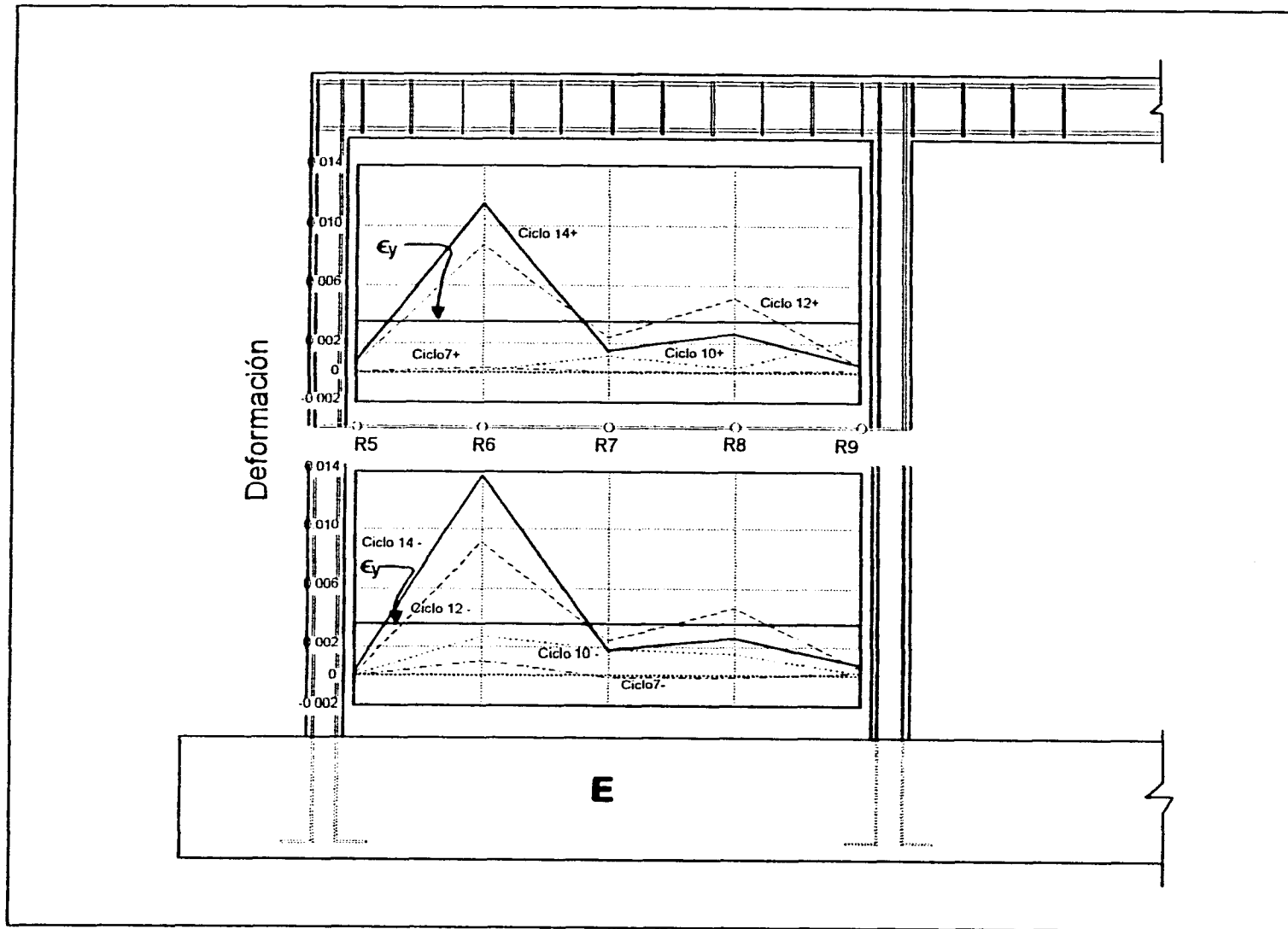
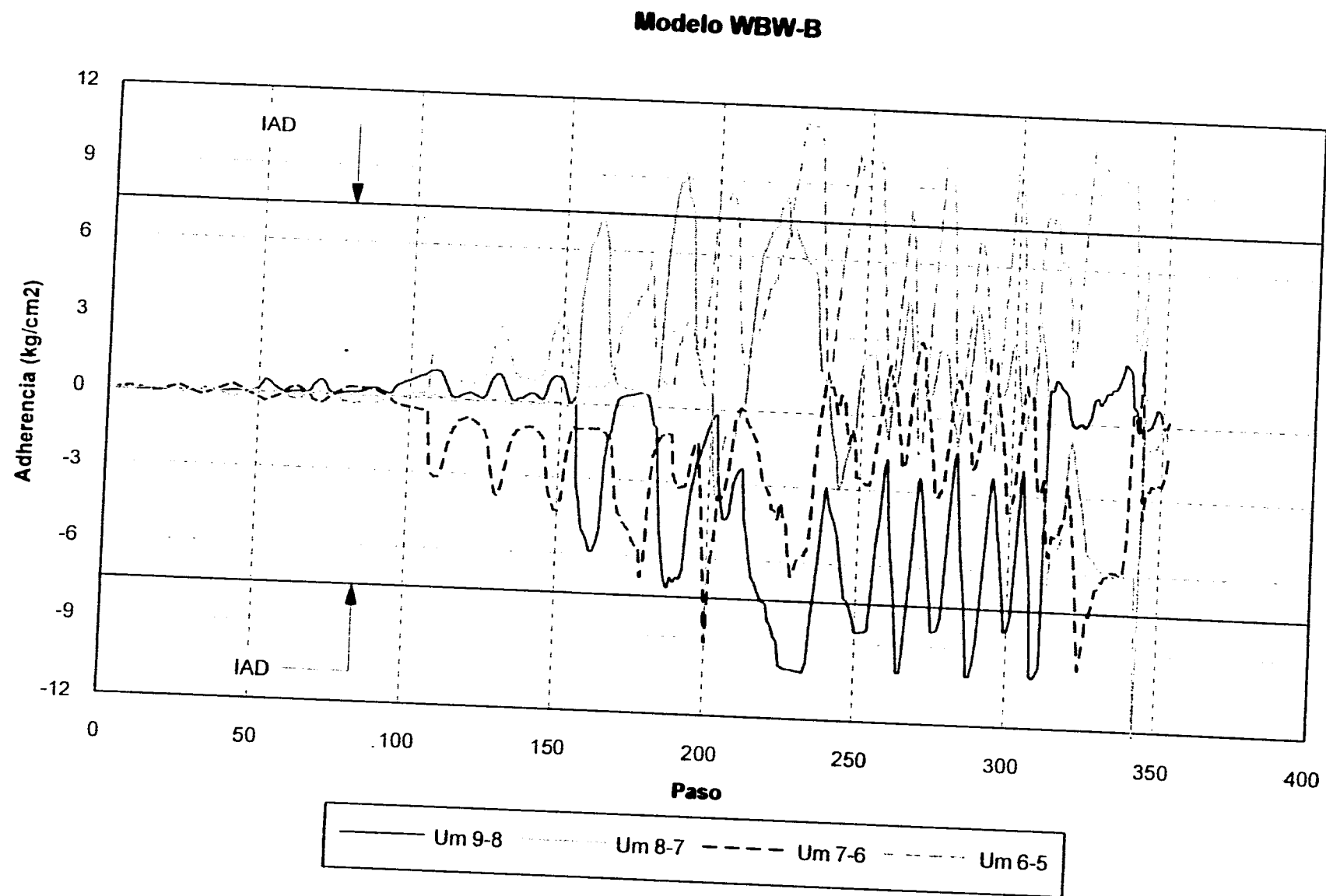


Fig. 3.33 Deformación del Refuerzo Horizontal en el Tablero Este del Modelo WBW-B



**Fig. 3.34 Variación de los Esfuerzos de Adherencia en el Refuerzo Horizontal Central**



adherencia presentan valores menores y solamente en el ciclo 13 se presenta un incremento en los esfuerzos semejante al ocurrido en el ciclo 10. En el caso de **WBW-B** el Índice de Adherencia de Diseño ( $IAD_B = 7.6 \text{ kg/cm}^2$  equivalente a  $0,75 \text{ MPa}$ ) fue superado a partir de que el modelo fue sometido a una distorsión del 0.6%. Sin embargo, no se registró deterioro alguno en el anclaje de los alambres en el castillo, de manera que el refuerzo fue efectivo para resistir la carga lateral.

### **3.5.5 Comparación entre WBW-E y WBW-B**

Comparando las deformaciones registradas en el refuerzo horizontal se observa que **WBW-B** tuvo, en general, mayores deformaciones para los mismos transductores que **WBW-E**. Esto coincide con un mayor número de grietas por flexión, en particular para el tablero Oeste, además de una mejor distribución del agrietamiento inclinado en los tableros de mampostería de **WBW-B**. El incremento de las deformaciones de los alambres horizontales derivó en una mayor resistencia y capacidad de deformación ante cargas laterales.

## CAPITULO IV

### ANALISIS DE RESULTADOS

#### 4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta un análisis de la información obtenida en el ensaye de los tres modelos. Se incluye una evaluación de la eficiencia del refuerzo horizontal y su efecto en la resistencia, un estudio de la rigidez (teórica, equivalente y de ciclo), y un análisis de la energía disipada, del amortiguamiento viscoso y de la capacidad de deformación de los modelos.

#### 4.2 EFICIENCIA DEL REFUERZO HORIZONTAL

De acuerdo con la Ref. 2 (Capítulo II), para el diseño de muros de mampostería, la resistencia a fuerzas laterales podrá incrementarse en un 25% cuando se incluya refuerzo horizontal en los tableros. Para lograr esto, la cuantía de acero horizontal  $p_h$ , deberá ser igual o superior a la cuantía mínima señalada en la Ref.2. La cuantía mínima es la mayor de 0.0005

$$p_h = 0.0002 v' \left( 1 + 0.2 \frac{P}{v' A_T} \right) \frac{4200}{f_y} \quad (4.1)$$

donde

- $p_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal en el muro;
- $v'$  es el esfuerzo cortante de diseño, sobre área bruta;
- $P$  es la carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga;
- $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro; y
- $f_y$  es el esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo.

Las cuantías de WBW-E y WBW-B fueron iguales a 0.094% y 0.104%, respectivamente. Ambos valores fueron superiores a los mínimos de las normas (0.087% y 0.084%, para WBW-E y WBW-B).

El factor de incremento de la resistencia (igual a 1.25) considera, en realidad, el aumento en la capacidad de deformación observado en muros de mampostería con refuerzo horizontal. Para diseño, este incremento en la ductilidad del elemento se traduciría en un mayor factor de comportamiento sísmico  $Q$ . Sin embargo, para evitar el uso de un factor  $Q$  igual a 2.0 para muros sin refuerzo, e igual a 2.5 para muros con acero horizontal, y no crear confusión, se decidió aumentar la resistencia nominal para muros reforzados (Ref. 14). Sin embargo, el empleo de un factor de incremento de resistencia oculta el fenómeno observado en los experimentos.

Para fines de diseño es conveniente conocer la eficiencia del refuerzo horizontal en el mecanismo resistente a cargas laterales. Como se indicó en el Capítulo II, la anchura de las grietas es diferente a lo largo de su longitud. Si se acepta que la deformación del refuerzo horizontal será función de la anchura de las grietas (suponiendo buena adherencia del acero con el mortero) entonces, las deformaciones de los alambres que atraviesan una grieta variarán a lo largo de ella. Así, las mayores deformaciones del acero horizontal ocurrirán en los sitios de mayor anchura; durante los ensayos de WBW-E y WBW-B a grandes distorsiones las mayores anchuras se registraron en el centro de los tableros. Por ende las deformaciones y los esfuerzos fueron máximos en esa zona. En suma, las magnitudes de las deformaciones máximas no serán uniformes en la altura del muro.

Sin embargo, en el diseño se supone que los esfuerzos en los alambres son constantes en la altura e iguales al esfuerzo nominal de fluencia del acero. Así, la contribución total del acero horizontal será directamente proporcional a la cuantía de acero, al esfuerzo nominal de fluencia y al área transversal del muro. Es decir

$$V_s = p_h f_y A_T \quad (4.2)$$

donde

- $V_s$  es la fuerza cortante resistida por el acero horizontal;
- $p_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal en el muro;
- $f_y$  es el esfuerzo de fluencia especificado en el acero de refuerzo; y
- $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro.

Para corregir la uniformidad supuesta en la distribución los esfuerzos, la Ec. 4.2 se debe afectar por un factor de eficiencia  $\eta$ . Este factor considerará la variación en las deformaciones (y esfuerzos) de los alambres en la altura del muro.

Para el cálculo de la eficiencia del refuerzo horizontal se emplearon los deformímetros ubicados en el acero de los tableros. El factor de eficiencia  $\eta$  se definió como

$$\eta = \frac{\Sigma P}{V_y} \quad (4.3)$$

donde

- $\eta$  es el factor de eficiencia del refuerzo horizontal;
- $\Sigma P$  es la sumatoria de las fuerzas resistidas por los alambres en el tablero; y
- $V_y$  es la fuerza cortante de "fluencia" del acero horizontal.

A su vez, la fuerza total resistida por el refuerzo horizontal se obtuvo a través de las lecturas registradas por los deformímetros, de acuerdo con la siguiente expresión

$$\Sigma P = 2a_s \Sigma f_{si} \quad (4.4)$$

donde

- $\Sigma P$  es la sumatoria de las fuerzas resistidas por los alambres en el tablero;
- $a_s$  es el área de la sección transversal de un alambre;
- $f_{si}$  es el esfuerzo a tensión resistido por el alambre y calculado a partir de las deformaciones  $\epsilon_i$  de los alambres y de las curvas idealizadas esfuerzo-deformación de la Fig. 3.2.

La fuerza  $V_y$  se calculó con la Ec. 4.2 suponiendo que los esfuerzos en el acero horizontal fueron iguales a los nominales de fluencia medidos de probetas a tensión monótona.

En la Tabla 4.1 se presentan los factores de eficiencia del refuerzo horizontal de los modelos WBW-E y WBW-B en ciclos a mismas distorsiones. Por las características de la instrumentación, sólo se presentan los factores para el muro Este.

Tabla 4.1 Factores de Eficiencia del Refuerzo Horizontal para el Muro Este

Modelo	Eficiencia del Refuerzo (%)		
	0.12% distorsión	0.3% distorsión	0.6% distorsión
WBW-E	30.9 (7+)	40.7 (10+)	-----
	2.7 (7-)	41.4 (10-)	-----
WBW-B	0.5 (7+)	25.9 (9+)	79.2 (11+)
	0.1 (7-)	36.9 (9-)	76.4 (11-)

----- No se estimó la contribución en el refuerzo por haberse fracturado.

( ) Número de ciclo.

Como se podía anticipar, la participación del refuerzo horizontal fue despreciable para ciclos anteriores al agrietamiento inclinado (ciclo7). La contribución del acero aumentó para los ciclos en los cuales se registró la plastificación (ciclos 10 y 9 para WBW-E y WBW-B). A partir de este momento, el daño estuvo dominado por deformaciones de corte. La máxima contribución de los alambres en WBW-E se alcanzó para 0.3% de distorsión y para 0.6% en WBW-B. El factor de eficiencia promedio para WBW-E fue igual a 41% y para WBW-B igual a 78%.

La resistencia de los especímenes WBW-E y WBW-B se estimó superponiendo la contribución de la mampostería y del refuerzo horizontal. De esta manera

$$V_n = V_m + V_s \quad (4.5)$$

donde

- $V_n$  es la resistencia nominal a carga lateral;
- $V_m$  es la contribución de la mampostería; y
- $V_s$  es la contribución del refuerzo horizontal a carga lateral.

Este enfoque es similar al adoptado para estimar la resistencia al corte de elementos de concreto armado (Ref. 4). Para  $V_m$  se utilizó la ecuación

$$V_m = (0.5v' + 0.3\sigma) A_T \quad (4.6)$$

y para  $V_s$  la Ec. 4.2 afectada por el factor de eficiencia  $\eta$ . Par WBW-E,  $\eta$  se tomó igual a 0.40 y para WBW-B igual a 0.70. Las resistencias calculadas con propiedades medidas de los materiales se han dibujado en la Fig. 4.1. De la figura se observa que la estimación de la resistencia es aceptable.

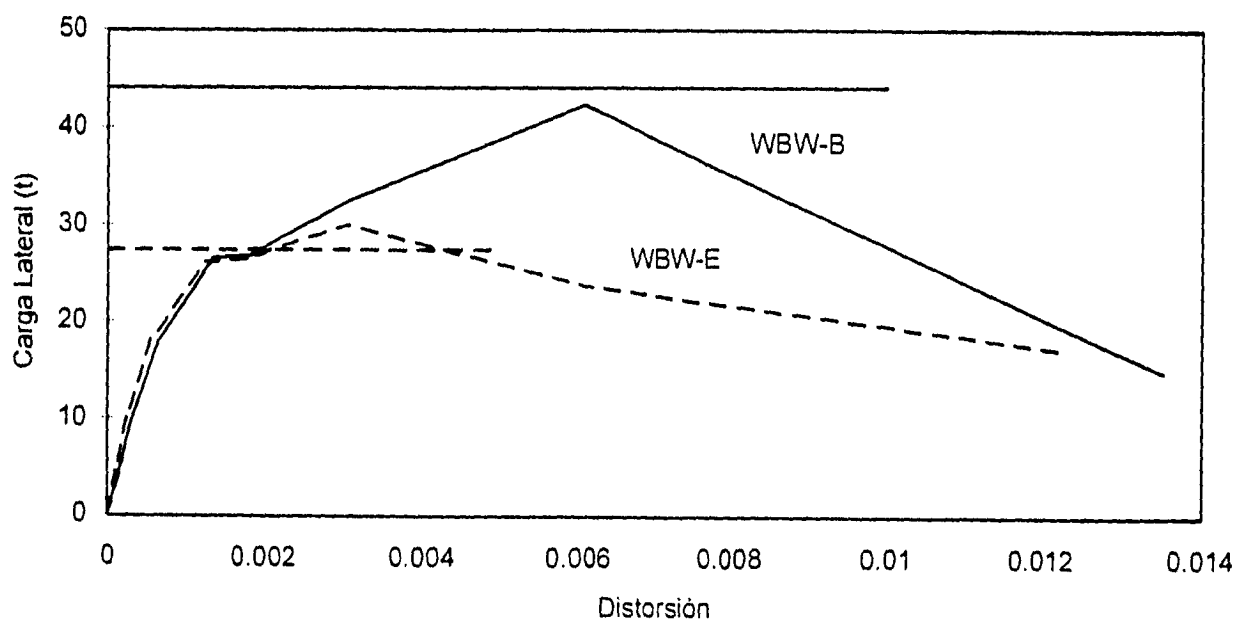


Fig. 4.1 Resistencia de los Modelos en base a las Propiedades Medidas en los Materiales

### 4.3 RIGIDEZ

Uno de los parámetros importantes que se determinaron en cada ensaye fue la rigidez de la estructura. En este capítulo se evaluaron las rigideces teórica, de ciclo y la equivalente.

#### 4.3.1 Rigidez Teórica

Para calcular la rigidez teórica, los especímenes se modelaron empleando el concepto de columna ancha (Ref. 13). De acuerdo con éste, las propiedades de cada tablero (momento de inercia, áreas por corte y transversal) se concentraron en el eje centroidal. La determinación de las propiedades de la sección se hizo mediante el concepto de secciones transformadas. Las vigas ficticias comprendidas en la longitud del tablero se modelaron como elementos rígidos a flexión. Se consideró que estas zonas rígidas terminaron en el paño exterior de los castillos interiores. Para modelar la dala-losa se aplicó el ancho equivalente señalado en la Ref.4. Para la mampostería se usó el módulo de elasticidad medido en los ensayes a compresión de pilas. El valor promedio medido fue igual a  $24200 \text{ kg/cm}^2$ . Para el concreto, el módulo de elasticidad usado fue  $1.12 \times 10^5$ . Las estructuras fueron modeladas con un programa comercial de análisis estructural (Ref.13). En la Tabla 4.2 se presentan las rigideces reales (medidas directamente en cada ensaye) y las teóricas obtenidas a partir del análisis estructural de los especímenes. La rigidez medida fue la correspondiente a la aplicación de una carga lateral de 10 t (kn). Para este nivel de carga las envolventes de respuesta mostraron una etapa que se puede considerar elástico-lineal. De la Tabla 4.2 se observa que los valores calculados se comparan aceptablemente con los medidos. Por tanto, el modelado de estructuras de mampostería con clounma ancha es una opción aceptable para estimar su rigidez lateral.

Tabla 4.2 Rigideces Medida y Teórica de los Modelos

Modelo	Rigidez (t/cm)		$k_{real} / k_{teórica}$
	$k_{real}$	$k_{teórica}$	
<b>WBW</b>	151.5	144.9	1.05
<b>WBW-E</b>	163.9	149.2	1.10
<b>WBW-B</b>	128.2	113.6	1.12

### 4.3.2 Rigidez de Ciclo

La rigidez de ciclo se calculó a partir de un ciclo histerético como la pendiente de la secante que une a los picos de los semiciclos. Así, si  $V^+$  y  $V^-$  son las fuerzas cortantes máximas en los semiciclos positivo y negativo, respectivamente, y  $R^+$  y  $R^-$  son las distorsiones correspondientes a los picos de dichos semiciclos, la rigidez de ciclo se calculó como

$$k_p = \frac{V^+ + V^-}{R^+ + R^-} \quad (4.7)$$

donde

- $k_p$  es la rigidez de ciclo;
- $V^+$  es la fuerza cortante máxima en el semiciclo positivo;
- $V^-$  es la fuerza cortante máxima en el semiciclo negativo;
- $R^+$  es la distorsión correspondiente a  $V^+$ ; y
- $R^-$  es la distorsión correspondiente a  $V^-$ .

De acuerdo con la definición anterior, la rigidez de ciclo de los modelos se calculó para cada prueba. El estudio de la variación de este parámetro durante la prueba permite asociar el nivel de deterioro para un ciclo con el nivel de distorsión del modelo.



En la Fig. 4.2 se presentan las curvas de rigidez de ciclo contra distorsión promedio para los tres modelos. Resulta interesante observar la gran similitud de las curvas correspondientes a cada modelo. El mayor deterioro de la rigidez de los especímenes se presentó en los primeros ciclos de la prueba aún para bajas distorsiones. Esta degradación se observa con el cambio brusco de la pendiente de las curvas para ciclos consecutivos (ciclos 1, 2 y 3). El decremento en la rigidez para bajas distorsiones se puede explicar por el microagrietamiento de la mampostería y del concreto, así como por un posible acomodo de las piezas. Independientemente del refuerzo horizontal la rigidez inicial de los modelos y la tendencia en el deterioro fueron semejantes en los tres especímenes. Se puede anticipar que una estructura de mampostería sujeta a sismos de servicio, tendrá una rigidez lateral de un 30% de la inicial. De esta forma, el deterioro de rigidez ante un sismo severo no sería tan acelerado como lo sugieren las curvas de la Fig. 4.2.

### 4.3.3 Rigidez Equivalente

Para estudiar la degradación de rigidez en los semiciclos, se calculó la rigidez equivalente. Esta se define gráficamente en la Fig.4.3.

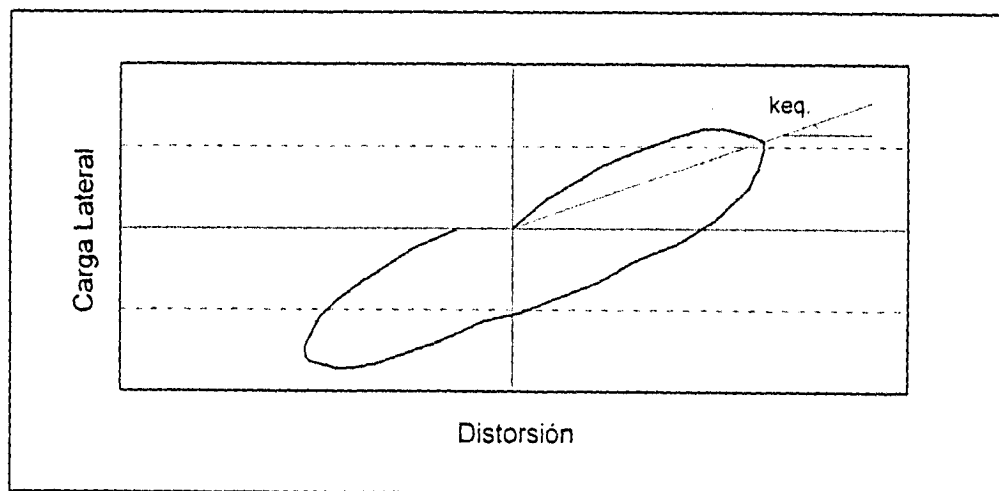


Fig. 4.3 Definición de Rigidez Equivalente  $k_{eq}$

En la Fig. 4.4 se presenta la rigidez equivalente  $k_{eq}$  para cada uno de los modelos. La tendencia del deterioro fue similar a la obtenida para la rigidez de ciclo. En la Fig. 4.5 se dibujó la rigidez equivalente promedio calculada de los semiciclos positivo y negativo contra

### Degradación de la Rigidez de Ciclo

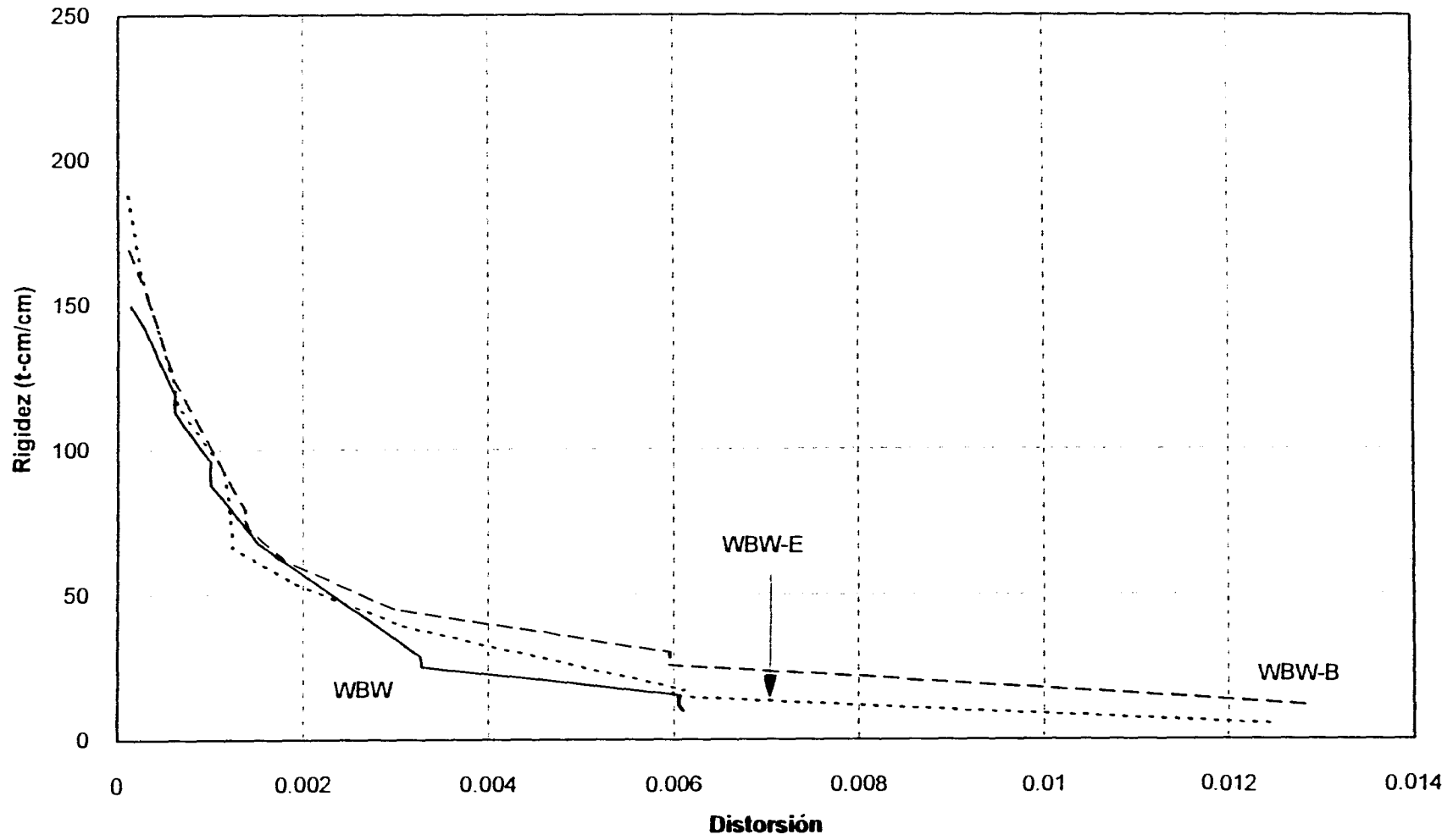


Fig. 4.2 Degradación de la Rigidez de los Tres Modelos

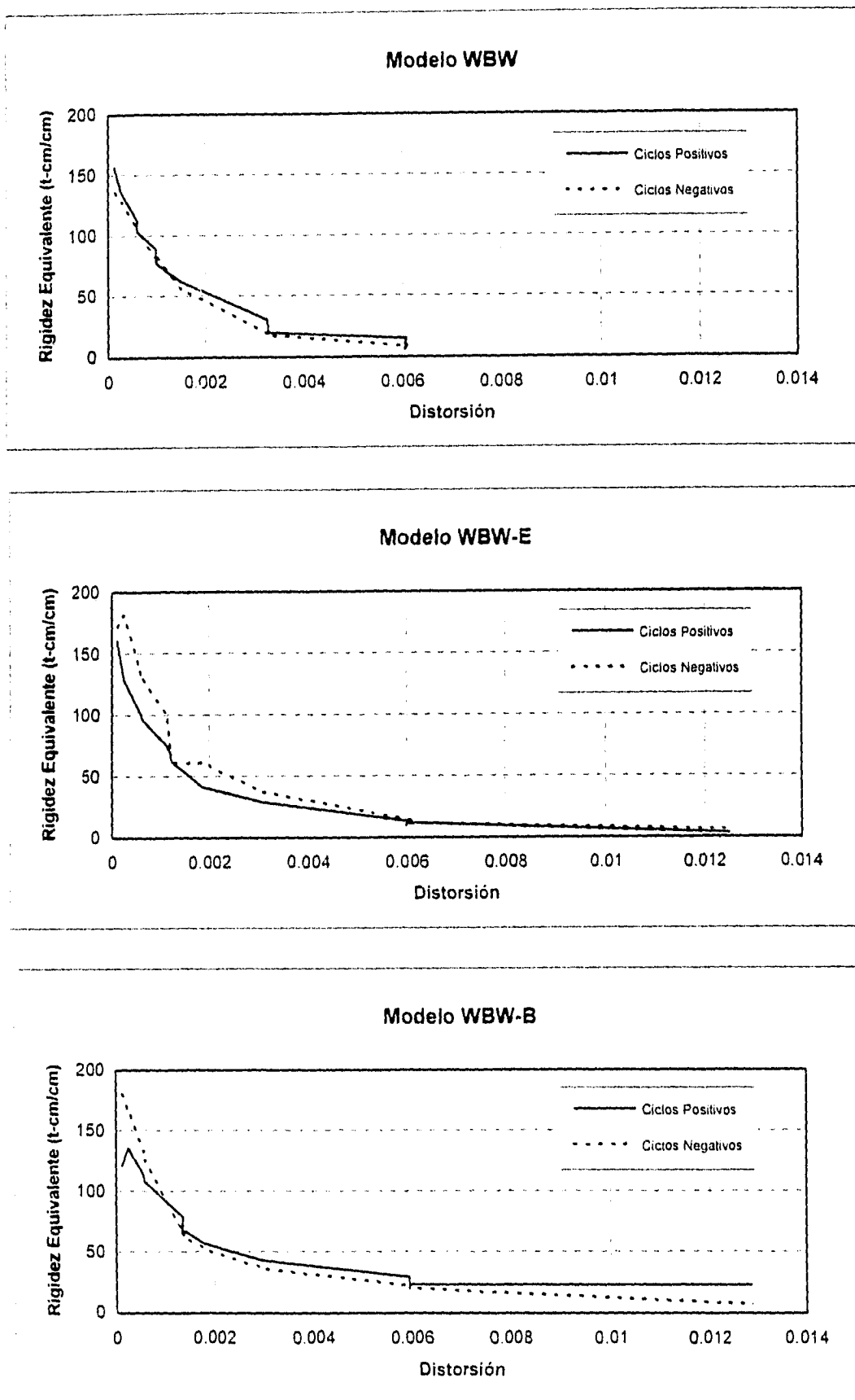


Fig. 4.4 Rigidez Equivalente de los Tres Modelos

### Rigidez Equivalente vs Rigidez de Ciclo

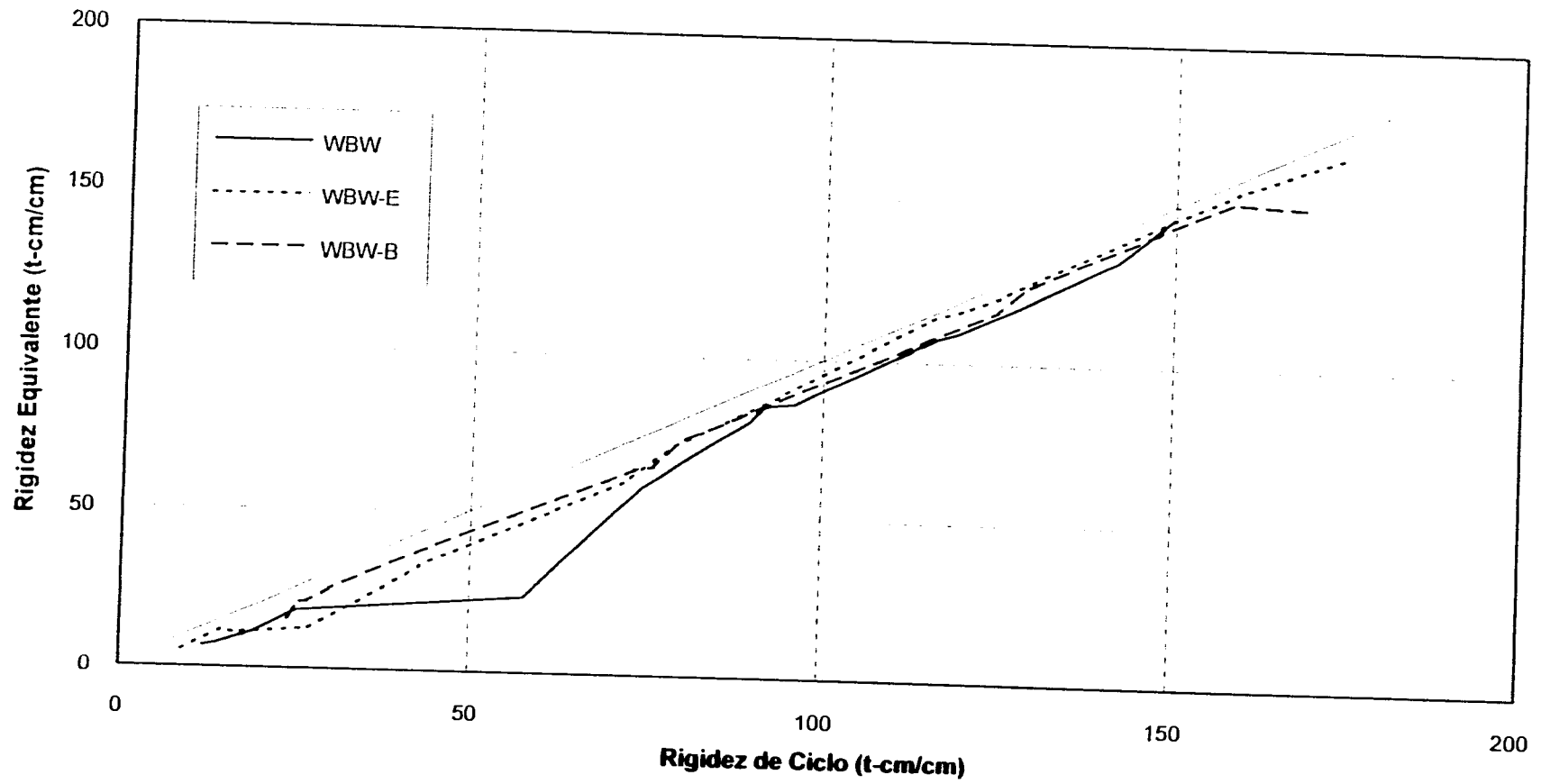


Fig. 4.5 Rigidez Equivalente vs Rigidez Pico a Pico de los Tres Modelos.

la rigidez de ciclo. De aquí se concluye que para todos los modelos  $k_{sq}$  fue menor, 10% en promedio, que  $k_p$  para todas las distorsiones. Una comparación similar ha sido establecida en estructuras de concreto armado sujetas a carga cíclica (Ref. 16).

#### 4.4 ENERGIA

El concepto de energía de deformación es de fundamental importancia para determinar la respuesta de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas. En esta sección se trata el tema de la manera más sencilla, puesto que la aplicación de la carga lateral  $V$  se realizó de manera cuasiestática. Durante el proceso de carga se registró en la estructura una deformación  $\delta$ . En el diagrama mostrado en la Fig. 4.6 se observa que el trabajo  $W$  realizado por la carga lateral es igual al área bajo la curva carga lateral-deformación. En otras palabras, la aplicación de la carga produce deformaciones en la estructura, cuyo efecto es incrementar el nivel de energía de la estructura.

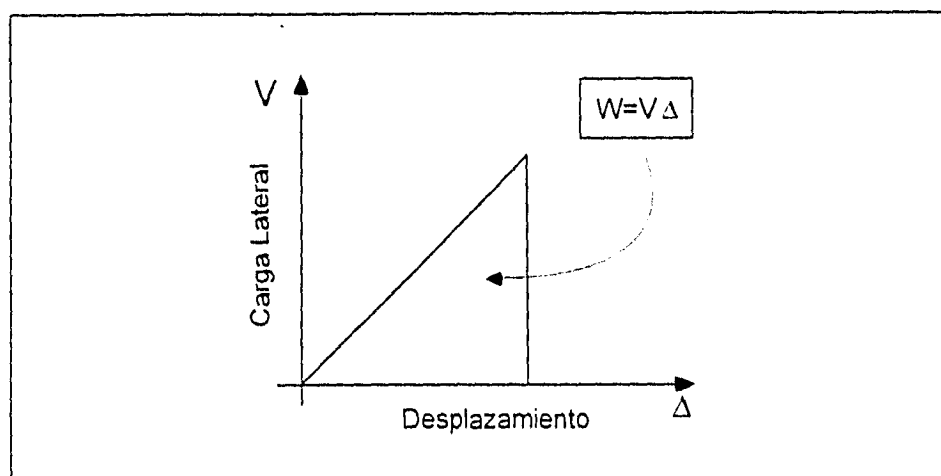


Fig. 4.6 Definición de la Energía

##### 4.4.1 Energía Disipada

Si durante el proceso de aplicación de la carga a los modelos, se rebasa el límite de elasticidad de los materiales y la carga se aplica de manera cíclica alterna, el área dentro de la curva de la Fig. 4.7 representa la energía que se pierde o disipa debido al proceso de

deformación permanente y agrietamiento de la estructura. La energía disipada total acumulada se calculó como el área encerrada en los lazos histeréticos del diagrama fuerza cortante-desplazamiento. La manera de calcular la energía disipada se ilustra gráficamente en la Fig. 4.8.

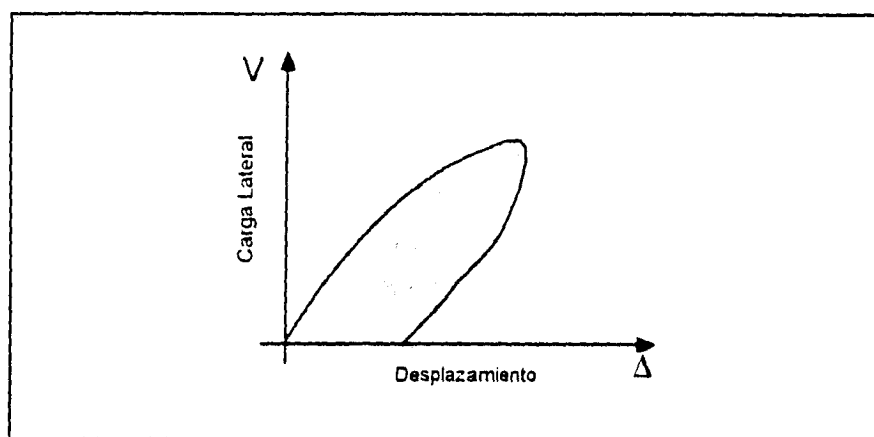


Fig. 4.7 Definición de Energía Disipada

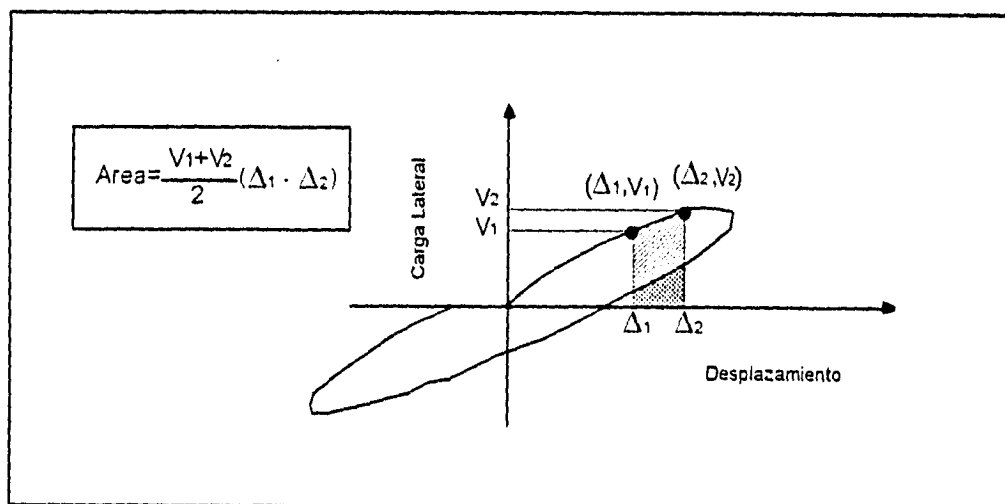


Fig. 4.8 Cálculo de la Energía Disipada

La energía disipada desde el inicio del ensayo hasta ciclos a distorsiones del 0.3% fue semejante para los tres modelos (Fig. 4.9). Es a partir del ciclo 9 que la disipación de energía en el modelo reforzado con alambres corrugados, tiende a ser mayor que la del modelo

WBW-E en un 10%, y aún más (en un 40%) con respecto a la del modelo de control. Esta relación se incrementó para el ciclo 13 cuando la energía disipada acumulada de WBW-B fue aproximadamente dos veces la de WBW y 1.25 veces la de WBW-E. La energía disipada por WBW se explica por la inelasticidad de los materiales (agrietamiento diagonal transversal de castillos) y por la fricción entre bloques de mampostería. Para WBW-E y WBW-B la energía disipada se asoció, además de con los fenómenos anteriores, con la plastificación del refuerzo horizontal.

Como se señaló en el Capítulo II, para ciclos a mismas distorsiones, la anchura de las grietas de WBW-E y WBW-B fue menor que la medida en el modelo de control. Esto se explica por la restricción que ofreció el acero horizontal al movimiento de los bloques de mampostería limitados por las grietas inclinadas. A su vez, esta restricción condujo a una disminución en la energía disipada por fricción. Este comportamiento sugeriría que la energía disipada por los modelos con refuerzo horizontal fuese del orden de la de WBW. Sin embargo, según la Fig. 4.9, WBW-E y WBW-B experimentaron una mayor disipación debido a la plastificación de los alambres de los tableros y a la mayor resistencia de los especímenes reforzados, en particular WBW-B.

#### **4.4.2 Amortiguamiento Viscoso Equivalente**

El análisis dinámico de estructuras con rigidez elástica-lineal se hace considerando un amortiguamiento de tipo viscoso. Este parámetro es el responsable de disminuir la magnitud de los desplazamientos laterales de la estructura y su comportamiento es dependiente de la velocidad del modelo. Sin embargo, cuando las estructuras exhiben un comportamiento inelástico, el amortiguamiento es función de la energía disipada. A este tipo de amortiguamiento se le denomina de tipo histerético. Por tanto, la magnitud del amortiguamiento histerético depende del nivel de inelasticidad alcanzado por la estructura.

Para simplificar el análisis dinámico de sistemas inelásticos se puede hacer uso del concepto del amortiguamiento viscoso equivalente. De este modo, una estructura inelástica

### Energía Disipada Total Acumulada

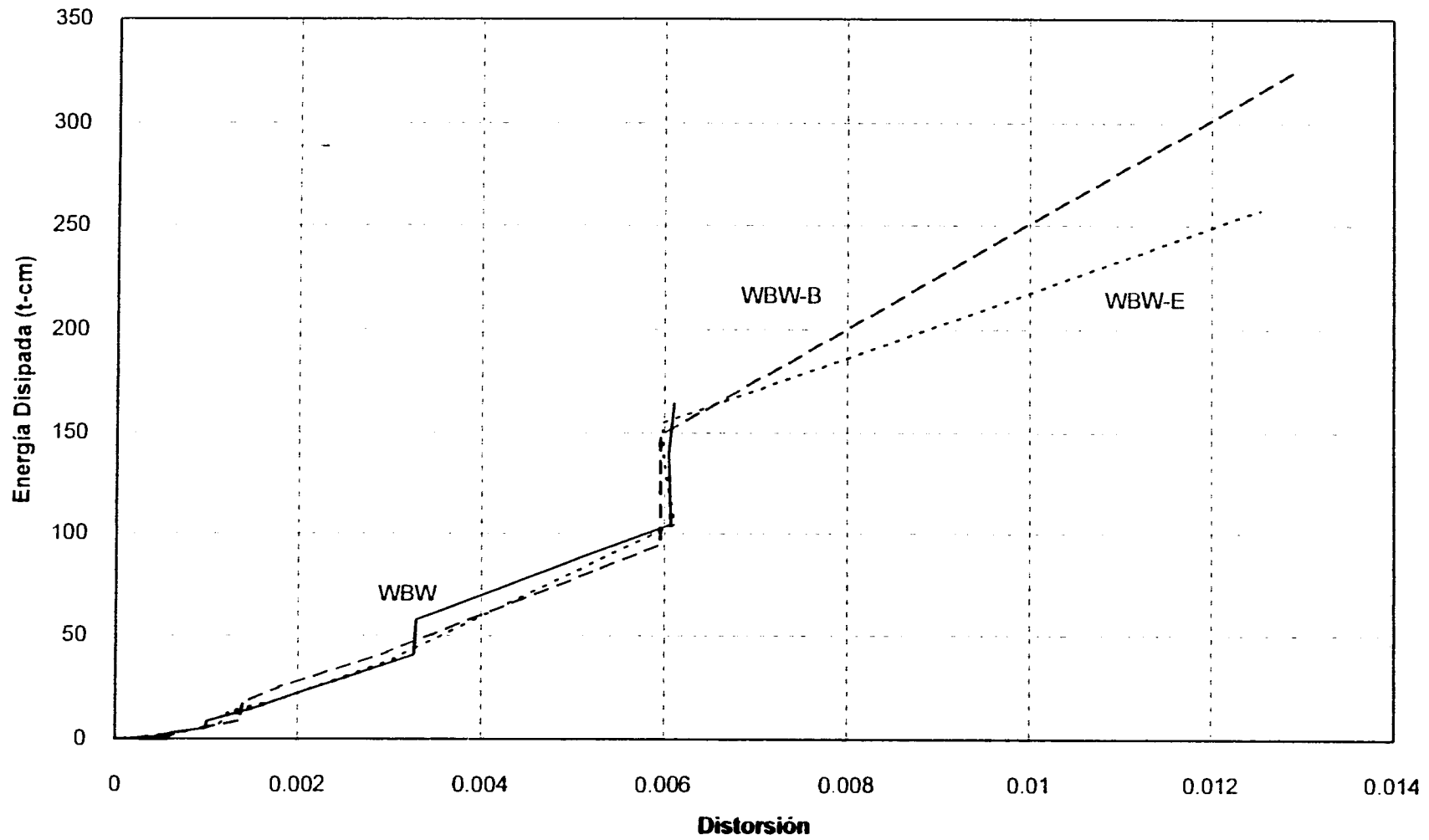


Fig. 4.9 Disipación de Energía de los Tres Modelos



(con amortiguamiento histerético) se sustituye por una elástica lineal con un amortiguador viscoso. Con este modelo elástico equivalente se supone que se alcanzará la misma deformación máxima que en el inelástico. El amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  se obtuvo como

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{área } ABCA}{\text{área } OBDO} \quad (4.8)$$

En la Fig. 4.10 se muestra un medio lazo de la curva de histéresis carga lateral-distorsión, con las áreas que representan cada término de la fórmula anterior. El área encerrada en el lazo ABCA corresponde a la energía que se disipa en el ciclo..

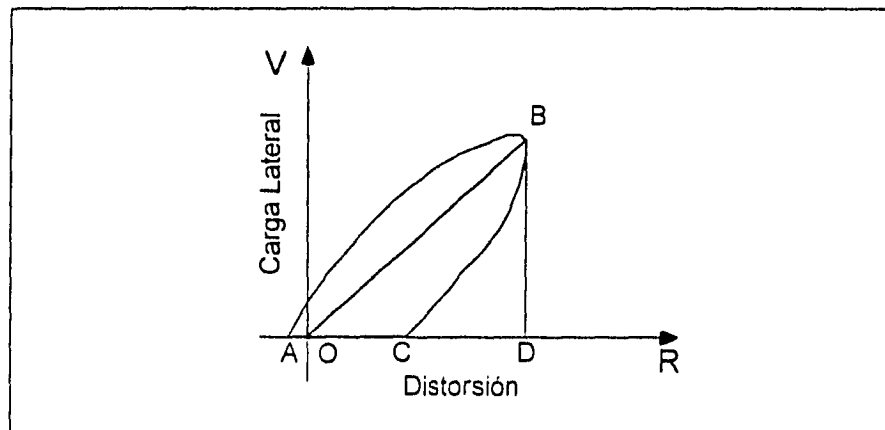


Fig. 4.10 Definición de Amortiguamiento Viscoso

Las curvas de amortiguamiento viscoso equivalente se presentan en las Figs. 4.11.a, 4.11.b y 4.11.c. En ellas se presenta el amortiguamiento que se obtuvo para ciclos positivos y negativos, observándose que la tendencia hasta el ciclo 6 (etapa controlada por carga) fue similar para los tres modelos. Los valores fueron cercanos al 5%, los cuales son consistentes con los que se suponen en el análisis dinámico de estructuras de mampostería. Para una distorsión del 0.3%, el amortiguamiento medido en el espécimen de control fue 25% mayor que WBW-E y 50% que el de WBW-B. Esta relación en las magnitudes del amortiguamiento en los modelos, se conservó hasta una distorsión del 0.6% ( $\xi_{WBW-E} = 0.75 \xi_{WBW}$  y  $\xi_{WBW-B}$

### Modelo WBW

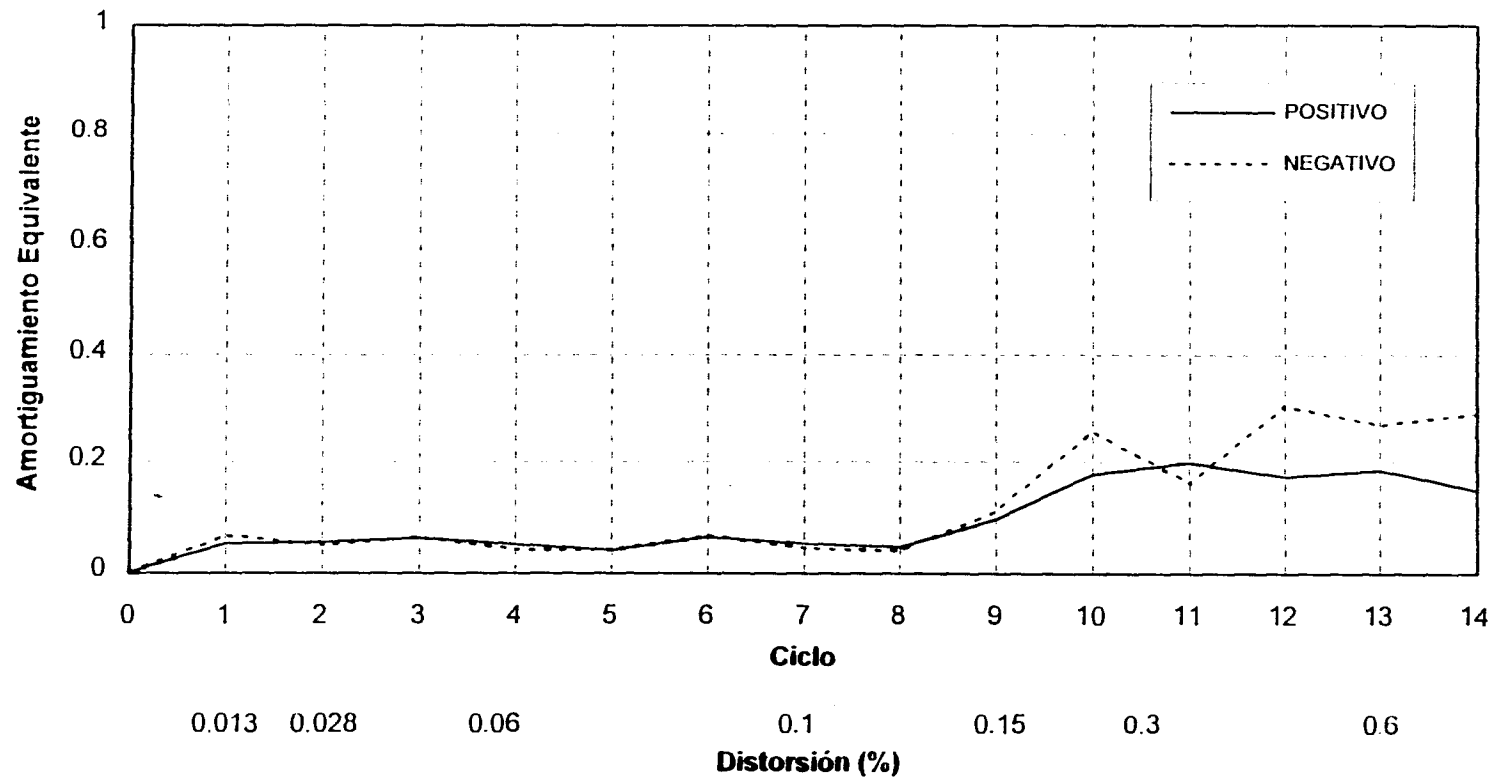


Fig. 4.11.a Amortiguamiento Viscoso Equivalente WBW

### Modelo WBW-E

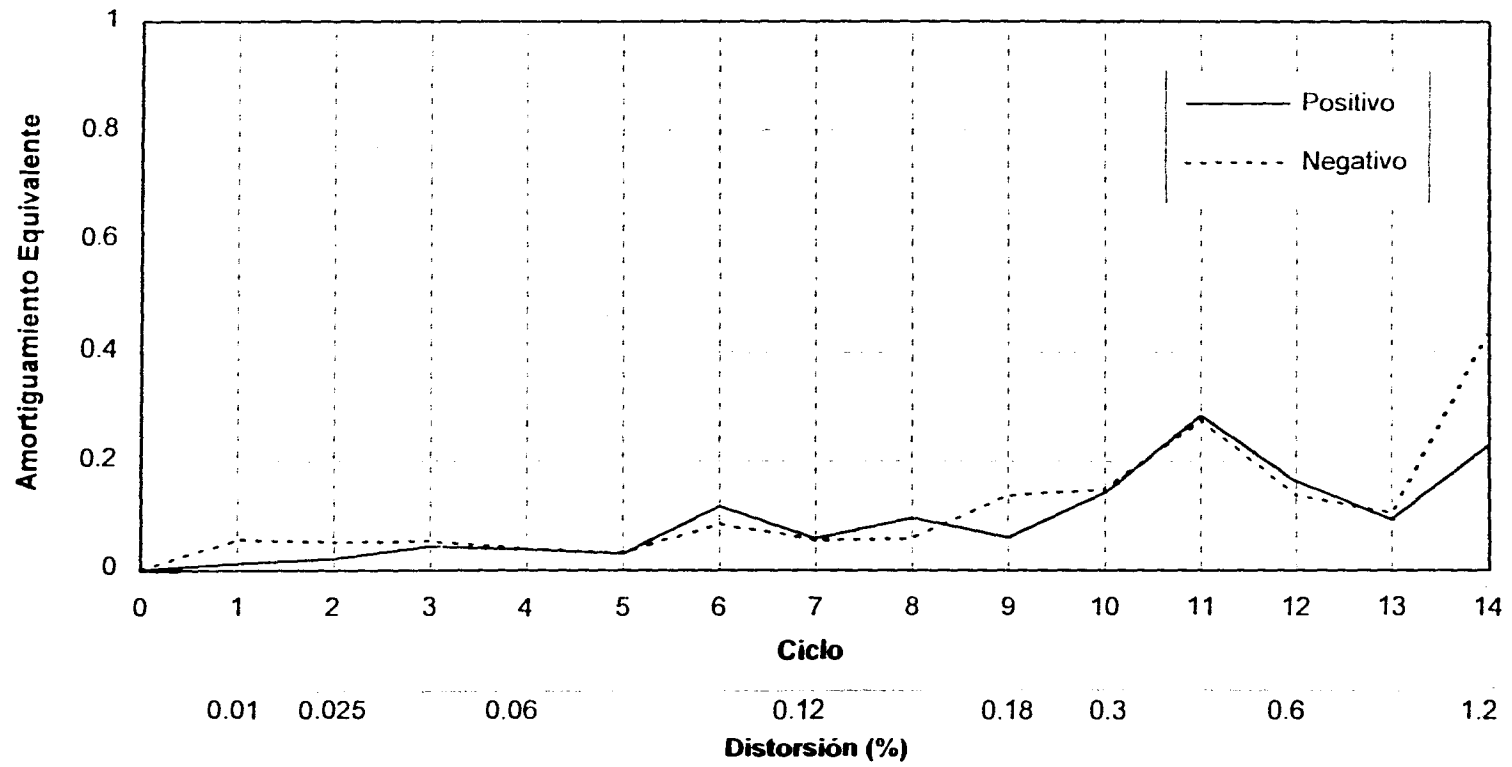


Fig. 4.11.b Amortiguamiento Viscoso Equivalente WBW-E

### Modelo WBW-B

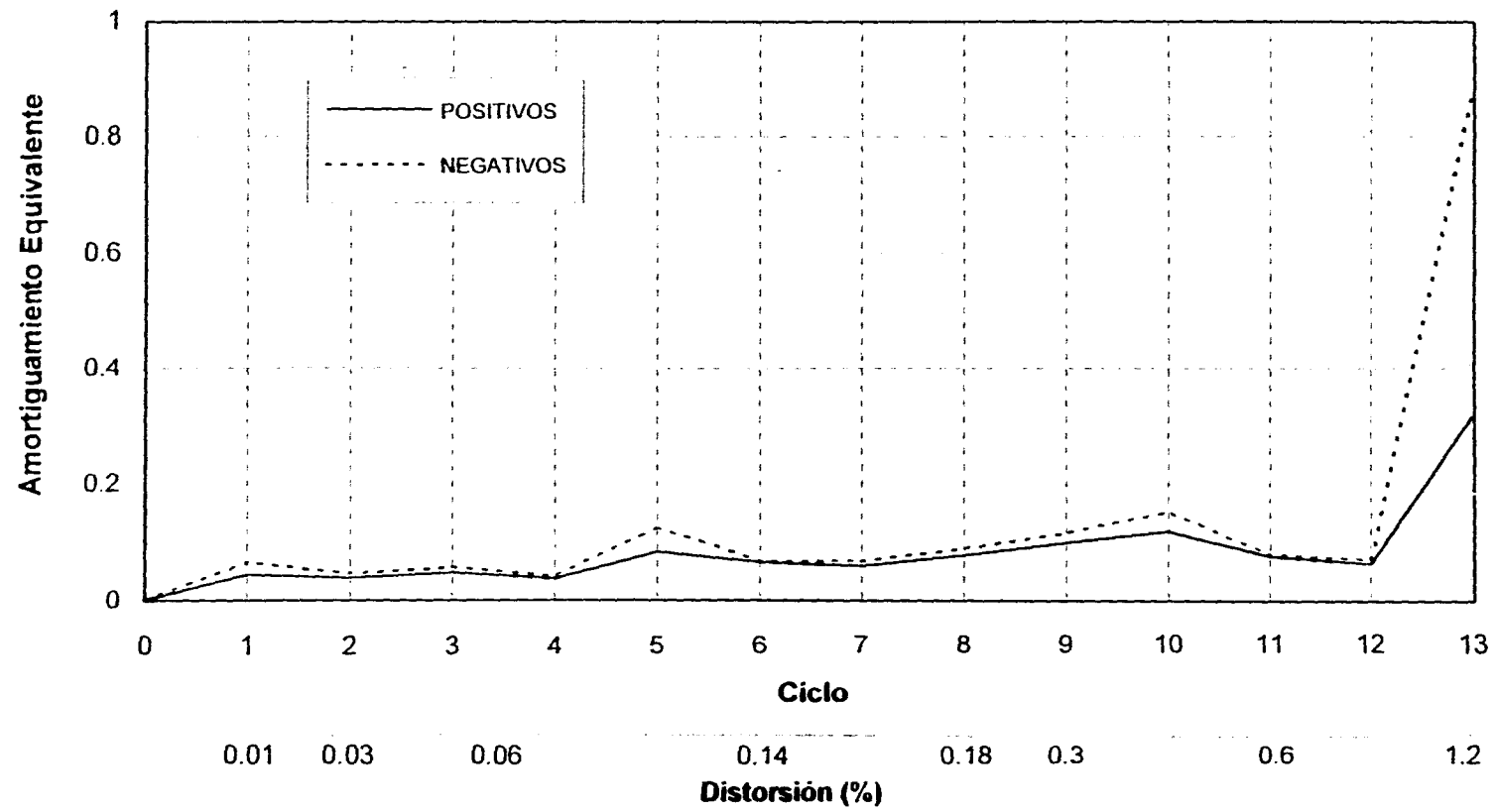


Fig. 3.11.c Amortiguamiento Viscoso Equivalente WBW-B

$=0.5 \xi_{WBW}$ ), con excepción del ciclo 11, en el cual amortiguamiento del modelo reforzado con escalerilla sobrepasó en 60% al del modelo WBW. Para los ciclos a 0.6%, los amortiguamientos de WBW y de WBW-E fueron del orden del 20%. Para distorsiones cercanas a 1.2%, el amortiguamiento medido en WBW-B fue dos veces mayor al registrado en WBW-E. Si se acepta al amortiguamiento viscoso equivalente como una medida de la calidad de disipación de energía, los especímenes WBW y WBW-E exhiben una mejor capacidad que WBW.

#### 4.4.3 Componentes de Disipación de Energía

De la misma manera que en el estudio de la distorsión (Capítulo II), se supuso que la energía disipada total se podía descomponer en la energía disipada por deformaciones de flexión y la disipada por deformaciones de corte. Por tanto

$$E_D = E_v + E_F \quad (4.9)$$

donde

- $E_D$  es la energía disipada total;
- $E_v$  es la energía disipada por corte; y
- $E_F$  es la energía disipada por flexión.

La energía disipada por deformaciones de corte se calculó a partir del diagrama fuerza cortante-deformación angular. Análogamente a la distorsión, la energía disipada por deformaciones de flexión se calculó de la diferencia  $E_F = E_D - E_v$ . Para evaluar la contribución de las deformaciones por corte y por flexión a la disipación de energía, se calcularon los cocientes  $E_v/E_D$  y  $E_F/E_D$ . Según esto, conforme un cociente tienda a la unidad, el otro tenderá a cero. En las Figs. 4.12.a, 4.12.b y 4.12.c se presentan las contribuciones correspondientes a la energía total disipada por deformaciones de flexión y corte. En general, las contribuciones de las deformaciones por flexión y por corte a la energía disipada fueron similares a las contribuciones al desplazamiento. En la Fig. 4.12.c se observa una mayor contribución de la flexión para el modelo WBW-B que para WBW y WBW-E. Esto evidencia que la flexión tuvo mayor influencia en el comportamiento de este espécimen, debido a la

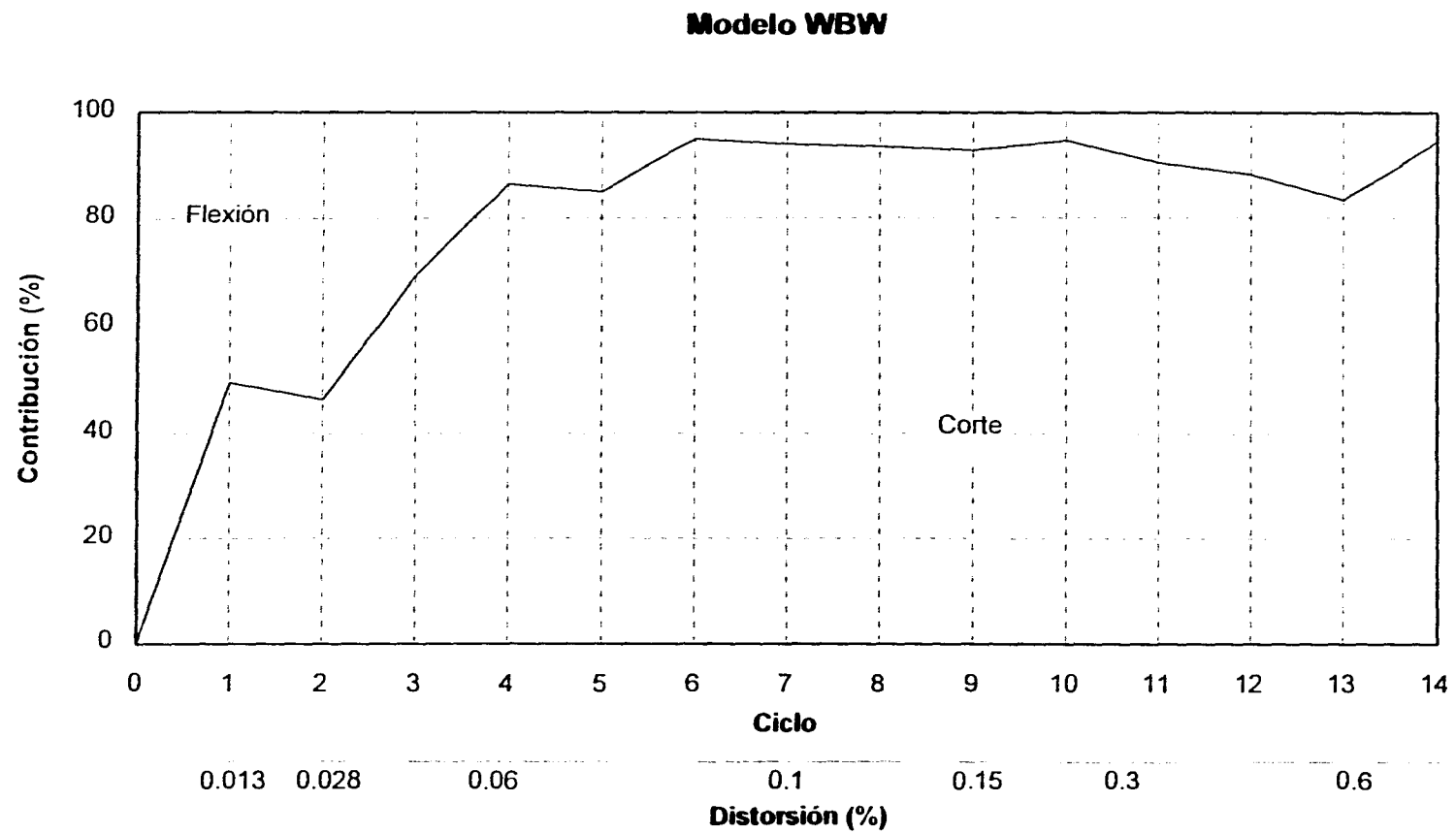


Fig. 4.12.a Contribución a la Energía Disipada Total del Modelo WBW

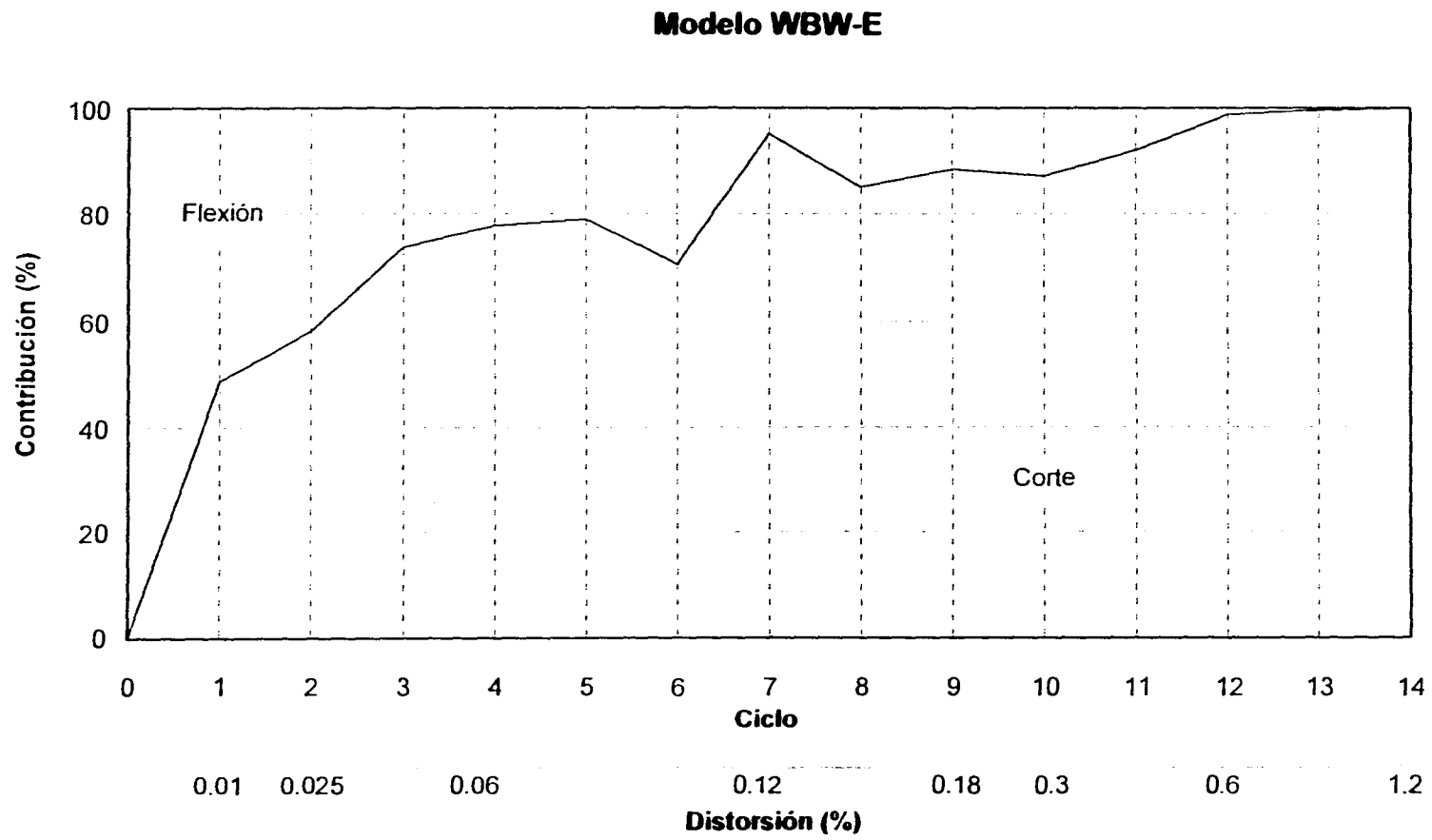


Fig. 4.12.b Contribución a la Energía Disipada del Total Modelo WBW-E

### Modelo WBW-B

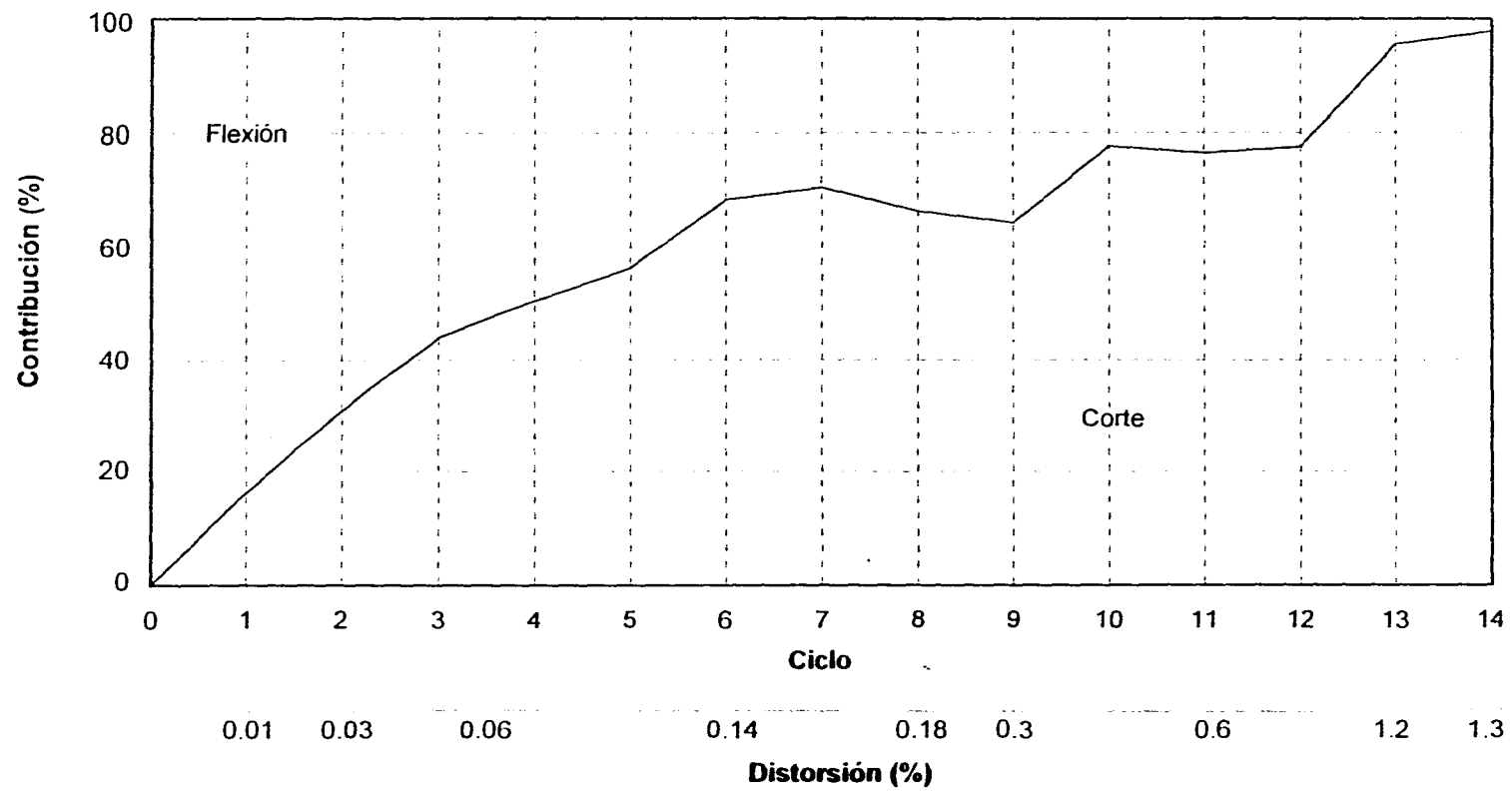


Fig. 4.12.c Contribución a la Energía Disipada del Total Modelo WBW-B



mayor resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo horizontal. Esta afirmación se apoya en el patrón de agrietamiento de WBW-B, que exhibió más grietas horizontales en la base de los muros, y en una evaluación de los registros de los deformímetros. Sin embargo, para ciclos a grandes distorsiones (0.6%) la energía por corte fue del orden del 80% de la energía disipada total.

#### 4.5 DUCTILIDAD EQUIVALENTE

En general, el término ductilidad está definido como la característica de una estructura de presentar deformaciones más allá del intervalo elástico manteniendo la resistencia. En esta investigación, se calculó la ductilidad equivalente a partir de las envolventes de respuestas cortante-distorsión de cada modelo (Fig. 2.28). Se definió como ductilidad equivalente (Ref. 15) a la relación

$$\mu_R = \frac{R_m}{R_i} \quad (4.10)$$

donde

- $\mu_R$  ductilidad equivalente;
- $R_m$  distorsión máxima; y
- $R_i$  distorsión de fluencia idealizada.

En la Fig. 4.13 se ilustran los valores definidos en la Ec.4.10. De acuerdo con esta figura, la ductilidad equivalente implica obtener una curva idealizada con igual energía de deformación que la envolvente de la estructura. Para todos los modelos, el valor de  $R_i$  se obtuvo fijando el valor de la cortante correspondiente a  $R_m$  para determinar una recta horizontal la cual debe tocar a la línea 2 en  $R_i$  tal que, el área contenida por ellas sea igual al área bajo la envolvente del modelo. Para WBW, el valor de la cortante para la curva idealizada correspondió a la cortante de la distorsión última a la que se sometió el modelo. En el caso del modelo WBW-E,  $R_i$  quedó establecido como la distorsión del primer agrietamiento en el espécimen. Finalmente, para WBW-B se determinó que la cortante

asociada a  $R_m$  fuera del 80% de la resistencia del modelo, es decir, para WBW-B la ductilidad se relaciona con la capacidad de la estructura de mantener el 80% de la resistencia. Debido a las diferencias en las envolventes de los modelos, no fue posible emplear una misma definición para  $\mu_R$

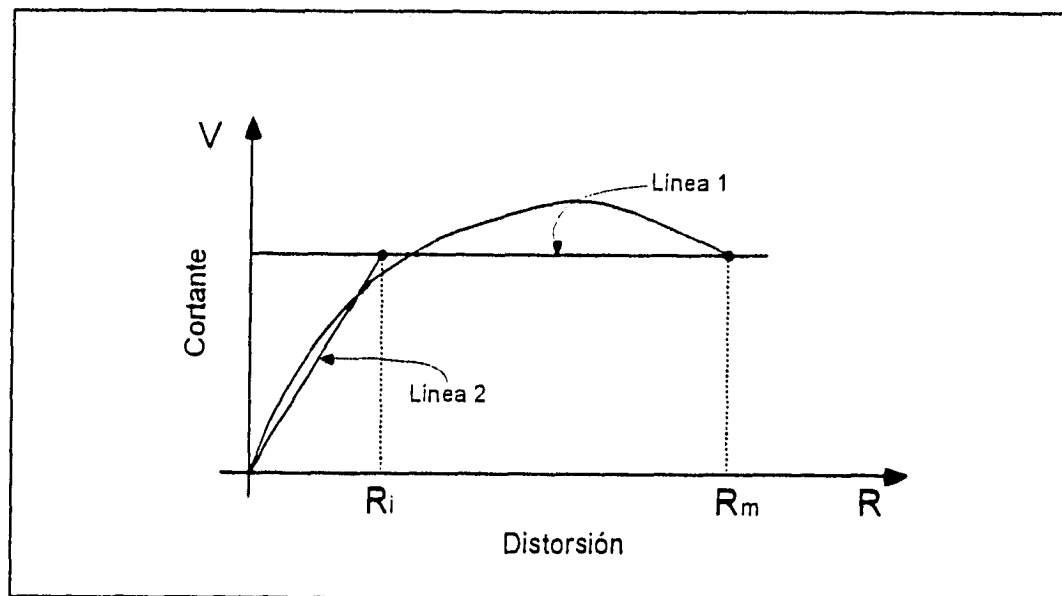


Fig. 4.13 Obtención de la Ductilidad Equivalente

A partir de los valores de ductilidad obtenidos, se calculo el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , a través de la siguiente relación

$$Q = \sqrt{(2 * \mu) - 1} \quad (4.11)$$

En la Tabla 4.3 se presentan los valores correspondientes a la ductilidades equivalentes de cada modelo y sus respectivos factores  $Q$ .

Tabla 4.3 Valores de Ductilidad Equivalente y del Factor  $Q$

Modelo	$\mu_R$	$Q$
WBW	3.9	2.6
WBW-E	12.1	4.8
WBW-B	11.4	4.7

Como se mencionó al inicio de este Capítulo, el factor de comportamiento sísmico  $Q$  para muros hechos de piezas macizas es igual a 2 (Ref.3). El factor de incremento de resistencia en realidad se traduciría a  $Q=2.5$ . Examinando los valores de  $Q$  de la Tabla 4.3 se aprecia que para WBW-E y WBW-B el factor  $Q$  fue 80% superior al de WBW, que contrasta con el 25% supuesto en las normas.

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 RESUMEN

Tres sistemas de muros de mampostería confinada, contruidos de tabique de barro recocido, fueron ensayados en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. Los especímenes fueron diseñados siguiendo el reglamento de construcción vigente en el Distrito Federal y contruidos según la práctica tradicional. Los tableros de mampostería estaban ligados por un sistema dala-losa de concreto. La variable de estudio fue el tipo de refuerzo horizontal colocado entre la hiladas de tabique. El primer modelo, denominado de control (WBW), no se reforzó horizontalmente. En el segundo espécimen, WBW-E, se empleó armadura electrosoldada (escalerilla), que es un refuerzo prefabricado con alambres lisos estirados en frío. La cuantía de acero horizontal fue igual a 0.094% ( $P_h f_y = 460 \text{ kg/cm}^2 = 45.1 \text{ MPa}$ ). El tercer modelo, WBW-B, se reforzó con alambres corrugados estirados en frío. La cuantía de acero horizontal fue igual a 0.106% ( $P_h f_y = 782 \text{ kg/cm}^2 = 76.7 \text{ MPa}$ ). La geometría y las dimensiones de los especímenes fueron iguales. Las estructuras fueron ensayadas ante cargas laterales aplicando la misma historia de carga cíclica con niveles crecientes de deformación. Las pruebas se realizaron bajo carga vertical constante, para simular la carga gravitacional (carga viva y muerta).

#### 5.2 CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos, se desarrollaron las siguientes conclusiones:

1. El patrón de agrietamiento y el modo de falla en los tres modelos fue dominado por deformaciones al corte en los muros de mampostería. Sin embargo, el espécimen reforzado con alambres corrugados exhibió mayores deformaciones por flexión que las otras estructuras.

2. En todos los casos, la capacidad teórica calculada con las normas vigentes fue superada por la obtenida experimentalmente.
3. La escalerilla empleada como refuerzo horizontal no modificó sustancialmente el patrón de agrietamiento del modelo de control. No incrementó en forma importante la resistencia del modelo. Este tipo de refuerzo exhibió una falla frágil en los puntos de soldadura de los alambres transversales con los longitudinales.
4. Los muros con refuerzo horizontal en la forma de los alambres corrugados presentaron una distribución más uniforme del agrietamiento inclinado en los tableros de mampostería que en los otros dos modelos.
5. Con el empleo de los alambres corrugados se logró un incremento sustantivo en la resistencia sobre los otros especímenes: a 0.3% de distorsión, la resistencia de **WBW-B** fue 10% y 43% superior a la de **WBW-E** y **WBW**, y a 0.6% de distorsión 47% y 53% superior, respectivamente.
6. Para 0.6% de distorsión las resistencias de **WBW-E** y **WBW-B** fueron 25% y 100% superiores a la calculada con las normas vigentes.
7. La eficiencia del refuerzo horizontal, en su participación a la resistencia, varió con la distorsión, la relación de aspecto de los muros y el tipo de refuerzo. A 0.6% de distorsión, la eficiencia promedio de **WBW-B** fue 0.77.
8. La cantidad y tipo de refuerzo no tuvieron efecto apreciable en la rigidez inicial de los modelos. Aún más, la tendencia parabólica en la degradación de la rigidez fue similar para todos los especímenes.
9. La rigidez se calculó con una aproximación menor del 10% de la real con el método de la columna ancha. En los cálculos, la zona rígida del muro se tomó hasta el paño del castillo.

10. Los especímenes reforzados horizontalmente disiparon una mayor cantidad de energía total que el modelo de control. Los factores de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  fueron del orden del 5% para ciclos a distorsiones menores que 0.1%, y aumentaron en ciclos mayores con valores que variaron entre 10% y 30%. El modelo con factores  $\xi_{eq}$  más altos fue el WBW-E.

11. Los factores de ductilidad equivalente de desplazamiento para WBW, WBW-E y WBW-B fueron iguales a 3.9, 12.1 y 11.4, respectivamente. Con estos valores se determinaron los factores de comportamiento sísmico Q, iguales a 2.6, 4.8 y 4.7 para WBW, WBW-E y WBW-B, respectivamente. En promedio, para los modelos reforzados, Q fue 80% mayor que el del modelo de control. Este valor contrasta con el 25% supuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

12. Debido al modo de falla, la distorsión máxima de muros reforzados horizontalmente con alambres corrugados es del orden de 0.6%.

13. Los anclajes del refuerzo horizontal alrededor de varillas longitudinales de castillos presentaron un comportamiento satisfactorio durante las pruebas. Los esfuerzos de adherencia a lo largo de los alambres horizontales fueron menores que los valores de diseño.

14. La construcción del espécimen reforzado con escalerilla fue fácil y sencilla; sin embargo, para el modelo con alambres corrugados fue necesario corregir la posición de éstos en el ancho del tabique.

15. En suma, el comportamiento del modelo WBW-B evidenció las ventajas de reforzar horizontalmente muros de mampostería confinada con alambres corrugados, ya que se mejoró la resistencia y capacidad de deformación.

### 5.3 RECOMENDACIONES

Con base en los datos obtenidos y en las conclusiones, se desarrollaron las recomendaciones siguientes:

1. Evitar el uso de escalerilla como refuerzo horizontal para incrementar la resistencia a cargas laterales en la estructura, debido al tipo de falla frágil presentado durante la prueba.
2. Se sugiere el empleo de conectores transversales (alambres) en forma de grapa (Fig.5.1), para mantener paralelos a los alambres. Esta modalidad resolvería el inconveniente de corregir la posición de alambres sueltos en el ancho del muro. La separación entre grapas deberá ser tal que garantice que el refuerzo se maneje como una unidad. Una separación de 40 a 60 cm parecería razonable. El recubrimiento de los alambres debe ser igual o mayor que 1.0 cm.

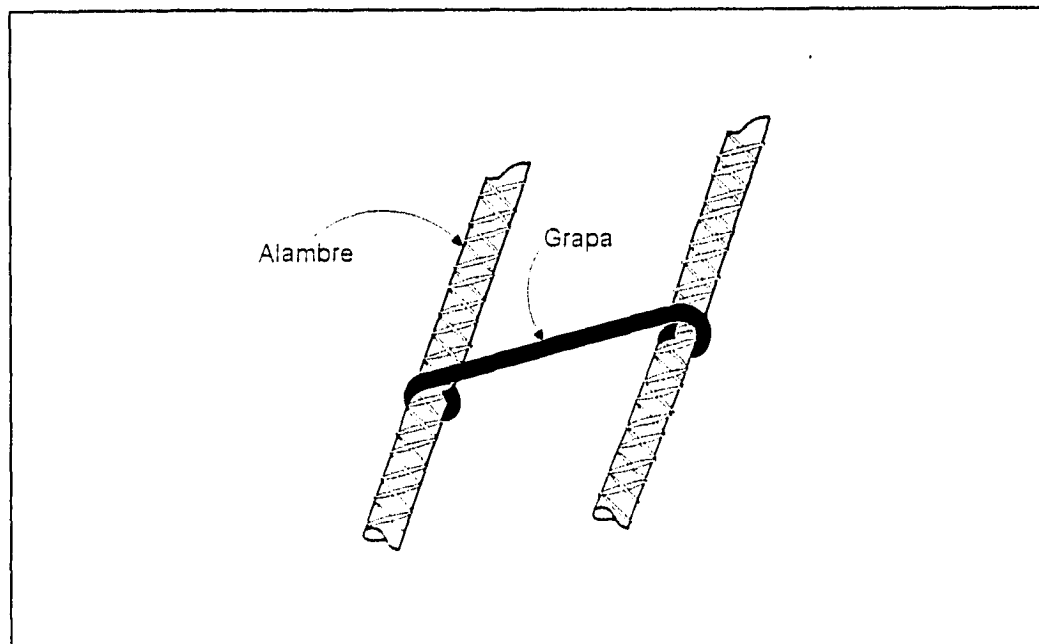


Fig. 5.1 Grapa en Refuerzo Horizontal

3. Aunque el anclaje del refuerzo horizontal con ganchos a  $180^\circ$  alrededor de varillas longitudinales de castillos tuvo un comportamiento satisfactorio (se registraron deformaciones pequeñas cerca de dicha zona) se recomienda, para facilitar el proceso constructivo, el anclaje del refuerzo horizontal con ganchos verticales a  $90^\circ$  ahogados en el castillo. El doblez debe estar contenido en el armado del castillo y se debe colocar lo más alejado de la junta mampostería-concreto.
4. Con el fin de lograr una mejor adherencia de las piezas de mampostería con los elementos confinantes se recomienda dentar los extremos de cada hilada en los muros.
5. Puesto que las evidencias de daño en construcciones de mampostería de tres pisos o más indican que la planta baja es la más vulnerable y que la falla es por corte, se debe poner especial atención al dimensionamiento, refuerzo y detallado de los elementos confinantes. En particular, los castillos deben construirse con las mayores dimensiones posibles de manera que tengan una mayor resistencia al agrietamiento inclinado y confinen mejor el tablero de mampostería.
6. Para muros de tabique, se recomienda reforzar los extremos de los castillos con estribos cerrados a cada hilada o a  $d_c/2$  (la que resulte en una menor separación) en una longitud no menor que un sexto de su altura libre,  $4d_c$ , ni que 40 cm, donde  $d_c$  es el peralte del castillo. Este refuerzo tiene por objeto lograr un comportamiento más estable y una mayor capacidad de deformación en el evento que las deformaciones laterales sean elevadas (distorsiones superiores al 0.6%).
7. De acuerdo con los resultados obtenidos de los modelos, las distorsiones máximas, para un comportamiento estable, deberán ser del orden 0.6%. En un análisis refinado, se deberá revisar que la distorsión no exceda de este valor suponiendo una rigidez igual a 10% de la inicial.
8. La rigidez inicial se puede estimar con un modelo de columna ancha considerando que las zonas rígidas que simulan la mitad de la dala-muro terminan en el paño exterior de los castillos. Si la estructura está agrietada se puede considerar que la zona rígida llegue al paño



interior del castillo (junta castillo-tabique).

9. Para calcular la resistencia de muros reforzados, como los de este estudio, se sugiere el uso de las siguientes expresiones

$$V_n = V_m + V_s \quad (5.1)$$

siendo

$$V_m = (0.5v^*A_T + 0.3P) \leq 1.5v^*A_T \quad (5.2)$$

$$V_s = \eta p_h f_{y,h} A_T \quad (5.3)$$

donde

- $V_n$  es la resistencia nominal a cortante del tablero;
- $V_m$  es la contribución de la mampostería a la resistencia a cortante;
- $V_s$  es la contribución del acero horizontal a la resistencia a cortante del refuerzo horizontal;
- $v^*$  es el esfuerzo cortante de diseño, sobre área bruta;
- $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro;
- $P$  es la carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga;
- $\eta$  es el factor de eficiencia del refuerzo horizontal;
- $P_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal en el muro; y
- $f_{y,h}$  es el esfuerzo de fluencia especificado en el acero de refuerzo horizontal.

La contribución de la mampostería es igual a la resistencia al agrietamiento inclinado señalado en las NTC-Mampostería (Ref.2). El límite superior de esta contribución es igual al señalado en las normas.

Para evaluar la contribución del refuerzo horizontal se propone, para alambres corrugados, usar un factor de eficiencia de  $\eta = 0.7$ . La cuantía de refuerzo horizontal  $p_h$  debe ser mayor de 0.0005 o al que resulte de la expresión siguiente

$$P_h = 0.0002 \nu \left( 1 + 0.2 \frac{P}{\nu \cdot A_T} \right) \frac{4200}{f_y} \quad (5.4)$$

La cuantía máxima de refuerzo será la menor de 0.002 o de donde

$$P_h = 0.3 \frac{f'_m}{f_{y,h}} \quad (5.6)$$

$f'_m$  es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería, referida al área bruta.

Esta expresión pretende evitar la falla por aplastamiento de la mampostería. En su obtención, se supuso que la resistencia de un muro reforzado horizontalmente la proporciona un puntal de compresión sobre la mampostería inclinado a 45°, cuya resistencia esta limitada a 0.5  $f'_m$ . La reducción de la resistencia de pilas considera el efecto en la resistencia del agrietamiento inclinado, la carga cíclica y el alargamiento de los alambres a través de la grietas. Este valor es consistente con valores sugeridos para estructuras de concreto (Ref. 17 y 18). Además, se empleó un factor de eficiencia  $\eta = 0.7$ . Para garantizar un adecuado desempeño, los alambres horizontales no deben traslaparse a lo largo de lo muro y deben anclarse en los castillos como se indicó en el punto 3.

10. Para diseño por sismo, se sugiere usar un factor de comportamiento sísmico igual a 2.5, solo si se satisfacen los requisitos anteriores. Para justificar un valor mayor de Q se necesitan más estudios.

## **APENDICE**

### **PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION**

#### **A.1 INTRODUCCION**

En este apéndice se presentan en forma resumida los resultados de las pruebas realizadas en laboratorio de los materiales empleados en la construcción de los modelos WBW, WBW-E y WBW-B.

#### **A.2 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES**

##### **A.2.1 Acero de Refuerzo**

En el refuerzo longitudinal de castillos, dalas y losas se emplearon varillas corrugadas de acero Grado 42, con esfuerzo nominal de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (412 MPa), y con diámetros nominales de 3/8 pulg. (9,5 mm) y 1/2 pulg. (12,7 mm). Para los estribos de castillos y dalas se usó alambón de 1/4 pulg. (6,3 mm) de diámetro. Para el caso del refuerzo horizontal se utilizaron escalerilla y alambres corrugados de pequeño diámetro. La escalerilla estaba compuesta por alambres lisos estirados en frío, separados 10.5 cm entre alambres longitudinales y 40 cm entre alambres transversales, con diámetro nominal de 3.43 mm y con esfuerzo nominal a la fluencia  $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$  (490 MPa). Los alambres corrugados tenían un diámetro nominal de 5/32 pulg. (3.97 mm), y un esfuerzo nominal de fluencia  $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$  (589 MPa).

Para obtener las propiedades mecánicas del acero, se tomaron tres muestras de cada diámetro, con una longitud de 50 cm. Las probetas fueron ensayadas en una máquina universal a tensión monótona hasta la ruptura (Fig. A.1), siguiendo la Norma Mexicana

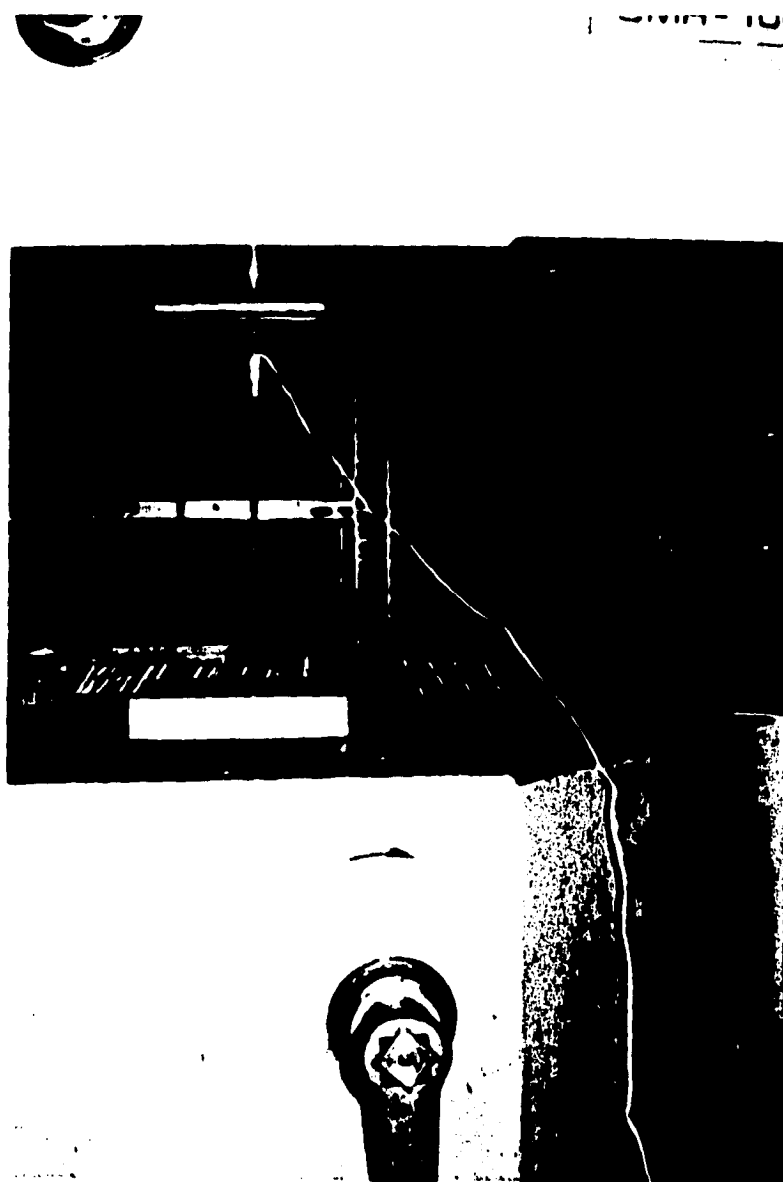


Fig. A.1 Ensaye a Tensión Monótona de Probeta del Acero de Refuerzo

NMX-B-30 "Métodos de Prueba a la Tensión Para Productos de Acero". Las probetas fueron instrumentadas con dos deformímetros de tipo adhesivo, colocados en caras opuestas de la barra y en la sección media. El ensaye se controló por carga, aplicando una velocidad de 20 t/min. La adquisición de los datos de carga y deformación se hizo con un equipo automático controlado con una computadora personal. En la tabla A.1 se presentan los resultados de las pruebas.

## **A.2.2 Concreto**

### **A.2.2.1 Pruebas de Revenimiento y Resistencia**

Previo al colado del concreto se hicieron pruebas de revenimiento para estimar la trabajabilidad de la mezcla. Para ello se aceptaron revenimientos mínimos de 10 cm (Fig. A.2). Para medir la resistencia a la compresión del concreto, se construyeron cilindros con las dimensiones estándar, 15 cm de diámetro por 30 cm de altura. Para su ensaye a compresión, los cilindros fueron cabeceados con azufre (Fig. A.3). Tres cilindros fueron probados monótonamente hasta la falla a los 7, 14 y 28 días después del colado y durante el ensaye de los modelos. En la Tabla A.2 se presentan las resistencias promedio a compresión del concreto de las vigas de cimentación, castillos, dala y losa.

### **A.2.3 Mortero**

Para unir los tabiques de barro se usó un mortero de cemento-arena con una proporción volumétrica de 1:4 (con excepción de WBW para el cual se empleó 1:3). Se adoptó una relación más alta que la permitida por la Ref. 2, ya que de otra forma la resistencia del mortero hubiese sido elevada y poco representativa del usado en obra. El agua de la mezcla fue agregada hasta lograr una buena trabajabilidad, sin controlar su cantidad en relación a los volúmenes de cemento y arena.

Para determinar la resistencia a la compresión del mortero, se elaboraron cubos de 5 cm de arista. Las muestras fueron ensayadas a compresión monótona hasta la falla con una

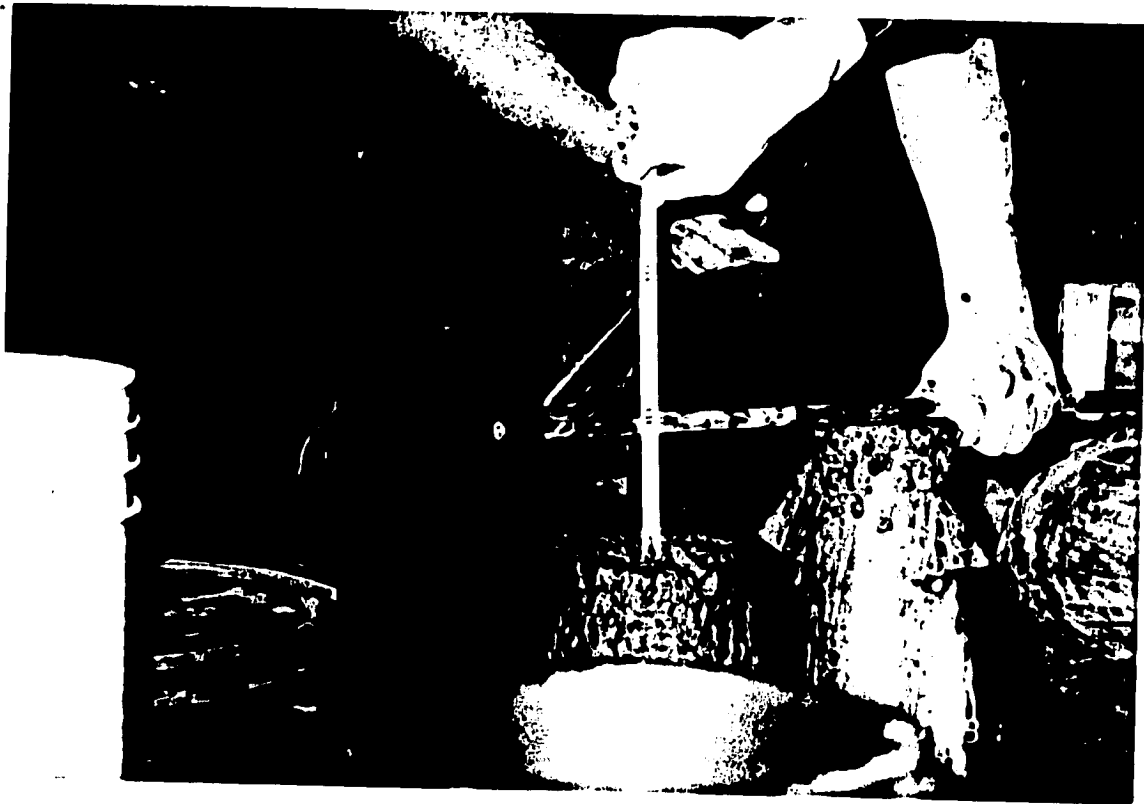


Fig. A.2 Pruebas de Revenimiento del Concreto

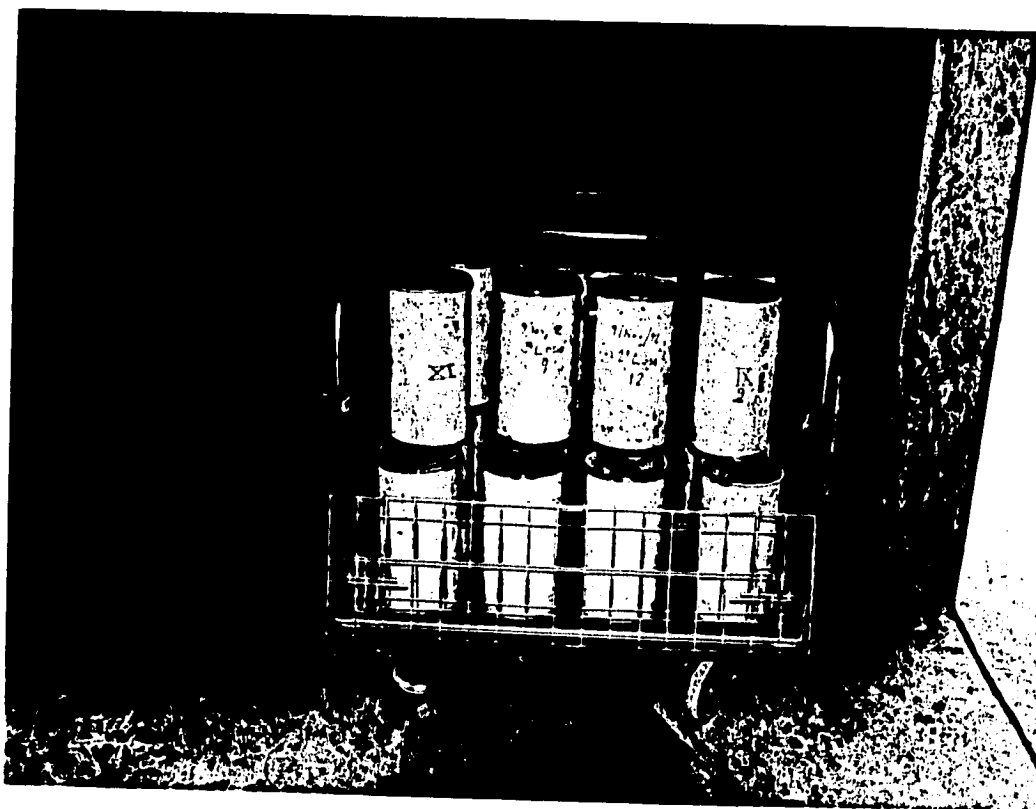


Fig. A.3 Cilindros de Concreto Cabeceados con Azufre

tasa de carga de 5 t/min (Fig. A.4). En la Tabla A.3, se presentan los resultados de las pruebas (los resultados de cada prueba son el promedio del ensaye de tres cubos).

#### **A.2.4 Mampostería**

En los ensayos se siguieron las indicaciones de la Ref. 2.

Se utilizaron piezas de tabique rojo recocido macizas hechas a mano con medidas promedio de 25 x 12.5 x 6.25 cm. Para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería,  $f_m$ , se construyeron dos pilas con siete piezas sobrepuestas para cada modelo. El tabique y el mortero de las pilas fueron de los mismos lotes empleados en la construcción de los especímenes. Las pilas fueron cabeceadas con azufre para asegurar una distribución uniforme de los esfuerzos a compresión. El ensaye se realizó con cargas monótonas hasta la falla. En la Tabla A.4 se presentan las resistencias a compresión de las pilas para los tres modelos.

La resistencia al corte de la mampostería fue determinada por medio de muretes. Los muretes fueron construidos con seis hiladas, de manera que fueran sensiblemente cuadrados. Los muretes fueron ensayados a compresión monótona hasta la falla a través de una diagonal. Para obtener las propiedades de los elementos de mampostería, se tomaron tres muestras de cada uno de los tipos de piezas (muretes y pilas) instrumentándolos mediante transductores de desplazamiento a lo largo de su longitud en el caso de las pilas (Fig. A.5) y a lo largo de sus diagonales en el caso de los muretes (Fig. A.6); en la tabla A.5 se presentan los valores de la resistencia al corte. El esfuerzo cortante resistente fue calculado dividiendo la carga máxima entre el área transversal del murete medida a lo largo de la diagonal a compresión.

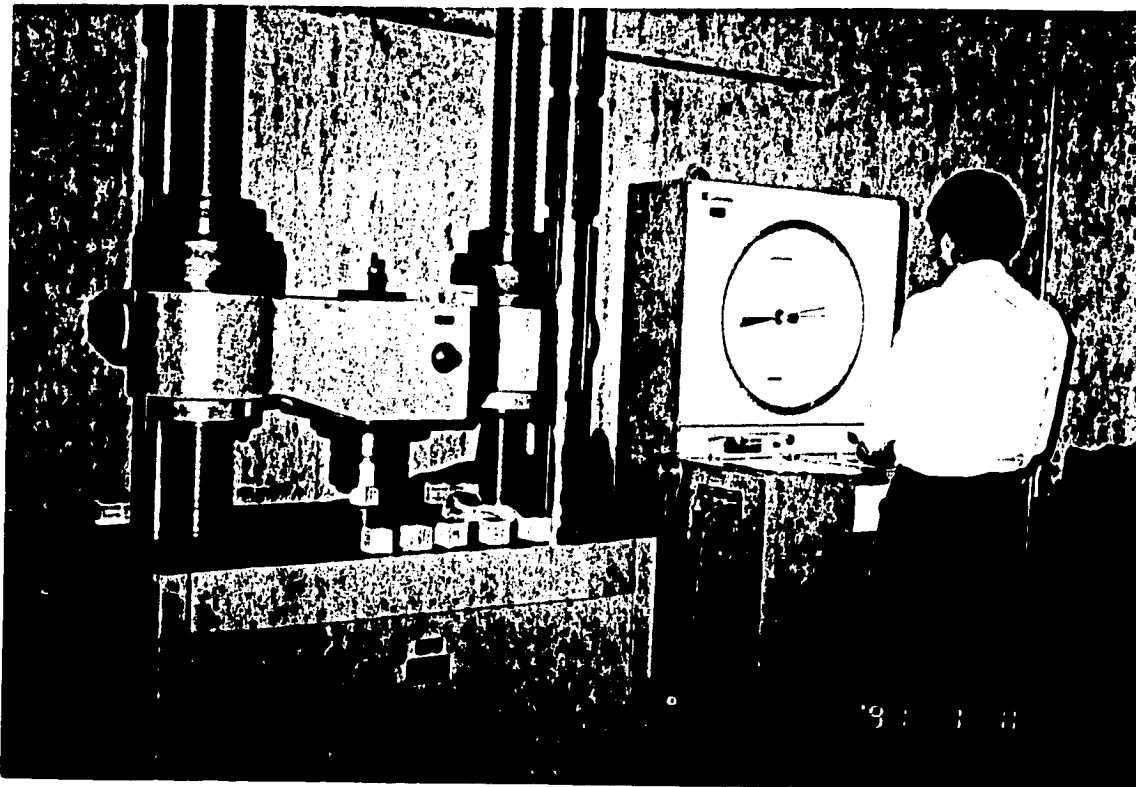


Fig. A.4 Ensayes de Cubos de Mortero en la Máquina Universal

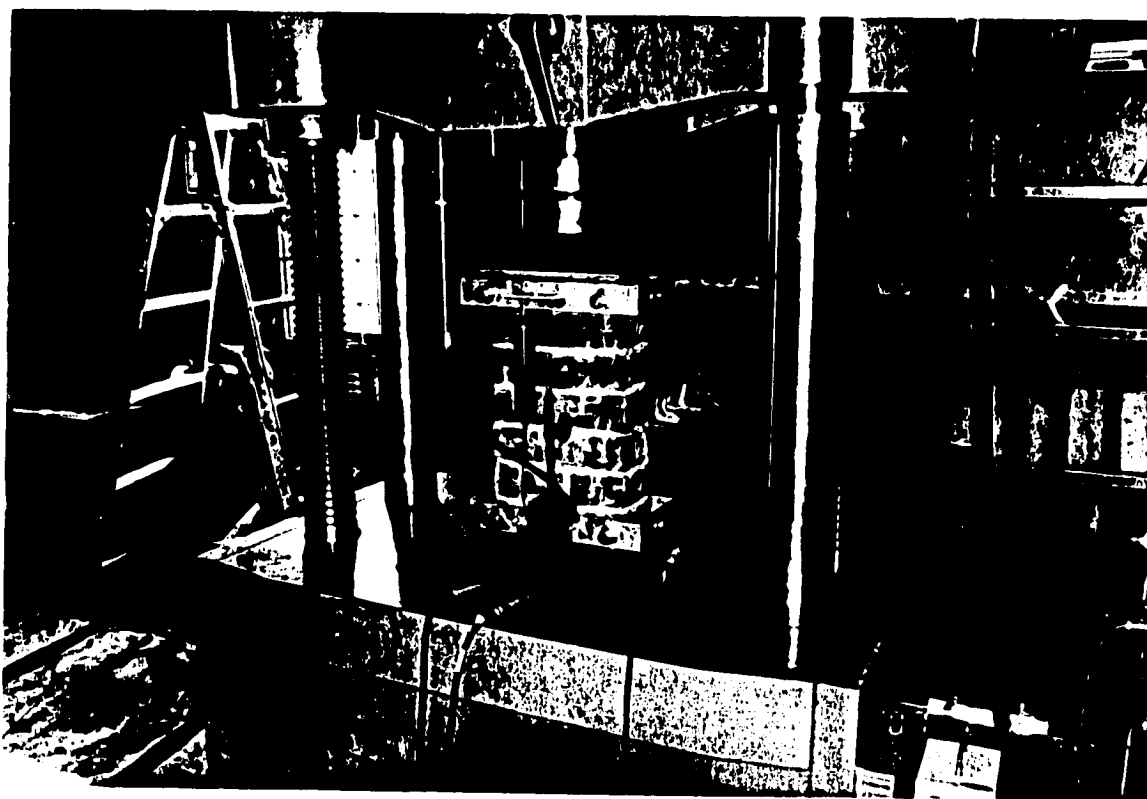


Fig. A.5 Instrumentación y Ensaye de Pilas de Mampostería



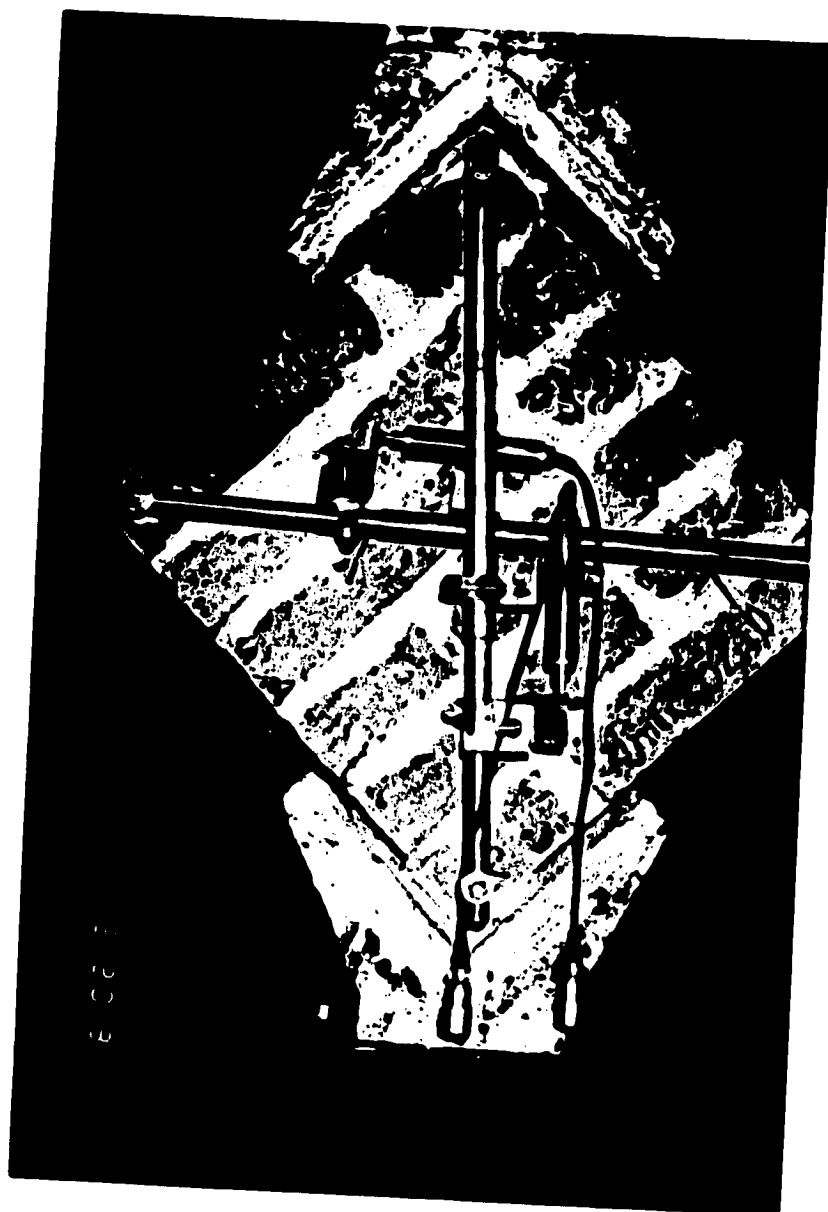


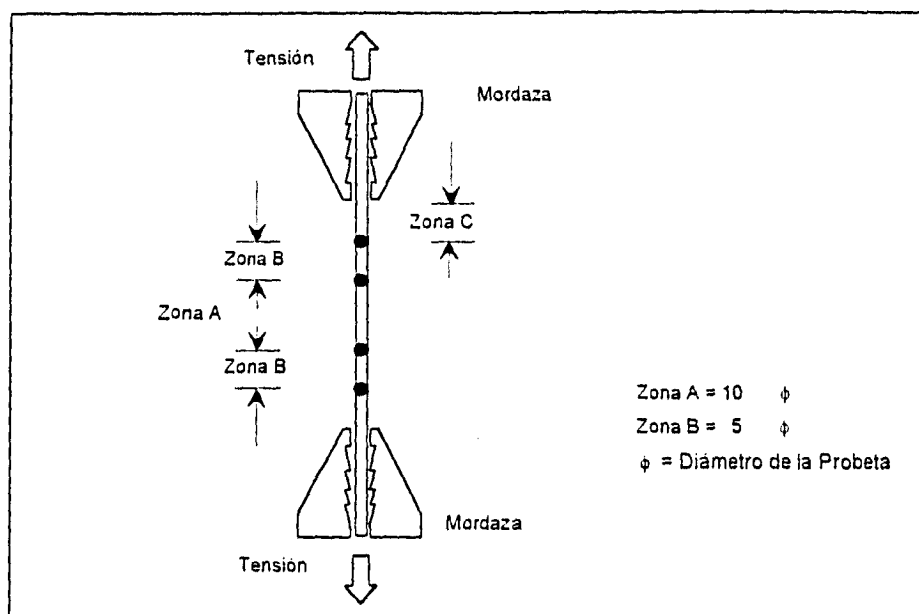
Fig. A.6 Detalle de Instrumentación y Ensaye de Muretes de Mampostería

Tabla A.1 Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo

Probeta	Número de Designación	Zona de Fractura*	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Alargamiento %	Tipo de barra
A1	4	A	4421	7420	14	varilla
A2	4	A	4547	7199	14	varilla
A3	4	B	4144	6694	14	varilla
B1	4	B	4137	6655	16	varilla
B2	4	C	4515	7184	11	varilla
B3	4	C	4334	6931	13	varilla
C1	3	A	4659	7719	12	varilla
C2	3	B	4519	7073	15	varilla
C3	3	B	4491	7087	14	varilla
D1	3	C	4786	7733	12	varilla
D2	3	C	4491	7143	11	varilla
D3	3	C	4407	7340	12	varilla
E1	2	A	2810	4957	26	estribos
E2	2	C	2905	4926	18	estribos
E3	2	C	2810	4942	19	estribos
F1	2	C	2937	4894	19	estribos
F2	2	C	2716	4815	19	estribos
F3	2	C	2684	4800	15	estribos
G1	3.97 mm $\phi$	A	6796	7299	3	alambre
G2	3.97 mm $\phi$	C	6611	7100	4	alambre
G3	3.97 mm $\phi$	C	6453	6931	4	alambre
H1	3.43 mm $\phi$	A	5625	5904	3	escalerilla
H2	3.43 mm $\phi$	C	5225	5543	4	escalerilla
H3	3.43 mm $\phi$	C	3820	4003	3	escalerilla

\* Ver Fig. A.7

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0.0981 MPa



**Fig. A.7 Zonas de Fractura de las Probetas de Acero**

**Tabla A.2 Resistencia a la Compresión del Concreto**

Espécimen	Elemento	Edad de Prueba (días)	Resistencia Promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente de Variación (%)
WBW	Castillo, Mitad Inferior	97	165	8.8
	Castillo, Mitad Superior	89	170	----
	Dala y Losa	82	365	6.6
WBW-E	Castillo, Mitad Inferior	65	200	3.4
	Castillo, Mitad Superior	58	230	1.9
	Dala y Losa	50	285	7.4
WBW-B	Castillo, Mitad Inferior	50	190	6.0
	Castillo, Mitad Superior	71	220	8.2
	Dala y Losa	57	240	2.9

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0,0981 MPa

Tabla A.3 Resistencia del Mortero

Espécimen	Edad de Prueba (días)	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente de Variación (%)
WBW	27	100	5.2
WBW	35	125	5.3
WBW	39	125	5.3
WBW	56	100	9.4
WBW-E	67	112	5.4
WBW-E	68	85	3.6
WBW-E	69	94	11.7
WBW-E	76	66	4.5
WBW-B	36	78	2.7
WBW-B	43	68	4.5
WBW-B	55	128	4.9
WBW-B	57	74	5.9

Tabla A.4 Resistencia a la Compresión de la Mampostería

Espécimen	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	C.V. (%)	$\bar{f}_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )
WBW	53	15	39
WBW-E	68	15	49
WBW-B	45	15	33

Nota: 1 kg/cm<sup>2</sup> = 0,0981 MPa

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 c_m}$$

donde

$c_m$  coeficiente de variación, el cual no se tomará menor que 0.15

**Tabla A.5 Resistencia a Tensión Diagonal de la Mampostería**

Especimen	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Rigidez al Cortante (kg/cm <sup>2</sup> )	
		Teórico <sup>1</sup>	Experimental <sup>2</sup>
WBW	9	8550	8495
WBW	10	8550	7875
WBW-E	6	8820	6260
WBW-E	7	8820	7350
WBW-B	6	5940	9490
WBW-B	9	5940	8955

<sup>1</sup> El valor teórico del módulo de rigidez al cortante se obtiene como  $G = 0.3 E$ ,  
done  $E = 600 f'm$ .

<sup>2</sup> Valores obtenidos de la gráfica  $\tau$  vs  $\gamma$  de cada murete.

## REFERENCIAS

1. Alcocer, S.M., y otros, "Comportamiento Ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión," Cuadernos de Investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, No.17, julio de 1994, pp. 53-76.
2. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., marzo de 1989, 19 pp.
3. Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., julio de 1987, 100 pp.
4. Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto," Gaceta Oficial del Departamento del D.F., noviembre de 1987, 73 pp.
5. Meli, R., "Comentarios a las Normas Técnicas Para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones Para el D.F.," Instituto de Ingeniería, UNAM, enero de 1992, 119 pp.
6. Hernández, O., "Comportamiento y Diseño de Elementos de Mampostería," División de Educación Continua. Facultad de Ingeniería, UNAM, agosto de 1988.
7. Alcocer, S.M., y Klingner, R.E., "Masonry Research in the Americas," Capítulo 7 del libro Masonry in the Americas, Instituto Americano del Concreto, 1994, pp. 127-169.
8. Meli, R., "Diseño Sísmico de Edificios de Muros de Mampostería. La Práctica Actual y el Comportamiento Observado," Revista de Ingeniería Sísmica, Número 40, México D.F., diciembre de 1990, pp. 7-28.
9. Hernández, O., y Meli, R., "Modalidades de Refuerzo Para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería," Instituto de Ingeniería, Serie Azul No. 386, UNAM, diciembre de 1976, 34 pp.

10. Meli, R., Alcocer, S.M., y Díaz-Infante, L.A., "Características Estructurales de Conjuntos Habitacionales de Interés Social," Cuadernos de Investigación, CENAPRED, No.17, México D.F., julio de 1994, pp. 25-52.
11. Gere, J., y Timoshenko, S., "Mecánica de Materiales," Grupo Editorial Iberoamericano, Segunda Edición, México D.F., 1986, 825 pp.
12. Wakabayashi, M., y Martínez, E., "Diseño de Estructuras Sismorresistentes," Ed. Mc Graw-Hill, México, D.F., julio de 1988, 418 pp.
13. Computer and Structures Inc., "ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems," julio de 1992.
14. Meli, R., Comunicación Personal, 1993.
15. Newmark, N.M., y Hall, W.J., "Earthquake Spectra and Design," Earthquake Engineering Research Institute, marzo de 1982, 103 pp.
16. Alcocer, S.M., y Jirsa, J.O., "Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing," Informe PMFSEL 91-1, Universidad de Texas en Austin, julio de 1991, 221 pp.
17. Rosas, G., "Revisión de Métodos Para la Determinación de la Resistencia a Cortante en Elementos de Concreto Reforzado," Tesis de Licenciatura, Universidad La Salle, México, D.F., 1993, 171 pp.
18. Architectural Institute of Japan, "Structural Design Guidelines For Reinforced Concrete Buildings," marzo de 1994, 207 pp.