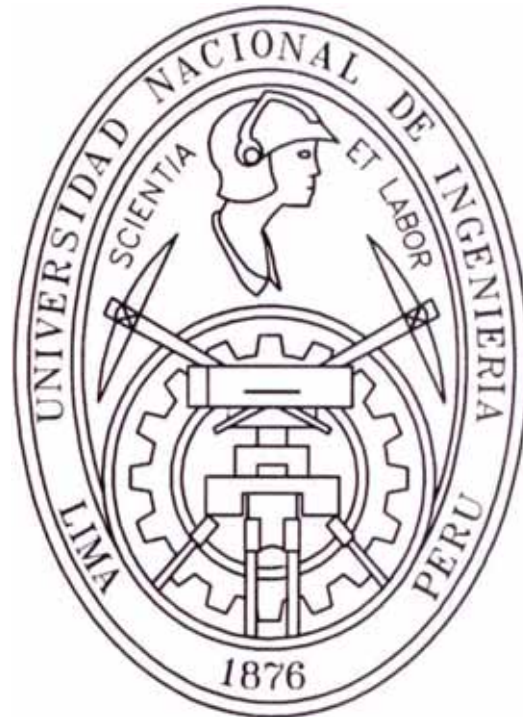


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE  
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE OCHO CENTÍMETROS  
DE ESPESOR**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

**JIMY QUINTANA ZAVALITA**

Lima - Perú

2013

	Pag.
<b>RESUMEN</b>	04
<b>LISTA DE TABLAS</b>	06
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	08
<b>INTRODUCCIÓN</b>	16
<b>CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES</b>	
1.1 ANTECEDENTES	19
1.2 JUSTIFICACIÓN	22
1.3 OBJETIVOS	23
1.3.1 Objetivo General	23
1.3.2 Objetivos Específicos	24
1.4 METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	24
<b>CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS Y ANÁLISIS TEÓRICO</b>	
2.1 FUNDAMENTOS DE VIVIENDA ECONÓMICA	27
2.1.1 Proyecto Previ	30
2.2 CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADA	34
2.2.1 Proyecto los Parques del Agustino	35
2.3 SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	37
2.3.1 Descripción del Sistema Estructural	37
2.3.2 Arquitectura y Estructuración del Sistema Estructural	40
2.3.3 Componentes del Sistema Estructural	43
2.3.3.1 <i>Concreto</i>	43
2.3.3.2 <i>Acero de Refuerzo</i>	46
2.3.3.3 <i>Encofrados</i>	50
2.3.4 Proceso Constructivo	52
2.3.4.1 <i>Cimentación</i>	52
2.3.4.2 <i>Muros y Losas de Concreto Armado</i>	55
2.3.4.3 <i>Acabados</i>	63
2.3.5 Problemas Presentados en este Tipo de Edificaciones	66
2.3.6 Reglamentos para el Diseño de Muros de Ductilidad Limitada	68
2.4 DESEMPEÑO SÍSMICO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	71

### **CAPÍTULO III: ESTUDIOS EXPERIMENTALES**

3.1	LABORATORIO Y EQUIPOS DE ENSAYO	76
3.2	ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA	80
3.3	CARACTERÍSTICA DE LOS ESPECÍMENES	81
3.4	CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES	83
3.4.1	Cimentación de Muro	83
3.4.2	Panel de Concreto Armado y Viga de Trasferencia	86
3.5	REPARACIÓN DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	93
3.5.1	METODOLOGIA DE REPARACIÓN	94
3.5.2	PROCEDIMIENTO REPARACIÓN	95

### **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS**

4.1	INTRODUCCIÓN	101
4.2	ENSAYOS EN EL CONCRETO	102
4.2.1	Ensayos en el Concreto en Estado Fresco	102
4.2.2	Ensayos en el Concreto en Estado Endurecido	103
4.3	ENSAYOS DE CARGA LATERAL CÍCLICA	107
4.3.1	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	107
4.3.1.1	<i>Especimen M-01</i>	107
4.3.1.2	<i>Especimen M-02</i>	110
4.3.1.3	<i>Especimen M-03</i>	113
4.3.1.4	<i>Especimen M-04</i>	116
4.3.2	PATRÓN DE GRIETAS	119
4.3.3	HISTORIA DE CARGAS	123
4.4	RESULTADOS DEL ENSAYO DE REPARACIÓN	134
4.4.1	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	134
4.4.2	ESPECIMEN REPARADO M-01	135
4.4.3	ANÁLISIS DE COSTO DE REPARACIÓN	139
4.5	FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA	140

### **CAPÍTULO V: ESTUDIO ANALÍTICO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE MUROS DE OCHO CENTÍMETROS DE ESPESOR**

5.1	INTRODUCCIÓN	142
5.2	CONSIDERACIONES GENERALES	143

### **CAPÍTULO III: ESTUDIOS EXPERIMENTALES**

3.1	LABORATORIO Y EQUIPOS DE ENSAYO	76
3.2	ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA	80
3.3	CARACTERÍSTICA DE LOS ESPECÍMENES	81
3.4	CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES	83
3.4.1	Cimentación de Muro	83
3.4.2	Panel de Concreto Armado y Viga de Traslferencia	86
3.5	REPARACIÓN DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	93
3.5.1	METODOLOGIA DE REPARACIÓN	94
3.5.2	PROCEDIMIENTO REPARACIÓN	95

### **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS**

4.1	INTRODUCCIÓN	101
4.2	ENSAYOS EN EL CONCRETO	102
4.2.1	Ensayos en el Concreto en Estado Fresco	102
4.2.2	Ensayos en el Concreto en Estado Endurecido	103
4.3	ENSAYOS DE CARGA LATERAL CÍCLICA	107
4.3.1	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	107
4.3.1.1	<i>Especimen M-01</i>	107
4.3.1.2	<i>Especimen M-02</i>	110
4.3.1.3	<i>Especimen M-03</i>	113
4.3.1.4	<i>Especimen M-04</i>	116
4.3.2	PATRÓN DE GRIETAS	119
4.3.3	HISTORIA DE CARGAS	123
4.4	RESULTADOS DEL ENSAYO DE REPARACIÓN	134
4.4.1	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	134
4.4.2	ESPECIMEN REPARADO M-01	135
4.4.3	ANÁLISIS DE COSTO DE REPARACIÓN	139
4.5	FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA	140

### **CAPÍTULO V: ESTUDIO ANALÍTICO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE MUROS DE OCHO CENTÍMETROS DE ESPESOR**

5.1	INTRODUCCIÓN	142
5.2	CONSIDERACIONES GENERALES	143

5.2.1	Análisis Dinámico Lineal	143
5.2.2	Modelamiento de Estructuras Mediante Programas de Cómputo	143
5.2.3	Análisis Estructural Sísmico	145
5.3	ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE DIEZ Y OCHO CENTÍMETROS DE ESPESOR	146
5.3.1	Espectro de Respuesta	146
5.3.2	Resultados del Análisis Dinámico	148
5.3.2.1	<i>Caraterísticas de la Estructura</i>	148
5.3.2.2	<i>Resultados del Análisis con Elementos Finitos</i>	151
5.4	ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL DEL PROYECTO COLOMBIANO	161
5.4.1	Proyecto Bosques de Ciudad 2000-II Cali - Colombia	161
5.4.2	Espectro de Respuesta	163
5.4.3	Resultados del Análisis Dinámico	165
5.4.3.1	<i>Caraterísticas de la Estructura</i>	165
5.4.3.2	<i>Resultados del Análisis con Elementos Finitos</i>	167
5.5	COMPARATIVO ENTRE FUERZA CORTANTE RESISTENTE Y LA FUERZA CORTANTE MÁXIMA DEL ENSAYOS	174
	<b>CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	179
6.1	CONCLUSIONES	179
6.2	RECOMENDACIONES	186
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	189
	<b>ANEXOS</b>	190

## RESUMEN

La presente tesis estudia comportamiento sísmico en muros de ductilidad limitada bajo la consideración que estos presentan un espesor de ocho centímetros, para lo cual se ha planteado realizar una evaluación a través de dos metodologías, la primera desde el punto de vista experimental con la construcción de cuatro especímenes a escala real, los cuales serán sometidos a una carga lateral cíclica y carga vertical constante. Como parte de esta evaluación se ha proyectado que uno de los especímenes sea sometido a un sistema de reparación y posteriormente a un sistema de cargas similares a las mencionadas anteriormente. La segunda etapa de la evaluación consiste en un estudio analítico a través de elementos finitos, teniendo como arquitectura típica el proyecto Parques de Agustino desarrollado en Perú y en el proyecto Bosques de Ciudad 2000-II desarrollado en Colombia, este último estructurado en base a muros de ocho centímetros de espesor.

En lo que respecta a la parte experimental se construyeron cuatro muros de 2300mm de altura, 2400mm de ancho y 80mm de espesor aproximadamente, estos muros han sido reforzadas con mallas electrosoldadas de diferentes cuantías, así el muro M1 es el de menor refuerzo y el muro M4 posee mayor refuerzo. Los muros han sido sometidos a un sistema de cargas, en donde la carga lateral obedece el patrón de desplazamientos según el código FEMA-461, mientras que la carga vertical es de valor constante y de 20 tonf, el cual equivale al peso promedio que soportaría un muro del primer nivel dentro de una edificación de cinco pisos de altura. En general para los cuatro muros ensayados se encontró que el esfuerzo promedio de corte máximo varía desde 11.7 kgf/cm<sup>2</sup> a 15.3kgf/cm<sup>2</sup> y además se identifica que el rango elástico de los muros termina en una distorsión 1/1500 bajo un esfuerzo de 5.50kgf/cm<sup>2</sup>, generándose una no linealidad que se inicia con el agrietamiento de los talones del muro, siguiendo una secuencia de grietas diagonales en los lados del muro hacia la zona central, la misma que se acentúa bajo una distorsión de 1/770, llegando la falla del muro por el levantamiento del talón y el cizallamiento interior de la malla de refuerzo. La falla presentada en los muros depende de la cantidad de refuerzo, encontrándose que para el muro de menor refuerzo M1 la falla del talón ocurre bajo una distorsión de 1/400 bajo un esfuerzo de 12.0kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo para

los muros con mayor refuerzo M3 y M4 la falla se alcanza para una distorsión de 1/250 y un esfuerzo promedio aproximadamente de 13.5kg/cm<sup>2</sup>.

De acuerdo con los resultados obtenidos por los investigadores del Cismid se propone que para el agrietamiento de estos muros debe considerarse un límite elástico de 1/1500, de manera que no se supere un esfuerzo de 5.5Kg/cm<sup>2</sup>, a fin de controlar los agrietamientos en caso de sismos moderados, además de considerar una distorsión de 1/400 para el diseño con este tipo de muro y que el esfuerzo límite sea menor a 13.50 Kgf./cm<sup>2</sup> y se puede asignar una ductilidad no mayor de 3.0 para asegurar que los parámetros sugeridos en este reporte sean válidos

Además de los ensayos a los cuatro muros, se realizó la reparación de uno de ellos a través de inyecciones epóxicas, consistiendo en la colocación de un material de alta performance superior al concreto para otorgar un monolitismo y funcionamiento a la estructura reparada, encontrándose que en líneas generales que las fisuras desarrolladas en el espécimen, tienen el mismo patrón que las desarrolladas en el espécimen en el ensayo inicial. Además de la histéresis del espécimen se observó que este alcanzó un desplazamiento de 14.240 mm para la carga máxima de 18.21tf y una rigidez inicial de 19.41 ton/mm, la cual es mayor que la rigidez inicial del muro sin reparar. Además se puede apreciar que este tuvo un comportamiento elástico hasta un desplazamiento de 0.475mm equivalente a una carga de 9.21tf.

Para el estudio analítico a través de elementos finitos se usó el programa de análisis estructural ETABS V9.7, en el cual se utilizó el módulo de análisis lineal dinámico, considerando los parámetros sísmicos según el Reglamento Nacional de Edificaciones y suponiendo que la estructura se encuentra en la ciudad de Lima. Del análisis lineal dinámico, aplicado al modelo en base a muros de 10cm y 08cm del proyecto Parques del Agustino, se tiene que el esfuerzo de corte producido en los muros, no supera el esfuerzo de corte límite de 13.5kg/cm<sup>2</sup>, sin embargo supera el esfuerzo límite de agrietamiento de 5.5Kg/cm<sup>2</sup> recomendado por los investigadores del Cismid. Además del modelo Bosques de Ciudad 2000-II se tiene que el esfuerzo de corte producido en los muros, no supera el esfuerzo de corte límite de 13.5kg/cm<sup>2</sup>, ni el esfuerzo de corte límite de agrietamiento de 5.5Kg/cm<sup>2</sup> por los investigadores del Cismid.

	Pag.
<b>Tabla 2.1</b> Densidades habitacionales máximas antes y después de salir en vigencia los Decretos Supremos (R.N.C).	28
<b>Tabla 2.2</b> Dimensionamiento mínimo de áreas antes y después de salir en vigencia los Decretos Supremos (R.N.C).	29
<b>Tabla 2.3</b> Clasificación de los sistemas estructurales, de acuerdo con la cantidad de corte que toman los elementos resistentes.	38
<b>Tabla 2.4</b> Clasificación de los sistemas estructurales, según la densidad de muros.	39
<b>Tabla 2.5</b> Características generales de acero ASTM A615 fabricado en el Perú.	47
<b>Tabla 2.6</b> Cuadro de muros, donde indica las cantidades de acero de refuerzo tanto con acero dúctil como con malla electrosoldada.	58
<b>Tabla 3.1</b> Sensores utilizados en ensayos de carga cíclica.	78
<b>Tabla 3.2</b> Número de ciclos y distorsiones angulares usados en el ensayo de carga lateral cíclica.	80
<b>Tabla 3.3</b> Cuantía de refuerzo utilizada en los muros a ensayar.	82
<b>Tabla 4.1</b> Registro de probetas de concreto ensayadas para la cimentación.	104
<b>Tabla 4.2</b> Registro de probetas de concreto ensayadas para los Especímenes.	105
<b>Tabla 4.3</b> Parámetros sísmicos.	141
<b>Tabla 4.4</b> Cálculo del factor reducción de fuerza sísmica (R).	141
<b>Tabla 5.1</b> Parámetros de espectro de respuesta.	147
<b>Tabla 5.2</b> Espectro de respuesta.	147
<b>Tabla 5.3</b> Cálculo de la relación de aspecto para el bloque típico - Proyecto Parques del Agustino.	149
<b>Tabla 5.4</b> Cálculo de la densidad de muros en las dos direcciones principales de análisis.	149
<b>Tabla 5.5</b> Frecuencias y periodos para el modelo en base a muros de 10 y 08cm.	154
<b>Tabla 5.6</b> Desplazamientos y Drift, del modelo en base a muros de 10cm.	154
<b>Tabla 5.7</b> Desplazamientos y Drift, del modelo en base a muros de 8cm.	155



<b>Tabla 5.8</b> Parámetros de espectro de respuesta según RNE-E030.	163
<b>Tabla 5.9</b> Espectro de respuesta según RNE-E030.	163
<b>Tabla 5.10</b> Cálculo de la relación de aspecto para el bloque típico - Bosques de Ciudad 2000-II.	165
<b>Tabla 5.11</b> Cálculo de la relación de aspecto para el bloque típico - Bosques de Ciudad 2000-II.	165
<b>Tabla 5.12</b> Frecuencias y periodos para el modelo en base a muros de 08cm, proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	169
<b>Tabla 5.13</b> Desplazamientos y Drift, del modelo en base a muros de 08cm, proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	169
<b>Tabla 5.14</b> Tabla resumen donde se muestra el comparativo de la fuerza cortante resistente versus la fuerza cortante máxima obtenida de los ensayos de carga lateral cíclica	178

## LISTA DE FIGURAS

<b>Fig. 1.1.</b> Crecimiento demográfico en el Perú y el Lima Metropolitana entre los años 1940 y 1981.	20
<b>Fig. 1.2.</b> Proporcionada por <i>Centro Nacional de Datos Geofísicos</i> , donde muestra los Principales elementos tectónicos en Perú.	20
<b>Fig. 2.1</b> Distribución en planta típica de vivienda económica en base al sistema de muros de ductilidad limitada.	30
<b>Fig. 2.2</b> Vista panorámica del proyecto Danés desarrollado por Arq. Knud Svensson y el Ing. Jhon Zachariassen.	32
<b>Fig. 2.3</b> Vista panorámica del proyecto Peruano desarrollado por los Arquitectos Williams – Nuñez Miroquezada.	32
<b>Fig. 2.4</b> Vista panorámica del proyecto Peruano desarrollado por los Víctor Ramirez, Víctor Nikita Smirnoff, Víctor Wiskowsky y Fernando Chaparro.	33
<b>Fig. 2.5</b> Vista panorámica del proyecto Peruano desarrollado por los arquitectos peruanos Jacques Crousse, Jorge Páez y Ricardo Pérez León.	33
<b>Fig. 2.6</b> Distribución por sectores para el proyecto Parques del Agustino.	36
<b>Fig. 2.7</b> Se muestra la distribución del número de pisos para una muestra de 295 proyectos.	40
<b>Fig. 2.8</b> Se muestra la distribución del número de pisos con su respectiva densidad de muros en el eje más débil, para una muestra de 295 proyectos.	41
<b>Fig. 2.9</b> Vista panorámica, del Proyecto Parques del Agustino, el cual será usado como arquitectura típica.	42
<b>Fig. 2.10</b> Vista panorámica del vaciado de concreto premezclado utilizando telehandler para el vaciado de concreto.	45
<b>Fig. 2.11</b> Vista panorámica del acabado de losa de techo.	45
<b>Fig. 2.12</b> Vista panorámica del almacenaje de las varillas de refuerzo convencional dúctil.	46
<b>Fig. 2.13</b> Vista panorámica del uso del acero de refuerzo dúctil, en la construcción de edificios de ductilidad limitada.	48
<b>Fig. 2.14</b> Vista panorámica de Mallas Electrosoldadas en la construcción de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada.	49
<b>Fig. 2.15</b> Curvas esfuerzo deformación para barras corrugadas y mallas electrosoldadas.	50
<b>Fig. 2.16</b> Vista del encofrado metálico y su trabajabilidad para con el operario.	51

<b>Fig. 2.17</b> Encofrado monolítico de muros y losa.	51
<b>Fig. 2.18</b> Vista de los puntales dejados luego de desencofrar muros y losas.	52
<b>Fig. 2.19</b> Vista del Movimiento de tierras.	53
<b>Fig. 2.20</b> Vista del encofrado en platea de cimentación.	54
<b>Fig. 2.21</b> Vista del acero de refuerzo y tuberías de los servicios en las plateas de cimentación.	54
<b>Fig. 2.22</b> Vista del proceso de vaciado de plateas de cimentación.	55
<b>Fig. 2.23</b> Clasificación del acero de refuerzo usado en los muros estructurales.	56
<b>Fig. 2.24</b> Detalle del acero de refuerzo en losas de piso cuando se interceptan con muros.	56
<b>Fig. 2.25</b> Comparación entre el encofrado y el desencofrado de una vivienda.	59
<b>Fig. 2.26</b> Comparación entre el encofrado y el desencofrado de una vivienda.	60
<b>Fig. 2.27</b> Accesorios usados en el proceso de encofrado de los muros.	60
<b>Fig. 2.28</b> Proceso de vaciado de conjunto monolítico losa – muro.	61
<b>Fig. 2.29</b> Vista de defectos superficiales debidos a la segregación del concreto.	64
<b>Fig. 2.30</b> Proceso de asentado de bloques P-9 como tabiquería.	65
<b>Fig. 2.31</b> Proceso de instalación de papel colomural.	65
<b>Fig. 2.32</b> Vista de una cangrejera, debido a problemas en el vaciado.	67
<b>Fig. 2.33</b> Interacción corte- flexión para muros de ductilidad limitada.	72
<b>Fig. 2.34</b> Vista en planta de arquitectura arquetípica.	73
<b>Fig. 2.35</b> Vista de placa de concreto en ensayo de carga lateral cíclica, la cual representa a un elemento esencial.	74
<b>Fig. 2.36</b> Vista de módulo de dos pisos, la cual representa a una estructura esencial.	74
<b>Fig. 2.37</b> Vista del modelo analítico de un muro de concreto.	75
<b>Fig. 3.1</b> Sistema de instrumentación para ensayo de carga lateral cíclica.	77
<b>Fig. 3.2</b> Distribución de sensores en panel de concreto.	78
<b>Fig. 3.3</b> Llenado de probetas y ensayo de cono de Abrahms.	79
<b>Fig. 3.4</b> Geometría de los Especímenes.	82
<b>Fig. 3.5</b> Geometría en planta de la cimentación de los muros.	83
<b>Fig. 3.6</b> Detalle del acero de reforzamiento de la cimentación.	83
<b>Fig. 3.7</b> Malla electrosoldada de empalme anclada en la cimentación.	84

<b>Fig. 3.8</b> Encofrado y acero de refuerzo de cimentación de muro.	85
<b>Fig. 3.9</b> Encofrado y acero de refuerzo de cimentación de muro.	85
<b>Fig. 3.10</b> Acabado de superficie de cimentación.	85
<b>Fig. 3.11</b> Geometría del Especimen.	86
<b>Fig. 3.12</b> Vista de los separadores de mallas para muros de 8cm de espesor.	86
<b>Fig. 3.13</b> Amarre de malla electrosoldada con varillas extremas y con malla electrosoldada anclada parcialmente en la cimentación.	87
<b>Fig. 3.14</b> Aplicación del aditivo desmoldante Z-Crón.	87
<b>Fig. 3.15</b> Colocación de la formaletas metálicas como encofrado de los muros.	88
<b>Fig. 3.16</b> Vista del acople entre el encofrado metálico y el encofrado de madera para un vaciado monolítico muro – viga de transferencia.	88
<b>Fig. 3.17</b> Vaciado de placas de concreto.	89
<b>Fig. 3.18</b> Vaciado de placas de concreto.	89
<b>Fig. 3.19</b> Vista del encofrado de madera acoplado al encofrado metálico.	90
<b>Fig. 3.20</b> Ajuste de pase de PVC en viga de transferencia.	90
<b>Fig. 3.21</b> Sección transversal de la viga de transferencia.	91
<b>Fig. 3.22</b> Superficie de concreto luego del desencofrado.	91
<b>Fig. 3.23</b> Resane de Superficie de muros.	92
<b>Fig. 3.24</b> Vista del acabado de los muros.	92
<b>Fig. 3.25</b> Vista frontal del muro luego de someterse al ensayo de carga lateral cíclica.	93
<b>Fig. 3.26</b> Vista frontal del muro luego de someterse al ensayo de carga lateral cíclica.	95
<b>Fig. 3.27</b> Proceso de identificación de fisuras.	95
<b>Fig. 3.28</b> Distribución de boquillas de cobre en una de las caras de muro.	96
<b>Fig. 3.29</b> Sellado de boquillas y fisuras a través de aditivo EUCO 452 GEL	96
<b>Fig. 3.30</b> Sellado de fisura producto de la falla por deslizamiento por cortante.	97
<b>Fig. 3.31</b> Limpieza de talones del muro.	97
<b>Fig. 3.32</b> Encofrado de los talones de muro.	98
<b>Fig. 3.33</b> Vista del encofrado y vaciado de los talones de muro	98
<b>Fig. 3.34</b> Inyectado a presión de fisuras a través de aditivo Eucopoxi Injection Resin.	99
<b>Fig. 3.35</b> Desencofrado de talones de muro.	99
<b>Fig. 3.36</b> Corte de boquillas de cobre y lijado de superficie.	100

<b>Fig. 3.37</b> Vista de muro reparado, listo para ser sometido al ensayo de carga lateral cíclica.	100
<b>Fig. 4.1</b> Esquema para el ensayo de carga lateral cíclica.	101
<b>Fig. 4.2</b> Ensayo del cono de Abrams.	102
<b>Fig. 4.3</b> Lectura de nivel de asentamiento en la mezcla de concreto.	102
<b>Fig. 4.4</b> Llenado de probetas de concreto.	103
<b>Fig. 4.5</b> Probeta sometida a carga Axial.	103
<b>Fig. 4.6</b> Desarrollo de la resistencia del concreto de la cimentación.	104
<b>Fig. 4.7</b> Desarrollo de la resistencia del concreto del especímenes.	105
<b>Fig. 4.8</b> Resultados del ensayo de módulo de elasticidad aplicado a la probeta de concreto M-A.	106
<b>Fig. 4.9</b> Resultados del ensayo de módulo de elasticidad aplicado a la probeta de concreto M-B.	106
<b>Fig. 4.10</b> Resultados del ensayo de módulo de elasticidad aplicado a la probeta de concreto M-C.	106
<b>Fig. 4.11</b> Comportamiento histerético del espécimen M-01.	108
<b>Fig. 4.12</b> Envoltorio de capacidad del espécimen M-01.	109
<b>Fig. 4.13</b> Vista del Estado inicial del espécimen M-01.	109
<b>Fig. 4.14</b> Estado final del muro del espécimen M-01.	110
<b>Fig. 4.15</b> Comportamiento histerético del espécimen M-02.	111
<b>Fig. 4.16</b> Envoltorio de capacidad del espécimen M-02.	112
<b>Fig. 4.17</b> Vista del estado inicial del espécimen M-02.	112
<b>Fig. 4.18</b> Estado final del muro del espécimen M-02.	113
<b>Fig. 4.19</b> Comportamiento histerético del espécimen M-03.	114
<b>Fig. 4.20</b> Envoltorio de capacidad del espécimen M-03.	115
<b>Fig. 4.21</b> Vista del estado inicial del espécimen M-03.	115
<b>Fig. 4.22</b> Estado final del muro del espécimen M-03.	116
<b>Fig. 4.23</b> Comportamiento histerético del espécimen M-04.	117
<b>Fig. 4.24</b> Envoltorio de capacidad del espécimen M-04.	118
<b>Fig. 4.25</b> Vista del estado inicial del espécimen M-04.	118
<b>Fig. 4.26</b> Estado final del muro del espécimen M-04.	119
<b>Fig. 4.27</b> Patrón de grietas cara frontal, espécimen M-01.	119
<b>Fig. 4.28</b> Patrón de grietas cara posterior, espécimen M-01.	120
<b>Fig. 4.29</b> Patrón de grietas cara frontal, espécimen M-02.	120
<b>Fig. 4.30</b> Patrón de grietas cara posterior, espécimen M-02.	121
<b>Fig. 4.31</b> Patrón de grietas cara frontal, espécimen M-03.	121
<b>Fig. 4.32</b> Patrón de grietas cara posterior, espécimen M-03.	122

<b>Fig. 4.33</b> Patrón de grietas cara frontal, especimen M-04.	122
<b>Fig. 4.34</b> Patrón de grietas cara posterior, especimen M-04.	123
<b>Fig. 4.35</b> Registro de la carga lateral vs el N° de pasos.	124
<b>Fig. 4.36</b> Registro de la carga vertical o de confinamiento vs el N° de pasos.	124
<b>Fig. 4.37</b> Registro de la carga lateral vs el N° de pasos.	125
<b>Fig. 4.38</b> Registro de la carga vertical o de confinamiento vs el N° de pasos.	125
<b>Fig. 4.39</b> Registro de la carga lateral vs el N° de pasos.	126
<b>Fig. 4.40</b> Registro de la carga vertical o de confinamiento vs el N° de pasos.	126
<b>Fig. 4.41</b> Registro de la carga lateral vs el N° de pasos.	127
<b>Fig. 4.42</b> Registro de la carga vertical o de confinamiento vs el N° de pasos.	127
<b>Fig. 4.43</b> Relaciones desplazamiento horizontal versus el número de pasos para especimen M-01.	128
<b>Fig. 4.44</b> Relaciones carga vertical versus el número de pasos para especimen M-01.	128
<b>Fig. 4.45</b> Relaciones desplazamiento diagonal versus el número de pasos para especimen M-01.	129
<b>Fig. 4.46</b> Relaciones desplazamiento horizontal versus el número de pasos para especimen M-02.	129
<b>Fig. 4.47</b> Relaciones carga vertical versus el número de pasos para especimen M-02.	130
<b>Fig. 4.48</b> Relaciones desplazamiento diagonal versus el número de pasos para especimen M-02.	130
<b>Fig. 4.49</b> Relaciones desplazamiento horizontal versus el número de pasos para especimen M-03.	131
<b>Fig. 4.50</b> Relaciones carga vertical versus el número de pasos para especimen M-03.	131
<b>Fig. 4.51</b> Relaciones desplazamiento diagonal versus el número de pasos para especimen M-03.	132
<b>Fig. 4.52</b> Relaciones desplazamiento horizontal versus el número de pasos para especimen M-04.	132
<b>Fig. 4.53</b> Relaciones carga vertical versus el número de pasos para especimen M-04	133
<b>Fig. 4.54</b> Relaciones desplazamiento diagonal versus el número de pasos	133

para especimen M-04	
<b>Fig. 4.55</b> Vista de fisuras diagonales desarrolladas de manera paralela a las fisuras del ensayo inicial.	134
<b>Fig. 4.56</b> Vista de fisuras en la zona de talones del muro, desarrolladas de manera paralela a las desarrolladas en el ensayo inicial.	134
<b>Fig. 4.57</b> Estado final de muro M-01, luego de haber sido sometido al ensayo de carga lateral cíclica.	136
<b>Fig. 4.58</b> Vista de las fisuras en la zona del talón de muro.	136
<b>Fig. 4.59</b> Comportamiento histerético del especimen M-01 reparado.	137
<b>Fig. 4.60</b> Comparativo de curvas histeréticas entre especimen M-01 reforzado y sin reforzar.	137
<b>Fig. 4.61</b> Comparativo de curvas envolventes entre especimen M-01 reforzado y sin reforzar.	138
<b>Fig. 4.62</b> Patrón de grietas de especimen M-01 reforzado y sin reforzar – Cara posterior.	138
<b>Fig. 4.63</b> Patrón de grietas de especimen M-01 reforzado y sin reforzar – Cara frontal.	139
<b>Fig. 4.64</b> Regla de igualdad de desplazamientos.	140
<b>Fig. 5.1</b> Modelo con elementos finitos de edificio de muros de ductilidad limitada en el programa Etabs 9.7.	144
<b>Fig. 5.2</b> Vista del entorno del programa NTE030 para el cálculo del espectro de respuesta según RNE.	146
<b>Fig. 5.3</b> Vista del entorno del programa NTE030 para el cálculo del espectro de respuesta según RNE	147
<b>Fig. 5.4</b> Espectro de respuesta inelástico según RNE – estructura regular	148
<b>Fig. 5.5</b> Dimensiones en planta de bloque típico - Proyecto Parques del Agustino.	149
<b>Fig. 5.6</b> Vista en planta del bloque típico del proyecto Parques del Agustino.	150
<b>Fig. 5.7</b> Vista del modelo en 3D con elementos finitos del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, modelado en el programa Etabs V9.7.	150
<b>Fig. 5.8</b> Primera forma de modo del bloque típico del proyecto Parques del agustino, dirección X-X.	151
<b>Fig. 5.9</b> Segunda forma de modo del bloque típico del proyecto Parques del agustino, dirección Y-Y.	151
<b>Fig. 5.10</b> tercera forma de modo del bloque típico del proyecto Parques del	152

agustino, Rotación alrededor del eje vertical.	
<b>Fig. 5.11</b> Primera forma de modo del bloque típico del proyecto Parques del agustino, dirección X-X.	152
<b>Fig. 5.12</b> Segunda forma de modo del bloque típico del proyecto Parques del agustino, dirección Y-Y.	153
<b>Fig. 5.13</b> Tercera forma de modo del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, Rotación alrededor del eje vertical.	153
<b>Fig. 5.14</b> Vista del modelo en 3D con elementos finitos luego de haber sido sometido al espectro según RNE.	155
<b>Fig. 5.15</b> Identificación de los muros mas esforzados en la dos direcciones principales de análisis.	156
<b>Fig. 5.16</b> Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección X-X.	157
<b>Fig. 5.17</b> Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección X-X.	157
<b>Fig. 5.18</b> Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección Y-Y.	158
<b>Fig. 5.19</b> Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección Y-Y.	158
<b>Fig. 5.20</b> Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección X-X.	159
<b>Fig. 5.21</b> Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección X-X.	159
<b>Fig. 5.22</b> Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección Y-Y.	160
<b>Fig. 5.23</b> Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección Y-Y.	160
<b>Fig. 5.24</b> distribución típica en planta de uno de los departamentos del Proyecto Bosques de Ciudad 2000 – II.	161
<b>Fig. 5.25</b> Layout general en planta del Proyecto Bosques de Ciudad 2000 – II.	162
<b>Fig. 5.26</b> Vista lateral, torres del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	162
<b>Fig. 5.27</b> Vista lateral, torres del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	162
<b>Fig. 5.28</b> Vista del Entorno del Programa NTE030 para el cálculo del espectro de respuesta según RNE.	163
<b>Fig. 5.29</b> Espectro de Respuesta Inelástico según RNE – Estructura Irregular.	164
<b>Fig. 5.30</b> Dimensiones en planta - Bosques de Ciudad 2000-II.	165
<b>Fig. 5.31</b> Vista en planta del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	166
<b>Fig. 5.32</b> Vista del modelo con elementos finitos del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II, modelado en el programa Etabs V9.7.	166



<b>Fig. 5.33</b> Primera forma de Modo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	167
<b>Fig. 5.34</b> Segunda forma de modo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	167
<b>Fig. 5.35</b> Tercera forma de modo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	168
<b>Fig. 5.36</b> Cuarta forma de modo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	168
<b>Fig. 5.37</b> Vista del modelo en 3D con elementos finitos luego de haber sido sometido al espectro según RNE.	170
<b>Fig. 5.38</b> Vista en planta del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II.	171
<b>Fig. 5.39</b> Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección X-X.	172
<b>Fig. 5.40</b> Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección X-X.	172
<b>Fig. 5.41</b> Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección Y-Y.	173
<b>Fig. 5.42</b> Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección Y-Y.	173
<b>Fig. 5.43</b> Sección transversal del muro M-01.	175
<b>Fig. 5.43</b> Sección transversal del muro M-02.	176
<b>Fig. 5.43</b> Sección transversal del muro M-03.	177
<b>Fig. 5.43</b> Sección transversal del muro M-04.	177

## INTRODUCCIÓN

La presente es una tesis de pre-grado desarrollada como parte del convenio UNI<sup>1</sup>-GyM<sup>2</sup>, durante los meses de abril y septiembre del año 2010, la cual se titula “Estudio del Comportamiento Sismorresistente de Muros de Ductilidad Limitada de Ocho Centímetros de Espesor”, con la cual se busca estudiar el comportamiento sísmico de placas de concreto de ocho centímetros de espesor, a través de vías experimentales y analíticas.

El presente estudio se realizó con el motivo de reducir el costo final de la vivienda económica basada en el sistema de muros de ductilidad limitada, buscando optimizar el volumen de concreto con la reducción del espesor mínimo de los muros según Reglamento Nacional de Edificaciones; siendo el concreto uno de los componentes principales que tienen mayor incidencia en el costo de este tipos de proyectos y teniendo como finalidad el demostrar de forma experimental y analítica que los muros de ductilidad limitada de ocho centímetros de espesor tienen un desempeño sísmico aceptable, con el cual podamos sentar las bases para la viabilidad de este tipo de proyectos.

Cabe comentar que la presente tesis se desarrolló en base a proyectos de vivienda masiva desarrollados en Perú como en Colombia, teniendo como precedente que en este último ya se han construido proyecto de vivienda en base al sistema de muros de ductilidad limitada con la consideración que los muros tuvieran un espesor mínimo de ocho centímetros.

Para la realización de la presente, se contó con el apoyo del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (IIFIC-UNI), ya que se desarrolló mediante el convenio de Cooperación UNI-GyM. Es gracias a su gestión que se tuvieron las facilidades para el desarrollo de los trabajos experimentales en el laboratorio de estructuras del CISMID así como acceso a la información referida a los proyectos mencionados en el párrafo anterior. El plazo de ejecución de la investigación fue de ocho meses, por lo que finalizado el plazo, la parte experimental se encontró totalmente desarrollada.

<sup>1</sup> UNI: Universidad Nacional de Ingeniería

<sup>2</sup> GyM: Graña y Montero

La tesis está dividida en seis capítulos. Los dos primeros capítulos muestran el marco teórico, mientras que los tres últimos, la investigación desarrollada. En el primer capítulo, se muestran los aspectos generales del desarrollo de la investigación en donde se define los antecedentes, se plantea el problema, se presenta la medida de solución, se justifica la solución planteada, se proponen los objetivos, el alcance y la metodología de investigación a utilizar.

En el segundo capítulo, se muestran los fundamentos y el análisis teórico en el cual se basará la presente investigación. Es así como primero se muestran los antecedentes del sistema estructural que mejor se acondiciona a solucionar el problema de la escasez de vivienda económica antisísmica, describiendo cada uno de sus componentes y finalmente, se muestra el conocimiento adquirido respecto a su desempeño sísmico.

En el tercer capítulo, se muestra la descripción de los estudios experimentales según la metodología de ensayo. Es así como se muestran en primer lugar el laboratorio y los equipos a utilizar durante el ensayo de carga lateral cíclica con carga vertical constante y los usados para medir la calidad del concreto utilizado, además se menciona la metodología seguida para el proceso de reparación de uno de los especímenes y posterior ensayo con las cargas antes mencionadas.

En el cuarto capítulo, se muestra el análisis de los resultados para los ensayos realizados en el laboratorio, describiendo en primer lugar los ensayos realizados en el concreto en estado fresco y endurecido, así como el ensayo de carga lateral cíclica realizado sobre los especímenes y además de los resultados de los ensayos de carga lateral cíclica al espécimen reparado. Este capítulo se centra en el análisis del comportamiento cualitativo y cuantitativo de los especímenes a través de construcción de curvas histeréticas, curvas de capacidad, patrón de grietas y los sucesos más importantes presentados durante cada paso de los ensayos de carga lateral. Finalmente, se presenta el cálculo seguido para el factor R de los especímenes analizados.

En el quinto, se muestra la evaluación analítica de muros de ductilidad limitada a través del uso de elementos finitos usando el programa de análisis estructural ETABS 9.7. Realizando en primer lugar un análisis comparativo de la respuesta sísmica de un edificio estructurado en base a muros de diez centímetros versus el mismo edificio pero con espesor de muros de ocho centímetros tomando como edificio típico un bloque del Proyecto Parques del Agustino desarrollado en Lima - Perú. Finalmente se presenta el análisis de la respuesta sísmica a uno de los bloques del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II desarrollado en la ciudad de Cali – Colombia el cual se encuentra estructurado y construido en base a muros de ocho centímetros de espesor.

Finalmente, en el sexto capítulo se presenta las conclusiones y recomendaciones de la presente investigación.

# CAPÍTULO I

## ASPECTOS GENERALES

En el presente capítulo se describe en forma general el desarrollo de la investigación, en donde se define los antecedentes, se plantea el problema, se presenta la medida de solución, se justifica la solución planteada, se presenta los objetivos, el alcance y la metodología de investigación a utilizar.

### 1.1 ANTECEDENTES

#### • FENÓMENO MIGRATORIO

La presente investigación tiene como finalidad poder aportar a la mitigación del problema de escasez de vivienda en la ciudad de Lima. Dicho problema tiene como principal antecedente el fenómeno de migración, el cual consiste en el movimiento de personas de un lugar a otro, siendo el objetivo principal la búsqueda por satisfacer de las necesidades básicas.

En el Perú el fenómeno de migración se desarrolló con más intensidad desde la década de los años 40, manifestándose el tipo de migración rural – urbana, y evidenciándose con mayor intensidad en la ciudad de Lima. Este hecho constituyó uno de los fenómenos demográficos y socioeconómicos más importantes por los que ha pasado la sociedad peruana, en donde las causas principales que motivaron el desplazamiento de masas fueron:

- El centralismo económico, político, educativo y cultural.
- El contraste entre el lento avance tecnológico de las zonas del interior.
- Políticas poco efectivas de apoyo al desarrollo agrícola.
- Deficiencia en los medio de transporte y comunicación, lo que origina pocas relaciones entre las ciudades de mayor crecimiento y el interior del país.
- Desastres naturales.
- Problemas de terrorismo.

A continuación se presenta un cuadro del INEI<sup>1</sup> en donde se muestra la evolución del crecimiento demográfico en el Perú y en Lima Metropolitana entre los años 1940 y 1981.

<u>Perú y Lima Metropolitana: crecimiento demográfico</u>				
1940-1981				
(porcentajes)				
<u>Población*</u>	1940	1961	1972	1981
<u>Nacional (miles)</u>	6,208.0	9,906.7	13,538.2	17,005.2
Urbana	35.4	47.4	59.5	65.2
Rural	64.6	52.6	40.5	34.8
Migrantes	10.9	23.7	26.9	-
<u>Lima (miles)</u>	645.2	1,845.9	3,302.5	4,608.0
Nativa	71.5	53.7	53.8	57.3
Migrante	28.5	46.3	46.2	42.7
Lima/Nacional	10.4	18.6	24.4	27.1
<u>Tasas</u>	1940-61	1961-72	1940-72	1972-81
<u>Nacional</u>	2.2	2.9	2.5	2.6
Urbana	3.7	5.1	4.1	3.6
Rural	1.2	0.5	1.0	0.9
Migrante	6.1	4.1	5.4	-
<u>Lima</u>	5.1	5.4	5.2	3.8
Nativa	3.7	5.4	4.3	4.5
Migrante	7.6	5.4	6.8	2.8

Fig. 1.1 Crecimiento demográfico en el Perú y el Lima Metropolitana entre los años 1940 y 1981; gráfico del INEI.

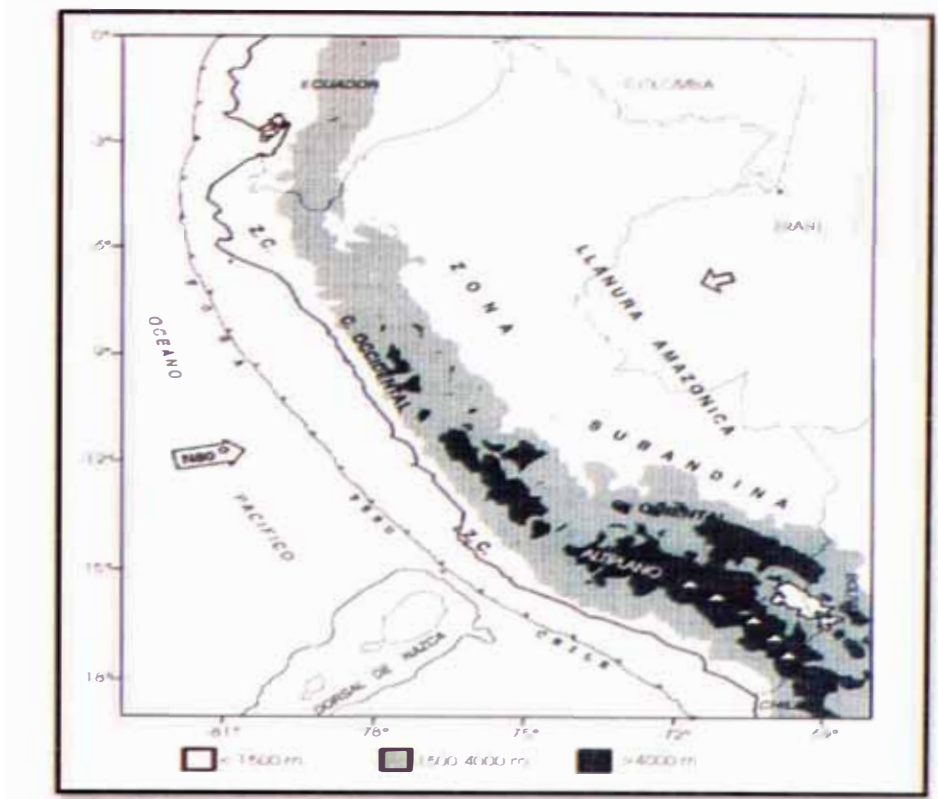
### • EXIGENCIAS SÍSMICAS

Al crecimiento demográfico natural en la ciudad de Lima y al fenómeno de migración, se suma el hecho que el Perú es considerado un país altamente sísmico, por su ubicación geográfica es uno de los países que se encuentra formando parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, caracterizado como una de las zonas de mayor vulnerabilidad sísmica en el mundo.

La sismicidad del Perú se encuentra asociada al proceso de subducción de la placa oceánica (Nazca) bajo la placa continental (Sudamericana), generando terremotos de magnitud elevada y con relativa frecuencia, este proceso de subducción de placas genera una constante acumulación de energía que es liberada en forma de movimientos sísmicos de diferentes magnitudes. Un segundo tipo de actividad sísmica es producida por las deformaciones corticales

<sup>1</sup> Instituto Nacional de Estadística e Informática del Perú. El cuadro de la figura 01 fue tomado de la pagina web: <http://www.inei.gob.pe/>

presentes a lo largo de la Cordillera Andina, con terremotos de menor magnitud y frecuencia. De todo lo planteado anteriormente, el problema de la falta de vivienda se convierte en un problema de falta de vivienda antisísmica.



**Fig. 1.2** Proporcionado por el **Centro Nacional de Datos Geofísicos**, donde muestra los Principales elementos tectónicos en Perú (Tavera y Bufom. 1998) Z.C.= Zona Costera, C. Oc.= Cordillera Occidental, Altiplano, C.Or.=Cordillera Oriental. La zona sombreada corresponde a la Cordillera Andina. Los triángulos Indican la localización de la cadena volcánica. La flecha indica la dirección de Movimiento relativo de las placas, según Minster y Jordán (1978).

### • PROPUESTA

El aumento poblacional en la ciudad de Lima, provoca que se tenga una mayor demanda de viviendas, por lo cual los habitantes de manera inconsciente y ante sus limitados recursos económicos optan por invadir zonas altamente vulnerables a fenómenos naturales, como por ejemplo ladera de cerros, cauces de ríos, zonas de terrenos que antiguamente eran depósitos de relleno no controlados, cerca acantilados, etc.

Ante la falta de vivienda económicas y antisísmica, se han creado diversos proyectos para dar solución a este problema, como ejemplo citaremos el proyecto experimental de vivienda PREVI<sup>2</sup>, que fue desarrollado en Lima, en el

<sup>2</sup> Proyecto Experimental de Vivienda

año de 1967, y que constituye uno de los experimentos de vivienda social más ambiciosos, no solo por la cantidad de variables planteadas, sino también, porque reunió de forma inédita a singulares personalidades del panorama arquitectónico de la época, tanto nacionales como del exterior, los cuales debatieron, con sus propuestas de vivienda progresiva de baja densidad, diversas formas de hacer una ciudad en un contexto de recursos limitados. Del proyecto PREVI se puede concluir en forma general que la solución ante el problema de escasez vivienda, es la construcción de viviendas masivas a gran escala, basados en una construcción industrializada, en donde los elementos constructivos en serie serán las unidades de vivienda, lo cual nos lleva a construcciones más rápidas, de mayor calidad y más económicas.

Hoy en día el sistema estructural que mejor se adapta al tipo de construcción industrializada es el *Sistema de Muros de Ductilidad Limitada*, el cual tiene como componentes principales el concreto, acero, encofrado y mano de obra. Este sistema estructural es relativamente nuevo en nuestro medio y está dentro del grupo de sistemas de muros portantes. Se dice que los edificios de muros portantes de albañilería, sobre cimientos corridos o sobre plateas superficiales de cimentación son los antecesores directos de los actuales Edificios de Muros de Ductilidad Limitada. Actualmente en este tipo de edificios se busca optimizar cada etapa del proyecto para tener viviendas mucho más económicas y ser más accesibles a los sectores de medio y bajos recursos económicos. La presente investigación se centra en la optimización del uso del concreto, de donde se plantea la reducción del espesor del muro de 10 a 8cm, basándonos en que el sistema de muros de ductilidad limitada con espesor de muros de 8cm ya es utilizado en países como Colombia, en donde se ha construido conjuntos habitacionales de hasta cinco- pisos hechos en este sistema estructural (ej. Proyecto: Bosques de Ciudad 2000 II- Cali, Colombia).

## 1.2 JUSTIFICACIÓN

La presente investigación se justifica en el hecho de poder poner en práctica el sistema de muros de ductilidad limitada bajo la consideración que el espesor mínimo sea de ocho centímetros, sustentándose en dos párrafos del Reglamento Nacional de Edificaciones – E060<sup>3</sup> “1.3.1 Los promotores de cualquier sistema

<sup>3</sup> Parte del Reglamento Nacional de Edificaciones que Normaliza el Diseño en Concreto Armado



de construcción dentro del alcance de esta Norma, cuya idoneidad ha sido demostrada por el éxito en su empleo o por medio de análisis o ensayos, pero que no cumple con las disposiciones de esta Norma o no esté explícitamente tratado en ella, deberán presentar los estudios en los que se basa su diseño a SENCICO, el cual luego de la evaluación pertinente, propondrá al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento su aprobación” y en un párrafo mas específico en cuanto a los sistemas estructurales de concreto armado, como sigue: “21.2.12 Se permite el uso de sistemas estructurales de concreto armado que no cumplan con las disposiciones de este Capítulo, si se demuestra experimentalmente y por la vía del cálculo, que el sistema propuesto tiene tanto una resistencia como una tenacidad iguales o superiores a la de una estructura monolítica de concreto reforzado, que sea comparable y que satisfaga las disposiciones de este Capítulo.”, los cuales nos da la posibilidad de ejecutar dicho sistema, previa demostración de su buen comportamiento estructural.

Desde el punto de vista arquitectónico, la reducción en el espesor de los muros ocasiona una mayor área neta por vivienda o departamento y además logra una disminución en el costo del proyecto, como consecuencia de una disminución en el volumen de concreto, generando que se logre un mayor margen para los promotores y un precio de venta por vivienda menor.

Por último, a partir del presente estudio se podría sentar las bases para una posible modificación del Reglamento Nacional de Edificaciones, en la cual incluya y permita el uso de este tipo de sistema estructural (EMDL<sup>4</sup>), pero con espesor mínimo de ocho centímetros.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 Objetivo General

El objetivo principal de esta investigación es conocer mediante pruebas experimentales y teóricas el comportamiento sismorresistente de muros de ductilidad limitada bajo la consideración que los muros tendrán un espesor de ocho centímetros.

<sup>4</sup> Edificios de Muros de Ductilidad Limitada

### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Analizar la capacidad resistente de muros de ductilidad limitada mediante la preparación de cuatro especímenes a escala real con espesores de ocho centímetros, los cuales serán sometidos a cargas de gravedad y carga lateral cíclica, estudiando su comportamiento para diferentes cantidades de cuantía.
- Analizar el comportamiento cualitativo y cuantitativo de los especímenes ensayados en el laboratorio.
- Realizar un modelo analítico mediante elementos finitos, en donde una arquitectura típica de cinco pisos de altura será sometida a un análisis lineal dinámico con el espectro según el R.N.E.<sup>5</sup>.
- Reforzar uno de los especímenes previamente ensayados, para analizar el comportamiento estructural de este sistema, cuando es sometido a un sistema de reparación.

### 1.4 METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN:

- **ESTUDIO ANALÍTICO Y EXPERIMENTAL**

Como parte del estudio analítico inicial se elaboró modelos mediante elementos finitos de edificaciones en muros de ductilidad limitada, tomando como arquitectura típica los usados en los proyectos Parques de Agustino (Lima-Perú) y Bosques de Ciudad 2000-II (Cali - Colombia), los cuales están estructurados en base a muros de ductilidad y presentan una altura de 5 pisos. El objetivo de estos modelos es conocer las condiciones de borde en las que se encuentran los muros del primer nivel, de tal manera de poder hacer la simulación aproximada en el laboratorio, definiendo los niveles de esfuerzo a los que se encuentran sometidos los muros del primer nivel, tanto para esfuerzos axiales como para esfuerzos de corte. Una de las conclusiones de los modelos analizados es que debido a la densidad de muros en las dos direcciones de análisis, la fuerza de corte actuante es menor a la fuerza de corte resistente en estado elástico del concreto (sin fisuración), según el RNE recomienda que para el diseño de muros se utilice cuantía mínima.

<sup>5</sup> Reglamento Nacional de Edificaciones

La variable de análisis para la presente investigación es la cuantía de refuerzo en las dos direcciones, teniendo como rango de variación, el límite inferior 0.0012, siendo esta la mínima cuantía para evitar la fisuración y como límite superior a 0.0025 siendo esta la máxima cuantía recomendada por el RNE E-060 para el caso en que el corte actuante sea mayor que el corte resistente por el concreto en estado elástico.

La geometría del muro se definió en base a la arquitectura típica que presentan los edificios de muros de ductilidad limitada y las condiciones del laboratorio, para el caso de la altura del espécimen ésta se tomó en 230cm, siendo esta la usada actualmente como altura de entepiso en los conjuntos habitacionales; se tomo como longitud de espécimen 240cm, adecuándose a la distribución de los agujeros de la losa de reacción del laboratorio, la cual sirve de apoyo para el espécimen, bajo estas dimensiones se obtuvo una relación de aspecto del espécimen de aproximadamente 1.0. El espesor para todos los muros es de ocho centímetros siendo esta la hipótesis de la presente investigación.

Para definir el tipo de acero de refuerzo a utilizar se tomó como base la investigación "*Comportamiento a Carga Lateral de Muros Delgados de Concreto Reforzados con Malla Electrosoldada y Acero Dúctil*" hecha por el Ing. Ángel San Bartolomé en el laboratorio de la PUCP<sup>6</sup>, de donde los resultados indicaron que el comportamiento de los muros ensayados es independiente del tipo de refuerzo utilizado, ya sea malla electrosoldada o acero convencional dúctil, además como la tendencia de este tipo de edificaciones es del tipo industrial donde se busca optimizar cada uno de los procesos, se optó por el empleo de mallas electrosoldadas en los cuatro especímenes a ensayar.

Las características del concreto utilizado para los especímenes son similares a las usadas en los edificios de muros de ductilidad limitada, en donde una de las propiedades principales es la trabajabilidad del concreto debido a que se tiene encofrados con espesores reducidos. El concreto solicitado para los especímenes debe de tener un slump mínimo de 8" y una resistencia mínima del concreto a los 28 días de 210kg/cm<sup>2</sup>. Se utilizó un encofrado metálico similar al usado en los edificios de muros de ductilidad limitada.

<sup>6</sup> Pontifica Universidad Católica del Perú

De los modelos analizados y de las arquitecturas típicas se pudo calcular la fuerza de compresión promedio a la que puede estar sometido un muro en el primer nivel. De donde para una edificación de cinco pisos, se obtiene una fuerza de compresión total de 20ton considerando las dimensiones del espécimen mencionadas anteriormente, la cual será aplicada de manera constante durante el ensayo. En el caso de la fuerza horizontal aplicada en los muros, se usará un patrón de cargas normado en el FEMA 461.

A partir de los resultados de los ensayos se proceda al análisis tanto cualitativo como cuantitativo, haciendo uso de las curvas histeréticas, curvas envolventes, llegando a calcular el factor "R" para el espécimen.

Se realizará un análisis comparativo entre los resultados de los ensayos experimentales versus los resultados del estudio analítico, obtenido del modelamiento a través de elementos finitos de una arquitectura típica, tomando como referencia el proyecto Parques de Agustino (Lima-Perú) y Bosques de Ciudad 2000-II (Cali - Colombia)

Como evaluación complementaria se programó, la reparación de uno de los especímenes, con el fin de medir la capacidad sísmica de este sistema cuando es sometido a un sistema de reparación. El ensayo de carga lateral cíclica se realizará bajo las mismas consideraciones que el ensayo inicial.

## CAPÍTULO II

### FUNDAMENTOS Y ANÁLISIS TEÓRICO

#### 2.1 FUNDAMENTOS DE VIVIENDA ECONÓMICA

La vivienda económica en el Perú demanda en poder proporcionar una vivienda que cumpla ciertas condiciones de confortabilidad, sismorresistencia y económicamente accesible a los sectores de medios y bajos ingresos. Se debe tener en cuenta que el problema de escasez de vivienda urbana o costeña es un problema general, donde el estado debe de ser uno de los principales promotores en la búsqueda de soluciones que ayuden a mitigar este problema. En los años 60 el estado desarrolló el Proyecto Experimental de Vivienda, comunmente llamado "PREVI", de donde se pudo inferir que la solución ante la falta de vivienda, es la construcción de las mismas a gran escala basados en una construcción industrializada, donde se puedan optimizar cada uno de los procesos, a fin de tener como producto unidades de vivienda con el menor costo posible y poder cumplir el objetivo, el cual es proporcionar una vivienda confortable, económica y simicamente competente. Hoy en dia el sistema estructural que mas se usa para la construccion de vivienda de manera masiva es el sistema en base a Muros de Ductilidad Limitada, el cual se caracteriza en que sus cuatro partidas principales; concreto, acero de refuerzo, encofrado y mano de obra son analizados desde el punto de vista industrial, basados en la busqueda de la calidad total y mejora continua.

En la actualidad la ciudad de Lima está en constar te expansión tanto horizontal como vertical, por lo cual la vivienda económica busca crear un espacio con las dimensiones en planta y elevación mínimas que puedan lograr el confort de sus habitantes, ser economicamente accesibles y sísmicamente segura. En los proyectos de vivienda económica se tiene en cuenta el área de acción de los propietarios de una vivienda o departamento, la cual esta comprendida por dos espacios geográficos, uno de ellos es la comprendida por el límite físico de la vivienda, y el segundo esta comprendido por las áreas comunes a las que puede tener acceso la familia dueña de una vivienda dentro del espacio geográfico del proyecto.

En la actualidad la norma que rige la construcción de edificaciones en el país es el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), este documento legal contiene todas las normas técnicas referente a las edificaciones y obras complementarias. Además del RNE se publican normas complementarias o modificaciones mediante decreto supremos; estas adendas son anexadas y a futuro posiblemente integradas al Reglamento.

En el caso de las características arquitectónicas y habitacionales de los proyectos de vivienda económica en base al sistema de muros de ductilidad limitada, se han emitido decreto supremos, como por ejemplo el DS-N°-030-2002 y el DS-N°-011-2003, en donde estas modificaciones muestran la reducción de las áreas mínimas de los ambientes y un incremento considerable en la densidad poblacional permitida en un edificios de vivienda económica. A continuación se presenta una comparación entre las densidades habitacionales antes y después de haberse emitido los decretos supremos anteriormente mencionados.

**Tabla 2.1** Densidades habitacionales máximas antes y después de salir en vigencia los Decretos Supremos

ZONIFICACION	RNC (I - III - 15 y 16)	DS N° 030 Y DS N° 011
<b>RESIDENCIAL DENSIDAD MEDIA</b>	200 Hab/Ha. Bruta (R-3) 240 Hab/Ha. Bruta (R-4 Bi) 330 Hab/Ha. Bruta (R-4 Uni)	1300 hab/Ha. Neta
<b>RESIDENCIAL DENSIDAD ALTA</b>	530 Hab/Ha. Bruta (R-5) 810 Hab/Ha. Bruta (R-6) 1080 Hab/Ha. Bruta (R-7) 1350 Hab/Ha. Bruta (R-8)	2250 hab/Ha. Neta

De la tabla 2.1 se nota, que anteriormente se utilizaba el parámetro densidad habitacional Bruta, la cual considera la relación entre el número de habitantes y la superficie total comprendida en una demarcación territorial, con la modificación a través de los Decretos Supremos se opta por cambiar de parámetro y utilizar el Índice de Densidad Habitacional, el cual es aplicable exclusivamente a zonas residenciales y se adecúa mejor a los edificios de muros de ductilidad limitada. Este índice considera la relación entre el número de habitantes de una determinada área urbana y la superficie destinada a los edificios de vivienda más sus anexos de uso privado como por ejemplo patios, jardines, etc.

A pesar de que estos índices no pueden ser comparados directamente, se puede apreciar un incremento considerable en la densidad habitacional, permitiendo así un mayor número de unidades de viviendas en una menor área.

Respecto a los valores mínimos de áreas y dimensiones de los ambientes, en la tabla 2.2 se presenta una comparación entre las dimensiones y áreas mínimas antes y después del Decreto Supremo.

**Tabla 2.2** Dimensionamiento mínimo de áreas antes y después de salir en vigencia los Decretos Supremos

DIMENSIÓN	RNC (III-X-3)	DS N°030 y DS N°011
<b>ÁREA MÍNIMA TECHADA</b>	40 m <sup>2</sup> excluyendo pasajes y áreas exteriores. (tolerancia 10%)	Deberán contar con ambientes de Estar, Comedor, Cocina, Dormitorios, Baño y Lavandería sin limitaciones de área mínima total.
<b>ÁREAS MÍNIMAS DE AMBIENTES</b>	Baño, Cocina, Dorm. = 1.80 m. Resto de Ambientes = 2.40m.	Sin limitación para Cocina, Baño y Lavandería, resultantes de diseño mobiliario y equipamiento que se proponga. Los ambientes de Estar, Comedor y Dormitorio estarán regidos por el RNE con una tolerancia del 10% sustentando su funcionalidad.
	Dorm Princ. = 9m <sup>2</sup> + 10%(*) Dorm 2 camas = 7.5m <sup>2</sup> + 10%(*) Dorm Indiv = 7.5m <sup>2</sup> + 10%(*) Estar Comedor = 15m <sup>2</sup> Cocina = 4.5m <sup>2</sup> Servicio = 4.5m <sup>2</sup> Baños = la necesaria (*) 10% de área, para armarios	

Anteriormente el RNC establecía que la asignación del número de estacionamientos exigibles debía ser fijado por las respectivas municipalidades en función del nivel económico y de la actividad laboral de la población. En el caso de los edificios multifamiliares de vivienda económica las municipalidades solían exigir un estacionamiento por cada dos unidades de vivienda. Actualmente con la modificación del DS-N°-030 se establece que las edificaciones deberán contar como mínimo con un estacionamiento por cada tres unidades de vivienda, esto representa una reducción en la cantidad de estacionamientos en comparación con lo que se solicitaba anteriormente por las municipalidades.

En figura 2.1 se muestra una distribución en planta típica de una vivienda económica en base al sistema de muros de ductilidad limitada.



**Fig. 2.1** Distribución en planta típica de vivienda económica en base al sistema de muros de ductilidad limitada

### 2.1.1 PROYECTO PREVI

El Proyecto Experimental de Vivienda “PREVI” es uno de los proyectos más ambiciosos impulsado por el estado en los años 60, el cual fue creado con el objeto de estudiar y proponer soluciones que permitan resolver el problema de vivienda urbana. Dicho proyecto partió de un estudio socioeconómico que define las posibilidades de los diferentes sectores sociales de afrontar el costo de sus viviendas, proyectándose hacia las soluciones que hagan posible que la vivienda esté al alcance de los sectores de bajos ingresos.

El proyecto PREVI buscó una serie de alternativas de solución al problema de la creciente demanda de vivienda urbana, el mismo que tuvo como antecedente a la tugurización de los asentamientos humanos marginales, los cuales experimentaban un crecimiento incontrolado y donde además se practicaba la autoconstrucción sin ningún tipo de asesoría técnica. Ante esto y sumado los eventos sísmicos a los que fue sometido la ciudad Lima se buscó con el proyecto PREVI nuevos conceptos en diseño y tecnología, teniendo en cuenta las posibilidades económicas de público objetivo.



El proyecto experimental de vivienda fue desarrollado a manera de concurso, en donde las bases del mismo fueron:

- Racionalización
- Modulación
- Tipificación
- Crecimiento progresivo
- Flexibilidad
- Función ambiental y arquitectónica
- Bajo costo

Entre los participantes se tuvo 13 equipos internacionales (Alemania, Colombia, Dinamarca, España, Estados Unidos, Finlandia, Francia, Holanda, India, Inglaterra, Japón, Polonia y Suiza) y 28 equipos nacionales que reunieron a los mejores profesionales de la época.

Haciendo un resumen de los proyectos presentados se puede decir que la novedad entre los proyectos fue la presentación del sistema de construcción basado en elementos prefabricados, bajo el concepto de construcción industrializada y donde se tiene como unidad básica la vivienda.

Para interés de la presente investigación se resaltarán las propuestas en las cuales se utilizó el sistema de muros de concreto armado en base a una modulación de los encofrados, ya sea de madera o de metal; considerando que estos son los antecesores del sistema de muros de ductilidad limitada.

Como primer proyecto se puede nombrar al presentado por el Arq. Knud Svensson y el Ing. Jhon Zachariassen de Dinamarca quienes presentaron una alternativa de viviendas basadas en muros y losas vaciados in situ formando cubos monolíticos, la figura 2.2 muestra una vista típica del resultado del proyecto. Como segundo proyecto se puede nombrar al proyecto peruano presentado por los arquitectos Williams – Nuñez Miroquezada quienes presentan un sistema de muros de concreto armado vaciados en obra con una modulación de encofrados en madera, de donde se resalta la similitud entre la modulación de encofrado metálico usado en los edificios de muros de ductilidad limitada, en la figura 2.3 se muestra una vista típica del resultado de este proyecto.

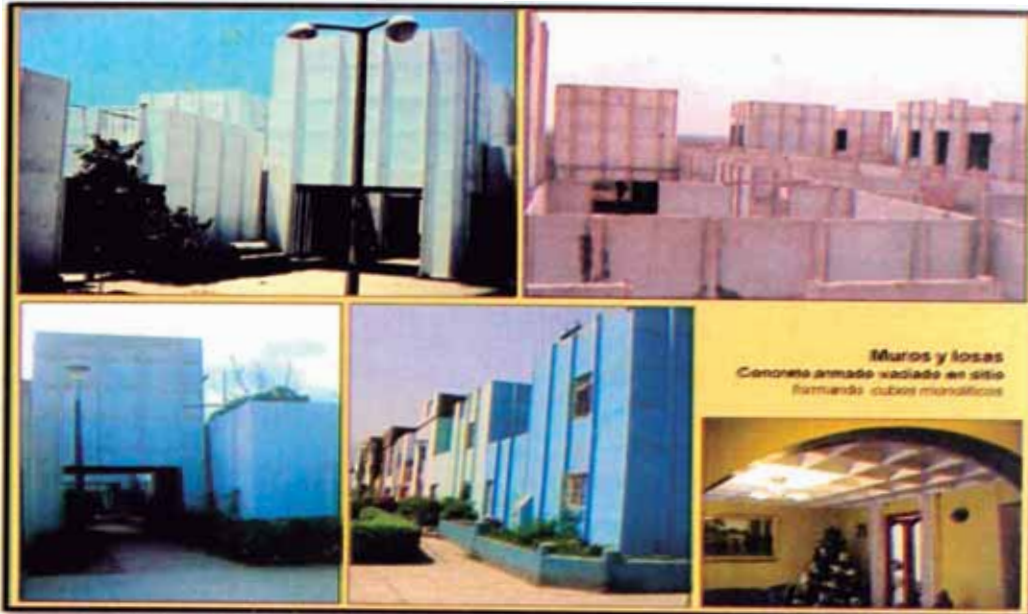


Fig. 2.2 Vista panorámica del proyecto Danés desarrollado por Arq. Knud Svensson y el Ing. Jhon Zachariassen



Fig. 2.3 Vista panorámica del proyecto Peruano desarrollado por los Arquitectos Williams – Nuñez Miroquezada

Como tercer proyecto presentamos al desarrollado por los arquitectos Víctor Ramírez, Víctor Nikita Smirnoff, Víctor Wiskowsky y Fernando Chaparro de Perú quienes presentaron un sistema constructivo de muros, entrepiso y techo de concreto armado vaciado en situ, donde se utilizaron encofrados metálicos de secciones típicas para muros y planchas contraplacadas con viguetas metálicas extensibles para techos y entrepisos. En la figura 2.4 se muestra el encofrado utilizado en este sistema.



Fig. 2.4 Vista panorámica del proyecto Peruano desarrollado por los Victor Ramirez, Víctor Nikita Smirnoff, Víctor Wiskowsky y Fenando Chaparro

Como último proyecto se puede nombrar al desarrollado por los arquitectos Jacques Crousse, Jorge Páez y Ricardo Pérez León de Perú quienes presentaron el proyecto basado en muros, entresijos y techos de concreto armado vaciado en obra, utilizando encofrado metálico de secciones típicas para muros y planchas contraplacadas con viguetas metálicas extensibles para techos y entresijos. En la figura 2.5 se muestra las unidades viviendas para el presente proyecto.



Fig. 2.5 Vista panorámica del proyecto Peruano desarrollado por los arquitectos Jacques Crousse, Jorge Páez y Ricardo Pérez León

## 2.2 CONSTRUCCIÓN INDUSTRIALIZADA

La construcción industrializada actualmente se entiende como un conjunto de técnicas que tratan de sustituir técnicas constructivas tradicionales por técnicas innovadoras que modernicen el sector de construcción, el cual tiene muchos defectos, siendo uno de los más grandes el modo tradicional de producción que origina consecuencias negativas tales como: plazos de obra largos, ineficiencia en la producción, costo elevado de la obra etc.

La construcción industrializada tiene un diseño de producción mecanizado, en el cual se busca integrar el sistema con los subsistemas y estos con sus componentes de manera de lograr un proceso global de montaje y ejecución para acelerar la construcción. El sistema de construcción industrializada es también llamado sistema de construcción de prefabricados, entendiéndose este como la producción de elementos constructivos fuera o a pie de obra. Cuando estos elementos constructivos son fabricados en serie se dice que son industrializados, pues su fabricación sigue procesos industriales. Esta forma de construir es mucho más racional que los sistemas tradicionales y con lleva una serie de ventajas que permiten construcciones rápidas, de mayor calidad y más económicas.

En general los procesos constructivos están, poco estudiados, y esto lleva a un gran desperdicio de recursos, tanto humanos como de materiales, con un incremento innecesario de los riesgos y una calidad inadecuada del producto final, en nuestro caso la obra de edificación.

En todo tipo de proyecto de edificaciones la necesidad de asegurar el cumplimiento de los objetivos en cuanto al costo del proyecto, calidad de la edificación de acuerdo a lo contratado y el plazo de ejecución, obliga la introducción en el proceso constructivo de técnicas de industrialización en el mayor grado que sea posible. Hoy en día se intenta imitar la industria automovilística desarrollada por los japoneses, quienes han sido capaces, mediante técnicas de fabricación muy depuradas, conseguir una producción de calidad creciente a un precio cada vez más reducido, en donde se ha buscado la optimización de los procesos de producción, introduciendo técnicas sobre el estudio de trabajo, estudio del tiempo, optimizando gran parte de los procesos. Este conjunto de técnicas están dentro de lo que hoy en día se conoce como Lean Construction.

En el proceso de construcción de los edificios de muros de ductilidad limitada, no se utilizan elementos estructurales prefabricados, los elementos principales como muros y losas son hechos en obra y en este caso la construcción industrializada se ve desde el ámbito de sus componentes que tienen mayor incidencia en el costo del proyecto. Estos componentes son, el concreto, el encofrado, el acero de refuerzo y la mano de obra, por ejemplo para el caso del concreto, la fabricación a través de empresas de concreto premezclado, convierte a éste en un material industrializado, del mismo modo el contar con encofrados en donde la modulación se realiza por empresas particulares convierte al componente encofrado en una industria, además el hecho de usar mallas electrosoldadas o acero pre-dimensionado también convierte al acero de refuerzo en una industria, queda como tarea para las empresas constructoras el proporcionar una capacitación adecuada para su mano de obra y poder optimizar este recurso. Dentro del ámbito del proceso constructivo, se puede decir que la construcción de este sistema estructural, se hacen de manera industrializada, debido a que siguen un proceso repetitivo, en donde la unidad de producción en serie son las viviendas o departamentos.

A continuación se hace una descripción del proyecto Parques del Agustino el cual fue estructurado en base al sistema de muros de ductilidad limitada, donde se pudo apreciar la aplicación de las técnicas de construcción industrializada.

### **2.2.1. PROYECTO LOS PARQUES DEL AGUSTINO**

El proyecto Los Parques de Agustino está pensado ante la necesidad de vivienda en el distrito del Agustino – Lima. Este proyecto obedece al tipo de sistema de construcción industrializada, y está formulado bajo el sistema estructural de muros de ductilidad limitada.

El proyecto fue dividido en 4 sectores con un área total de 227,046.46 m<sup>2</sup> :

- Sector Urbano: 18,898.39 m<sup>2</sup>
- Sector Residencial: 88,729.17 m<sup>2</sup>
- Sector educacional: 7,803.67 m<sup>2</sup>
- Sector comercial : 15,304.28 m<sup>2</sup>
- Áreas Verdes : 79,103.40 m<sup>2</sup>

Actualmente este proyecto se encuentra en construcción, tendrá 3400 viviendas y con ello el proyecto inmobiliario más grande del Perú a la fecha, con una extensión de 227000 m<sup>2</sup> y con un costo de 57 millones de soles, además contarán con supermercados, tiendas comerciales y hasta centros educativos. La primera etapa tendrá 1200 viviendas y se continuará conforme se presente la demanda hasta las 3400 viviendas. De donde el sector residencial presenta las siguientes características:

- N° de Edificios: 174
- Altura de Edificios: 5 pisos
- N° de departamentos: 3,480
- Área por departamento: aprox. 63m<sup>2</sup>
- N° de estacionamientos: 870 unid
- M<sup>2</sup> construidos: 218,388 m<sup>2</sup>
- Departamentos por Edificio 20 unid



Fig. 2.6 Distribución por sectores para el proyecto Parques del Agustino

## 2.3 SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

### 2.3.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural en estudio es relativamente nuevo, lleva el nombre de Sistema de Muros de Ductilidad Limitada desde el año 2003 debido a cambios en el Reglamento Nacional de Edificaciones, el cual lo define de la siguiente manera “ *los edificios de muros de ductilidad limitada se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y las cargas de gravedad en las dos direcciones está dada por muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera. Los sistemas de piso son losas macizas o aligeradas que cumplen la función de diafragma rígido*”. En nuestro país se viene aplicando cada vez con mayor intensidad desde el año 2000.

El RNE permite un espesor mínimo de muros y losas de piso de 10cm, el acero de refuerzo en este tipo de sistema consiste en acero convencional dúctil y en mallas electrosoldadas dispuestas en el eje del muro.

A partir del año 2001, con el impulso dado para fomentar la construcción de vivienda popular, se comienza a usar nuevamente el sistema de muros portantes en concreto armado, las razones que impulsaron este cambio se deben a una mejora en cuanto a la tecnología del concreto, que permite hacer vaciados con espesores reducidos; a la posibilidad de alquilar encofrados metálicos o de aluminio, a la toma de conciencia de la importancia de evitar los tiempos muertos en las obras; al mayor uso de concreto premezclado y a la modulación del acero de refuerzo.

En el año 2003 se hacen ajustes en la Norma de Diseño Sismorresistente E030, a raíz de la carencia de normas para el nuevo sistema de muros de ductilidad limitada, por lo cual el Colegio de Ingenieros del Perú forma una comisión para tratar el tema y desarrollar normas específicas. En diciembre del 2004 el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) incorporó las disposiciones específicas para los Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL) a las Normas de Diseño Sismorresistente y Concreto Armado<sup>1</sup>. En esta modificación se indica que para obtener el valor de la fuerza cortante en

<sup>1</sup> R. Delgado H,C. Peña R.L. “Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada”  
Lima-Perú 2006

este tipo de edificios, no debe usarse un valor de  $R = 6$  (Factor de reducción de fuerza sísmica) sino de  $R = 4$ , si la estructura es regular en planta y elevación o un valor de  $R = (3/4) \cdot 4$  si se trata de una estructura irregular. El RNE reconoce que los muros delgados no pueden confinarse con estribos en los núcleos reforzados y que se está usando mallas de acero electrosoldadas que no tienen las características dúctiles, en comparación al acero convencional dúctil de punto de fluencia  $4,200 \text{ kg/cm}^2$ , que es el usado en el Perú.

Entre los años 2003 y 2004, los promotores y constructores que ya han usado este sistema, reconocen las ventajas de plazo, economía y ordenamiento de la obra, por lo que se plantea la opción de usarlos en edificios de 7, 8 y más pisos. Los espesores en algunos casos se mantienen en 10 cm y en otros comienzan a crecer a 12 ó 15 cm siendo igualmente atractivos y competitivos, teniendo además la ventaja permite vaciar monolíticamente muros y losas.

Los sistemas de muros ductilidad limitada están clasificados dentro del grupo de los sistemas estructurales de muros portantes, en donde la carga de gravedad y la carga sísmica son tomadas por los entrepisos, luego transmitiendo a los muros y de ellos a la cimentación para por último descargar en el suelo de fundación.

De acuerdo con el RNE-E030 en el artículo 12, hace una clasificación de los sistemas estructurales de acuerdo a la cantidad de fuerza cortante que toman los elementos resistentes en cada dirección de análisis, según muestra la tabla 2.3. Otra característica por la cual se puede clasificar a los sistemas estructurales es la densidad de muros, la cual se define como la relación de área de elementos resistentes en una dirección respecto al área total de la edificación, por lo tanto la densidad de muros se mide en las dos direcciones principales de la edificación. La densidad de muros se calcula con la siguiente expresión

$$DM_i = \frac{\text{Área de elementos resistentes en dirección } i}{\text{Área total de la edificación}}$$

**Tabla 2.3** Clasificación de los sistemas estructurales, de acuerdo con la cantidad de corte que toman los elementos resistentes, RNE: E030 ART. 12.

Sistema	$V_{\text{muro}}$	$V_{\text{portico}}$
Porticos	$< 0.20 V$	$> 0.80 V$
Dual	$< 0.75 V$	$> 0.25 V$
Muros Estructurales	$> 0.80 V$	$< 0.20 V$



Para el sistemas de muros de ductilidad limitada la densidad de muros en las dos direcciones de análisis es alta, mayor de 2%<sup>2</sup>. En la tabla 2.4 se observa la clasificación de los sistemas estructurales con respecto a la densidad de muros.

**Tabla 2.4** Clasificación de los sistemas estructurales, según la densidad de muros, datos según el Ing. Adolfo Gálvez V. "Viviendas de concreto con malla electrosoldadas". Lima- Perú 2010

<b>SISTEMA</b>	<b>DENSIDAD DE MUROS</b>
<b>Pórtico</b>	0.1 - 0.3%
<b>Dual</b>	0.5 - 1%
<b>Muros estructurales</b>	1 - 6%

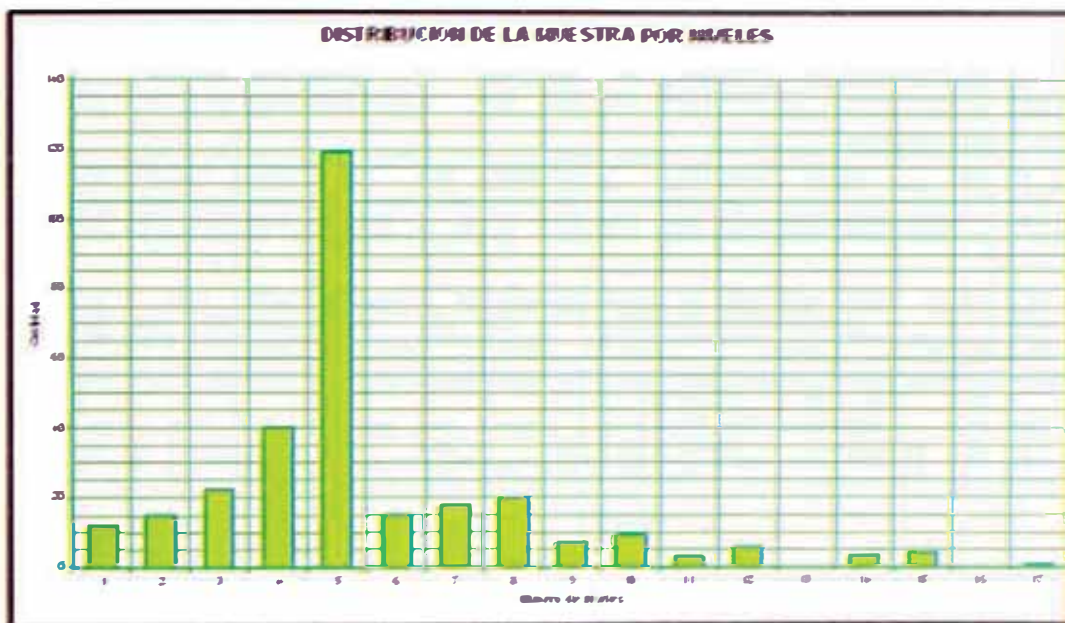
El sistema de muros de ductilidad limitada también se caracteriza por tener una relación de aspecto baja, menor a 3, este parámetro se define como la relación entre la altura total de la edificación con respecto a la longitud máxima horizontal en la dirección de análisis.

Dada las condiciones de densidad de muros, y las otras características típicas de los edificios de muros de ductilidad limitada, el comportamiento de los muros de ductilidad limitada puede considerarse como muros chatos, pues están sujetos a limitadas demandas de flexión, lo que implica que la respuesta estructural llevaría a una falla por cortante. Autores como T. Paulay y M. J. N. Priestley en su libro "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings" sostienen que esto es aceptable siempre y cuando la respuesta del muro esté relacionada con demandas de ductilidad menores que las encontradas en muros esbeltos, clasificándolos como elementos de ductilidad restringida o limitada.

<sup>2</sup> A. Gálvez V., J.Pique, H. Escaletti, C. Zavala "Notas sobre el comportamiento de edificaciones con Muros de Concreto Reforzados con Malla Electrosoldada".UNI-2006

### 2.3.2 ARQUITECTURA Y ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Los edificios de muros de ductilidad limitada, se caracterizan en tener una alta resistencia debida a la gran densidad de muros, siendo esta mayor del 2%, y una relación de aspecto baja (menor de 3), además de tener un número de pisos promedio entre 5 y 10, no obstante se han construido edificaciones de hasta 17 pisos. En la figura 2.7 se muestra una estadística hecha por el Ing. Adolfo Gálvez Villacorta "Estadística y comportamiento esperado en base al estudio de 295 proyectos recopilados" Lima 2006, en donde se presenta la variación en el número de pisos de una muestra de 295 proyectos construidos en la ciudad de Lima.



**Fig. 2.7** Se muestra la distribución del número de pisos para una muestra de 295 proyectos, datos según el Ing. Adolfo Gálvez V. "Estadística y comportamiento esperado en base al estudio de 295 proyectos recopilados" Lima 2006.

De acuerdo con el figura 2.7 la mayoría de proyectos en base a muros de ductilidad limitada hechos en Lima, tiene una altura de 5 pisos de altura, que equivale a tener una altura promedio de 12.5m. Otro gráfico importante, obtenido del estudio estadístico hecho por el Ing. Adolfo Gálvez Villacorta, se muestra en la figura 2.8, donde se muestra la comparación entre el número de pisos y su densidad de muros en el eje más débil.

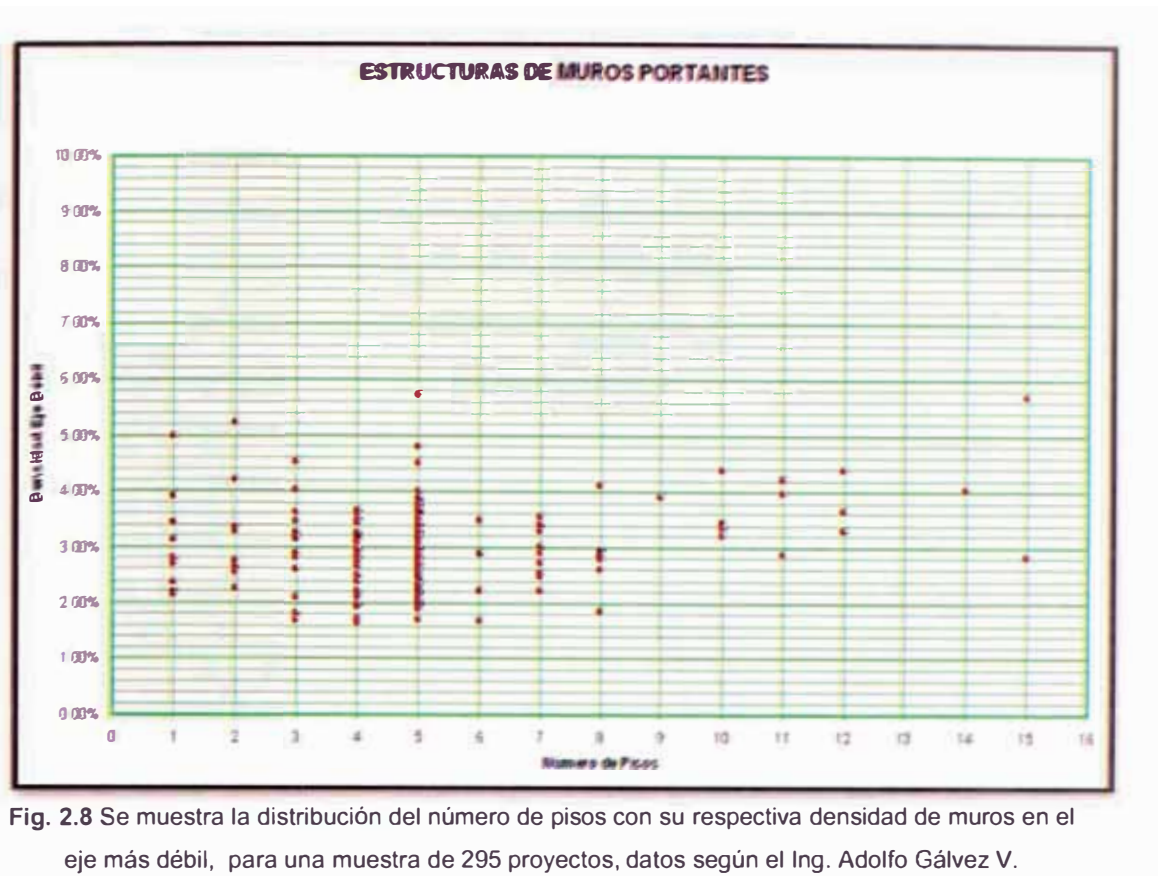


Fig. 2.8 Se muestra la distribución del número de pisos con su respectiva densidad de muros en el eje más débil, para una muestra de 295 proyectos, datos según el Ing. Adolfo Gálvez V.

“Estadística y comportamiento esperado en base al estudio de 295 proyectos recopilados” Lima 2006.

De la figura 2.8 se puede concluir que la gran mayoría de los edificios tienen una densidad de muros mayor al 2% en el eje más débil, y en ningún caso la densidad de muros de este mismo eje está por debajo del 1%, ni por encima del 6%.

Algunos edificios de muros de ductilidad limitada se han estructurado de tal manera que el primer piso se use como estacionamiento, lo cual genera que se empiece a hablar de losas de transferencia. Esta forma de estructurar ocasiona que se pierda la continuidad del muro, debido al uso de vigas y columnas para los espacios de los automóviles. Esta variación en el sistema ha ocasionado que la estructura en general tenga un comportamiento sísmico diferente, ocasionando que se forme el fenómeno de piso blando. El RNE recomienda que cuando se utilice el sistema de muros de ductilidad limitada con losas de transferencia se deberá diseñar empleando un factor de reducción de fuerza sísmica igual al empleado para el edificio, pero dividido entre 1.5.

Según el Ing. Antonio Blanco Blasco, especialista en estructuras, no recomienda la utilización de este sistema con losas de transferencia debido a que no se conoce en gran medida su comportamiento sismorresistente<sup>3</sup>.

El RNE restringe el número de pisos a un máximo de 7, con lo cual si se desea una mayor altura, los entrepisos que se encuentran por debajo de los 6 últimos niveles deberán estar necesariamente estructurados en base a muros de concreto armado con espesores mayores o iguales a 0.15m, permitiendo confinar sus extremos con estribos. En cuanto a la configuración arquitectónica horizontal, en promedio se construyen 3 ó 4 departamentos por piso, por lo general la distribución de los departamentos son tal que se distribuyen simétricamente buscando la regularidad de la estructura. Estos departamentos cuentan con áreas entre 50 y 90 m<sup>2</sup>, siendo 40m<sup>2</sup> el mínimo según RNE. Las luces de los ambientes no son mayores a 6m, no se construyen dinteles y los alfeizares son aislados de los muros estructurales. Habitualmente en este sistema no se cuenta con vigas, apoyándose las losas directamente en los muros, y estos sobre cimientos corridos o generalmente sobre plateas de cimentación. En la figura 2.9 se muestra una vista del proyecto Los Parques del Agustino, el cual servirá como arquitectura típica, sobre la cual se basará el análisis analítico presentado en el capítulo V.



**Fig. 2.9** Vista panorámica, del Proyecto Parques del Agustino, el cual será usado como arquitectura típica.

<sup>3</sup> A. B. BLASCO "Los Edificios de Muros Delgados de Concreto y las Nuevas Normas para su Diseño" Lima-Perú.

### 2.3.3 COMPONENTES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural de muros de ductilidad limitada está compuesto por cuatro componentes principales; los cuales tienen mayor incidencia en el costo del proyecto.

#### 2.3.3.1 CONCRETO

El concreto por definición es un producto artificial compuesto, que consiste en un medio ligante denominado pasta, dentro del cual se encuentran embebidas partículas de un medio ligado denominado agregado<sup>4</sup>.

Las mezclas de concreto en un proyecto de muros de ductilidad limitada deberán cumplir con los siguientes requisitos básicos:

- La mezcla recién preparada deberá tener la trabajabilidad, consistencia y cohesividad, que permita una adecuada colocación en los encofrados, considerando que en el sistema de muros de ductilidad limitada se caracteriza por presentar espesores reducidos en los muros y losas. La mezcla de concreto debe de estar libre de segregación, ya que este es un problema constante en el mencionado sistema estructural.
- La mezcla endurecida de concreto debe tener propiedades específicas en función de las solicitaciones a las que estará sometida durante el proceso constructivo y vida útil. Una de las propiedades fundamentales en este estado, es la resistencia a la compresión del concreto, la cual tiene un papel importante desde el punto de vista económico, se opta por trabajar con una resistencia a la compresión mínima de 175kg/cm<sup>2</sup> de acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones.
- El costo de la unidad cúbica de concreto endurecido deberá ser el mínimo compatible con la calidad deseada, ya que para el sistema estructural en estudio, el concreto cumple el rol de ser uno de los índices de mayor incidencia en el costo del proyecto.

El concreto premezclado seguirá recomendaciones de la norma ASTM C94. Los requisitos de calidad deben de ser definidos por el contratista, en donde este debe de indicar al proveedor básicamente lo siguiente:

<sup>4</sup> E. Rivva López, "Naturaleza y materiales del concreto" Lima- Perú 2000

- ✓ La resistencia a la compresión de diseño.
- ✓ El tamaño máximo nominal y el tamaño máximo del agregado grueso.
- ✓ Asentamiento al momento de la entrega.

El concreto deberá ser entregado en obra, en una masa cuidadosamente mezclada y uniforme, descargada con un grado satisfactorio de humedad.

El concreto usado actualmente en este tipo de obras es del tipo premezclado, en el cual el tamaño del agregado tiene límites permisibles debido al poco espesor de los muros, por ejemplo en el proyecto Parques de Garezon<sup>5</sup> (Lima – Perú 2010) se usó un concreto cuyo agregado grueso obedece al huso #67 (tamaño máximo de  $\frac{3}{4}$ " ) y una resistencia a la compresión  $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ , considerando un Slump de 4" para la cimentación y 8" para los muros y losas, esto a fin de aumentar la trabajabilidad y reducir la probabilidad de cangrejeras en los elementos estructurales.

Para la colocación del concreto en los muros y losas se usa el sistema de bombeo convencional y/o adicionalmente se utiliza un nuevo sistema con el uso de brazos telescópicos - telehandler<sup>6</sup>, tal como se muestra en la figura 2.10.

En cuanto a la comparación de rendimientos, el sistema de vaciado por bombeo es rápido ( $0.8\text{m}^3/\text{min}$ ) desarrollando el vaciado en 2 capas mientras que, el sistema con brazos telescópicos el llenado de los muros dura más tiempo ( $0.4\text{m}^3/\text{min}$ ) y exige estrictamente que el slump de concreto sea no menor de 8", con lo cual se garantiza que la mezcla se acomode mejor y disminuye relativamente la cantidad de burbujas formadas en los muros.

<sup>5</sup> Proyecto en Muros de Ductilidad Limitada, construido en la ciudad de Lima-Perú, y obedece al tipo de vivienda económica

<sup>6</sup> Grúa móvil, utilizada para el transporte y vaciado de concreto, se utiliza en lugar de la bomba de concreto.



**Fig. 2.10** Vista panorámica del vaciado de concreto premezclado utilizando telehandler para el vaciado de concreto. Proyecto Los Parques Garezon, Lima – Perú 2010



**Fig. 2.11** Vista panorámica del acabado de losa de techo. Proyecto Los Parques del Agustino, Lima – Perú 2010

### 2.3.3.2 ACERO DE REFUERZO

#### **Acero Convencional Dúctil**

El acero es el producto de la aleación de elementos como: Carbono, Magnesio, Silicio, Cromo, Níquel, y Vanadio dentro de los cuales el Carbono es el más importante y es el que determina las propiedades mecánicas. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción, y el límite elástico aumentan, por el contrario disminuye la ductilidad y la tenacidad. En nuestro país se fabrican varillas de acero con restringida cantidad de carbono, con el fin de darle mayor ductilidad, la cual es necesaria para los mecanismos de falla de una estructura.



**Fig. 2.12** Vista panorámica del almacenaje de las varillas de refuerzo convencional dúctil

La fabricación de este tipo de acero se realiza en base a la norma ASTM A615/615M 04b y A706/706M 04b. El tipo de acero de mayor uso en nuestro medio es el acero grado 60, que tiene un esfuerzo de fluencia del acero de  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , el cual tiene las siguientes características técnicas:



**Tabla 2.5** Características generales de acero ASTM A615 fabricado en el Perú. 7

Característica	Valor	ASTM A615	
Límite de Fluencia mínimo ( $f_y$ )	4.200 kg/cm <sup>2</sup>	Cumple	
Resistencia a la Tracción mínima ( $f_u$ )	6300 kg/cm <sup>2</sup>	Cumple	
Módulo de Elasticidad (E)	2.000.000 kg/cm <sup>2</sup>	No Especifica	
Deformación en el inicio de la fluencia ( $\epsilon_y$ )	0.0021	No Especifica	
Longitud de la plataforma de fluencia	Variable	No Especifica	
Relación entre deformación de rotura ( $\epsilon_R$ ) y deformación de fluencia ( $\epsilon_f$ )	$\epsilon_R >> \epsilon_f$ (30 a 40 veces)	No Especifica	
Coefficiente de dilatación	$11 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	No Especifica	
Alargamiento de rotura mínimo:	<b>Diámetro</b>	<b>Elongación mínima de Rotura</b>	Cumple
	3/8", 1/2", 5/8" y 3/4"	9%	
	1"	8%	
	1 3/8"	7%	
Sobre-resistencia ( $f_u/f_y$ )	No indica valor mínimo, pero el ACI infiere un valor mínimo de 1.25	No Especifica	

La contribución del acero dúctil a la resistencia de concreto armado, se da a través de tres mecanismos de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto:

1. Adhesión química
2. Fricción
3. Aplastamiento del concreto por las corrugaciones de las varillas.

El primer mecanismo se forma cuando los esfuerzos en el acero son pequeños, del orden de 14 a 21kg/cm<sup>2</sup>. Cuando la adhesión química se rompe entran a actuar los otros mecanismos, siendo el aplastamiento del concreto más efectivo que la fricción, lo que se demuestra al observar que las varillas sin corrugaciones se desprenden casi inmediatamente después de perder la adhesión química<sup>8</sup>

En los edificios de muros de ductilidad limitada se usa acero de refuerzo dúctil, por disposición del Reglamento Nacional de Edificaciones en los muros ubicado en la tercera parte inferior de la altura del edificio, y además como acero de confinamiento en muro reforzados con mallas electrosoldadas, bajo ciertos niveles de esfuerzo.

<sup>7</sup> Delgado Raúl y Peña Catalina. "Edificios Peruanos con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada". PUCP, Lima – Perú 2006

<sup>8</sup> Teodoro E. Harsen. "Diseño de Estructuras de Concreto Armado" 4ta edición, Lima- 2005



Fig. 2.13 Vista panorámica del uso del acero de refuerzo dúctil, en la construcción de edificios de ductilidad limitada. Proyecto Parques Garezon, Lima – Perú 2010

### ***Malla Electrosoldada***

Las mallas electrosoldadas se componen de barras lisas o corrugadas, laminadas en frío, longitudinales y transversales, que se cruzan en forma rectangular estando las mismas soldadas en todas sus intersecciones. A diferencia de los sistemas tradicionales, las mallas electrosoldadas llegan listas para ser instaladas en obra.

La malla electrosoldada es un producto cuya principal aplicación es el sector construcción, usado mayormente en muros armados, losas de techo, pavimentos, muros de contención, plateas de cimentación y otros elementos constructivos.

Las mallas electrosoldadas se caracterizan por tener un acero grado 50 y son producidas por trefilación del alambrión de aceros al carbono, que cumplan con las normas ITINTEC 341.078 y 341.052. Las principales características que debe de cumplir según la norma ITINTEC 341.078 son:

- Contenido de carbono: 0.1 máx.
- Contenido de manganeso: 0.3 a 0.5%



Fig. 2.14 Vista panorámica de Mallas Electrosoldadas en la construcción de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada, construcción del Proyecto Parques del Garezon, Lima – Perú 2010

Para los alambres corrugados, el proceso de fabricación se hace mediante en proceso de estirado en frío de modo de obtener una resistencia a la rotura de 5600 kg/cm<sup>2</sup>, obteniéndose las corrugaciones mediante laminación.

Los alambres de acero destinado a las mallas electrosoldadas deberán cumplir con las siguientes normas:

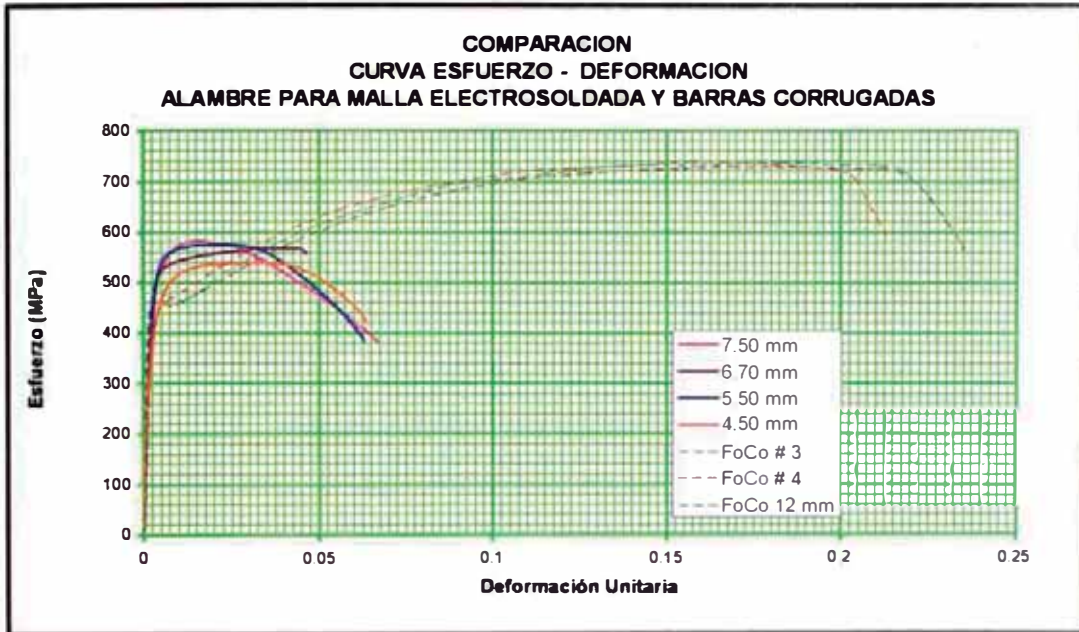
- NORMA ASTM A82/ A82M-05a “Especificaciones estándar para el alambre liso utilizado como refuerzo en el concreto”.
- NORMA ASTM A496/ A496M-05a “Especificaciones estándar para el alambre corrugado utilizado como refuerzo en el concreto”.

Según la norma ASTM A496/ A496M-05a para los alambres corrugados se establece los siguientes requisitos:

- Resistencia a la rotura  $\geq 550\text{MPa}$  (5600 kg/cm<sup>2</sup>).
- Límite de fluencia (tensión producida para una deformación plástica de 0.35%)  $\geq 485\text{MPa}$  (5000 kg/cm<sup>2</sup>).
- La discrepancia admisible de la masa nominal por metro o del área nominal de la sección transversal de los alambres será de +/- 6%.

La diferencia entre el acero de refuerzo dúctil y la malla electrosoldada, se muestra en la curva esfuerzo deformación, de donde se puede apreciar (fig.

2.15), que las varillas de acero convencional tienen una mayor capacidad de deformación en comparación con las varillas de mallas electrosoldadas. De la figura 2.15 se concluye que en la medida que un muro estructural de concreto armado tenga mayor demanda por flexión en la base, es conveniente el uso de acero convencional dúctil; para el caso de los muros de ductilidad limitada, que tienen bajas demandas por flexión, puede usarse indistintamente acero convencional dúctil o malla electrosoldada.



**Fig. 2.15** Curvas esfuerzo deformación para barras corrugadas y mallas electrosoldadas, datos según el Ing. Adolfo Gálvez V. "Propuesta del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros reforzados por barras dúctiles y mallas electrosoldadas" Lima 2006.

### 2.3.3.3 ENCOFRADOS

Los edificios de muros de ductilidad limitada, se construyen bajo el concepto de la construcción industrializada, en donde la característica fundamental de una industria es tener un proceso repetitivo en donde se tenga que construir una unidad básica de producción. Para los edificios de muros de ductilidad limitada, la unidad básica de producción son las viviendas o departamentos; por lo cual los encofrados deben de tener la característica de ser lo más reusable posible, para lograr disminuir la incidencia en el costo final del proyecto.

Los encofrados metálicos son los más adecuados debido a la durabilidad y trabajabilidad de los mismos, hoy en día el sistema más usado en edificios de

muros de ductilidad limitada son los encofrados de aluminio, también llamados “Formaletas de aluminio”, los cuales tiene la características de ser durables y fáciles de manipular por un solo trabajador.



Fig. 2.16 Vista del encofrado metálico y su trabajabilidad para con el operario

En la actualidad, se busca aprovechar al máximo el uso de los encofrados, por lo cual se hace necesario realizar un vaciado monolítico entre los muros y la losa de piso, pudiendo desencofrar al día siguiente todos los elementos, excepto los puntales de las losas, los cuales se encargan de controlar las deflexiones, hasta que el concreto obtenga una resistencia que permita a la losa sostenerse y no sufrir deformaciones por su peso propio.



Fig. 2.17 Encofrado monolítico de muros y losa

Para poder determinar el tiempo en el cual se debe de retirar los puntales de losa, se utiliza la siguiente metodología; se realiza un modelo mediante elementos finitos, tomando en cuenta el caso más desfavorable durante el proceso constructivo, determinando que la resistencia a la compresión del concreto debe ser  $f'c=35\text{kg/cm}^2$  al día siguiente del vaciado, con lo cual se asegura un buen comportamiento antes las sollicitaciones presentadas propias del proceso constructivo<sup>9</sup>.



Fig. 2.18 Vista de los puntales dejados luego de desencofrar muros y losas

### 2.3.4 PROCESO CONSTRUCTIVO

En la construcción de edificios de muros de ductilidad limitada, la productividad juega un papel muy importante en el resultado económico de la obra, para lo cual se busca optimizar cada etapa del proyecto. Vamos a dividir en tres grandes etapas:

1. Cimentación
2. Muros y losas de concreto armado
3. Acabados.

#### 2.3.4.1 CIMENTACIÓN

La cimentación en los edificios de muros de ductilidad limitada están estructurados generalmente a través de plateas de cimentación, pero pudiendo usarse cimientos corridos, dependiendo de las condiciones del suelo. En Colombia, los edificios de muros de ductilidad limitada suelen estar apoyados

<sup>9</sup> J. Pablo Herrera, Fernando Llosa. "Construcción de edificios con muros de ductilidad limitada - experiencias los Parques del Agustino" Lima – 2010.

sobre cimientos corridos, este es el caso del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II ejecutado en la ciudad de Cali. En el Perú la cimentación de estos edificios son por lo general plateas de cimentación superficiales que sirven además como piso para el primer nivel. A continuación se describe cada etapa para la construcción de la cimentación.

### **Movimiento de Tierras**

Esta etapa comienza con la limpieza de terreno, removiendo construcciones existentes de todo tipo y dejando el terreno listo para el trazo preliminar según planos de diseño. Antes de colocar la platea de cimentación se evalúa el suelo, en caso de encontrar suelo desfavorable se reemplazará este por un material de préstamo o un material mejorado de la misma obra, previamente zarandeado, cumpliendo las granulometrías según RNE. Este tipo de relleno se realiza a través de capas no mayores de 30cm, en donde la primera capa tiene grado de compactación de 95% de acuerdo al ensayo de Proctor modificado y la última capa debe de tener un 99% del Proctor modificado. Para la verificación del grado de compactación se realiza el ensayo del cono de arena.

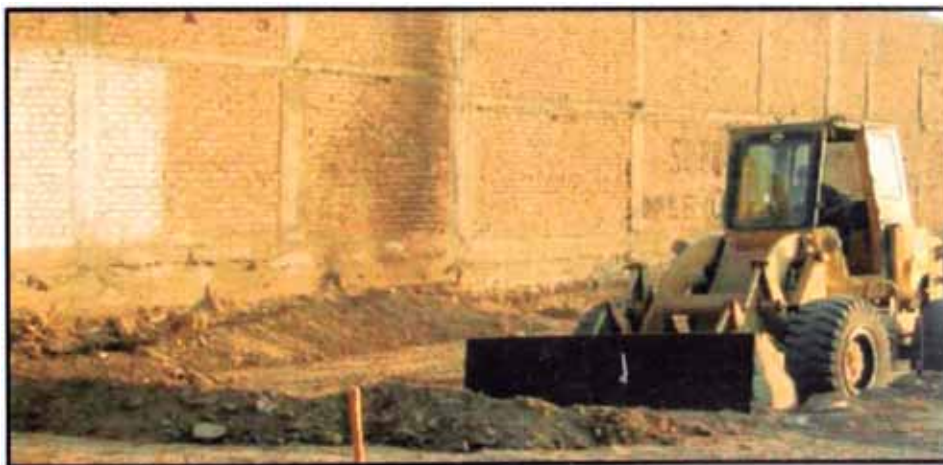


Fig. 2.19 Vista del Movimiento de tierras para la cimentación

### **Encofrado de Cimentación**

Terminado el proceso de compactado prosigue la excavación manual de los dientes de la platea de cimentación según planos de diseño, después se coloca el encofrado de las vigas de borde que generalmente son de madera y como paso siguiente la colocación del acero de refuerzo de la cimentación, dejando sobre el relleno compactado el trazo de los muros con el fin de dejar los dowells

para el empalme y por último habilitando las tuberías de las instalaciones sanitarias y eléctricas.



Fig. 2.20 Vista del encofrado en platea de cimentación, Construcción del Proyecto Parques Garezon, Lima – Perú 2010



Fig. 2.21 Vista del acero de refuerzo y tuberías de los servicios en las plateas de cimentación

### **Vaciado de Platea de Cimentación**

El vaciado de la platea de cimentación se realiza previo humedecimiento del suelo compactado, con el fin que esta no absorba agua de la mezcla de concreto. El concreto usado normalmente es premezclado de resistencia  $210\text{kg/cm}^2$  y con un asentamiento de  $4''$  al momento de vaciado. Para el acabado de la losa, se requiere un riguroso control de los trazos y los niveles



para lo cual es necesario un topógrafo permanente en la zona de vaciado. El curado de las plateas de cimentación se realizan empleando cobertores y agua.



**Fig. 2.22** Vista del proceso de vaciado de plateas de cimentación, Construcción del Proyecto Parques Garezon, Lima – Perú 2010

#### 2.3.4.2 MUROS Y LOSAS DE CONCRETO ARMADO

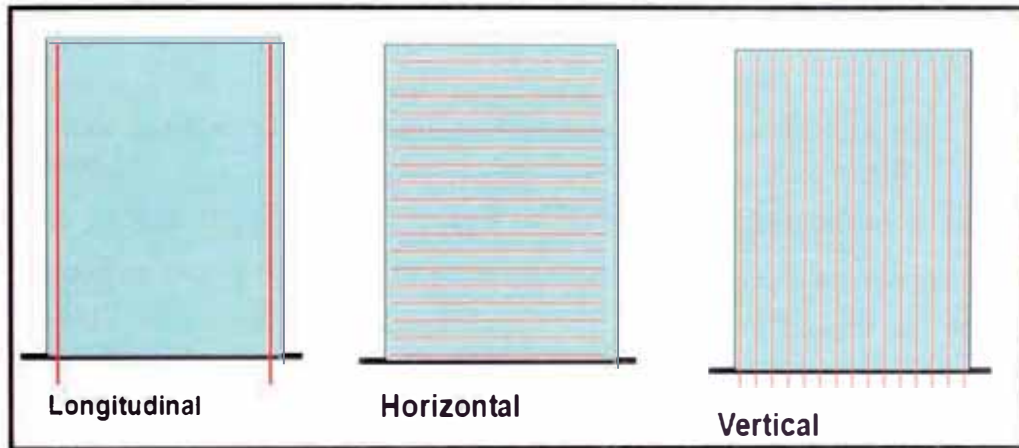
##### **Acero Estructural**

Luego del vaciado y curado de la platea de cimentación se empieza el emplantillado de los muros, para luego empezar con el habilitado y colocación del acero de refuerzo. Se debe tener en cuenta que según el RNE, recomienda que la tercera parte inferior de la altura del edificio necesariamente debe de llevar acero convencional dúctil, por lo cual obliga a que el acero de refuerzo del primer nivel necesariamente debe de ser del tipo dúctil y no malla electrosoldada, con la excepción en los edificios que presentan una altura menor a 3 niveles. No obstante se recalca que según las conclusiones del Ing. Ángel San Bartolomé a través de su trabajo *“Comportamiento a Carga Lateral de Muros Delgados de Concreto Reforzados con Malla Electrosoldada y Acero Dúctil”* plantea que; no hay mayor diferencia entre las capacidades últimas entre un muro reforzado con malla electrosoldada en comparación con el muro reforzado con acero dúctil, por lo cual sugiere que: *“se debe de revisar la prohibición de usar mallas electrosoldadas en el tercio inferior de la altura para los edificios de muros de ductilidad limitada”*.

El acero de refuerzo colocado en los muros puede dividirse en tres grupos, los cuales aportan a la resistencia general del muro y al del sistema estructural:

1. Acero de refuerzo longitudinal
2. Acero de refuerzo horizontal
3. Acero de refuerzo vertical

En donde el refuerzo longitudinal toma los efectos de tracción y compresión debida a la flexión y además de tomar los efectos del cortante en la base. El acero de refuerzo horizontal está diseñado de tal manera de tomar el corte en el alma del muro, mientras que el refuerzo vertical toma los efectos de la carga axial, el cortante en el alma y el cortante en la base.



**Fig. 2.23** Clasificación del acero de refuerzo usado en los muros estructurales



**Fig. 2.24** Detalle del acero de refuerzo convencional dúctil del primer nivel, Construcción del Proyecto Parques Garezon, Lima – Perú 2010

Debido a la elevada densidad de muros que se tiene en las dos direcciones, la fuerza de cortante se distribuye de tal manera que el corte actuante es menor que el cortante resistente solo por el concreto dentro del rango elástico (antes de la degradación de la resistencia por efectos de fisuración), para esto el Reglamento Nacional de Edificaciones – E060 nos recomienda las siguientes cuantías mínimas de acero de reforzamiento:

$$\text{Si } V_u > 0,5 \phi V_c \text{ entonces } \rho_h \geq 0,0025 \text{ y } \rho_v \geq 0,0025$$

$$\text{Si } V_u < 0,5 \phi V_c \text{ entonces } \rho_h \geq 0,0020 \text{ y } \rho_v \geq 0,0015$$

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \leq 2 \text{ la cuantía vertical de refuerzo no deberá ser menor que la cuantía horizontal.}$$

Estas cuantías son aplicables indistintamente a la resistencia del acero.

Por lo general los edificios en muros de ductilidad limitada tienen la suficiente densidad de muros de tal manera que se necesita solo cuantías mínimas para el acero de reforzamiento. A continuación se muestra el cuadro de acero de refuerzo en los muros para el proyecto Parques Gárezon, en donde se nota que se tiene una cuantía mínima en todos los muros del proyecto. En el primer nivel se tiene una cuantía máxima de 0.0025 que equivale a distribuir barras de acero de 8mm @ 0.25m (ver tabla 2.6), en cuanto a las mallas electrosoldadas que nacen a partir del cuarto nivel se tiene cuantías máximas de 0.0025 que se expresan en las mallas tipo RE-258 (ver tabla 2.6).

El acero de refuerzo concentrado en los extremos es diseñado de tal manera que toma los efectos de tracción y compresión debida a la flexión, por lo general este tipo de acero es recomendable que sea acero convencional dúctil por que se requiere que tenga gran capacidad de deformación.

Tabla 2.6 Cuadro de muros, donde indica la cantidad de acero de refuerzo. Proyecto Parques Garezon, Lima – Perú 2010

CUADRO DE MUROS						
Nivel Detalle	M1'	M1	M2	M3	M4	
Cimentación	Malla Doble Ø8mm@20 vert. Ø8mm@25 horiz.	Malla Doble Ø8mm@20 vert. Ø8mm@25 horiz.	Malla Simple Ø8mm@20 vert. Ø8mm@20 horiz.	Malla Simple Ø8mm@30 vert. Ø8mm@25 horiz.	Malla Simple Ø8mm@20 vert. Ø8mm@20 horiz.	
De 1er a 2do PISO	Malla Simple Ø8mm@20 vert. Ø8mm@20 horiz.	Malla Simple Ø8mm@20 vert. Ø8mm@20 horiz.	Malla Simple Ø8mm@25 vert. Ø8mm@20 horiz.	Malla Simple Ø8mm@30 vert. Ø8mm@25 horiz.	Malla Simple Ø8mm@20 vert. Ø8mm@20 horiz.	
3er. PISO	Malla Simple Ø8mm@25 vert. Ø8mm@20 horiz.	Malla Simple Ø8mm@25 vert. Ø8mm@20 horiz.	Malla Simple Ø8mm@25 vert. Ø8mm@20 horiz.	Malla Simple Ø8mm@30 vert. Ø8mm@25 horiz.	Malla Simple Ø8mm@20 vert. Ø8mm@20 horiz.	
4to. PISO	Malla Simple RE - 195 / 258	Malla Simple RE - 195 / 258	Malla Simple RE - 195 / 258	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 158 / 195	
5to. y 6to. PISO	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 195 / 258	
7mo. PISO	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 158 / 195	Malla Simple RE - 158 / 195	

### Encofrado de Muros y Losas

El encofrado usado en la construcción de edificios de muros de ductilidad limitada es metálico, esto con el fin de generar superficies mucho más pulidas y por el mayor tiempo de vida útil en comparación con el encofrado de madera. En el proceso constructivo de los muros primero se realiza el trazado de la zona a encofrar, luego se realizar el montaje del encofrado seguidamente se instalan las tuberías de los servicios. Una vez terminado el encofrado de los muros sigue el encofrado de la losa de techo, colocando el acero de refuerzo y los servicios. Antes del vaciado del conjunto monolítico muro - losa, se le aplica el aditivo desmoldante a los paneles revisando en todo momento el aplome de los mismos.

En la actualidad se puede encontrar en el mercado empresas dedicadas al rubro de encofrados, los cuales hacen que estos sean mucho más versátiles en cuanto a formas, el éxito de los encofrados metálicos en la construcción de edificios de muros de ductilidad limitada es la similitud arquitectónica entre departamentos o viviendas.

El trabajo consiste en modelar solo un departamento, de acuerdo a sus características en cuanto a formar, para luego fabricar cada pieza de encofrado de la vivienda modelada, de acuerdo a la productividad con que se trabaje en obra se pueden fabricar cierto número de juegos de encofrados.

En los proyectos como Parques de Agustino y Parques Garezon, se utilizaron encofrados metálicos, modulados y fabricados por la empresa Forsa<sup>10</sup>, quienes fabrican paneles o formaletas de aluminio, estas formaletas se caracterizan por ser livianos y pueden ser acarreados por un solo individuo.

Estos paneles de aluminio tiene la característica que bajo un adecuado uso y conservación pueden llegar a resistir más de 1000 usos. En la figura 2.1.28 se presenta la comparación entre el encofrado de una vivienda y el acabado después de desencofrado donde se muestra la versatilidad del encofrado metálico.



**Fig. 2.25** Comparación entre el encofrado y el desencofrado de una vivienda, fuente catálogo Forsa.

<sup>10</sup> Empresa Colombiana de Formaletas de Aluminio



Fig. 2.26 Comparación entre el encofrado y el desencofrado de una vivienda, fuente catálogo Forsa.

La ventaja que genera el sistema de vaciado monolítico de muros y losas, es que proporciona una mayor rigidez de la estructura, al no tener planos de debilidad y tener una buena transferencia de fuerzas laterales desde las losas a los muros. En cuanto a las ventajas económicas se puede notar que no se necesita material aligerante en las losas ni material para cielorrasos, se evita los enlucidos de los muros y losas debido a las superficies tersas que se obtienen de los encofrados.

Se nota que una de las ventajas de los usos de encofrados metálicos es la disminución del plazo de construcción, trayendo consigo una disminución de los costos financieros y una reducción de los gastos generales.



Fig. 2.27 Accesorios usados en el proceso de encofrado de los muros

## Vaciado de Muros y Losas

### 1. Colocación

La colocación del concreto en la obra deberá garantizar un abastecimiento de concreto el cual contemple los siguientes aspectos:

- El concreto debe de ser mantenido plástico y libre de juntas frías cuando está siendo colocado.
- Todo el equipo empleado en la colocación debe de estar limpio y en adecuadas condiciones de operación.
- El equipo deberá estar en la capacidad de entregar en su posición final sin segregación objetable.
- El equipo debe de ser adecuado y debidamente operado, a fin de que el proceso de colocación pueda efectuarse sin demoras indebidas.
- Deberá contarse con operarios certificados, con el fin de garantizar una colocación y consolidación adecuada.
- Si el concreto va ha ser colocado en la noche, el sistema de alumbrado deberá ser adecuado para iluminar el interior de los encofrados y además proporcionar un lugar de trabajo seguro.

Actualmente en este tipo de sistema estructural se utiliza un vaciado con bomba o a través de brazos telescópicos – telehandler.



Fig. 2.28 Proceso de vaciado de conjunto monolítico losa - muro

## 2. Vibrado del Concreto

La masa de concreto no endurecido recién colado está llena de celdas debido al aire atrapado en la mezcla. Si se permite que el concreto endurezca en esta condición, éste estará falto de uniformidad, débil, poroso y pobremente adherido al acero de refuerzo y adicionalmente tendrá una apariencia inadecuada.

La consolidación igualmente conocida como compactación es el proceso por el cual el aire atrapado en la mezcla fresca de concreto es removido de la misma.

La compactación del concreto por vibración es el procedimiento más recomendable para una adecuada consolidación de la mezcla, y permite obtener concretos durables, resistentes, económicos y adicionalmente mejora la densidad, la calidad y apariencia final de los mismos.

En el proceso de vibrado se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Los encofrados deben de ser herméticos, estar adecuadamente arriostrados, y tener las características indicadas en los planos.
- Las capas a vibrar deben de ser de poco espesor, pero no menor de 10 cm ni mayor a 50 cm.
- El vibrado no debe de prolongarse en un punto. El tiempo de vibrado deberá ser el necesario para lograr la consolidación del concreto sin segregación de los materiales del mismo. Se recomienda tiempos de vibrado de 8 a 15 segundos cada 35 cm a 75 cm.
- El equipo de vibrado no debe de ser usado para mover el concreto ni para combinar aquel que ha segregado.
- El equipo de vibrado cuando está en funcionamiento no debe de tener contacto con el encofrado.

## 3. Desencofrado

El proceso de remoción de encofrados se iniciará tan pronto como el concreto sea lo suficientemente resistente como para soportar su propio peso y la carga sobre impuesta sin sufrir daño alguno, ni perjudicar su adherencia con la armadura durante la remoción.

El retiro temprano de los encofrados tiene la doble finalidad de:

- Iniciar sin demora el proceso de curado.
- Efectuar cualquier reparación a la superficie del concreto mientras éste está poco endurecido.



#### **4. Curado del Concreto**

El curado puede ser definido como el mantenimiento de un contenido de humedad satisfactorio y una temperatura adecuada en el concreto durante su etapa inicial, a fin de lograr que los espacios originalmente ocupados por el agua en la pasta fresca se llenen con los productos de hidratación del cemento, reduciendo así mismo los poros capilares y permitiendo que se desarrollen las propiedades que se desea que el material alcance.

Inmediatamente después de su colocación en los encofrados, el concreto deberá ser protegido de un secado prematuro, de temperaturas excesivamente altas o bajas y de cualquier caso de daños mecánicos, debiendo ser mantenido con una mínima pérdida de humedad a una temperatura relativamente constante.

El método de curado elegido deberá asegurar lo siguiente:

- Que se den las condiciones que permitan al concreto obtener las resistencias a la compresión elegida.
- Que se mantengan las condiciones de temperatura y humedad que garanticen la hidratación del cemento.
- Que se evite el agrietamiento de las estructuras que podría originarse por la pérdida de humedad en el concreto durante el periodo establecido.
- Que se mantenga la temperatura en el nivel requerido a través de toda la estructura durante el tiempo necesario.
- Que se proporcione protección necesaria contra impacto, cargas, y otros daños mecánicos.

#### **2.3.4.3 ACABADOS**

##### ***Reparación de Defectos Superficiales***

Durante la operación, colocación y compactación del concreto se adoptarán las precauciones necesarias para obtener superficies de aspecto y textura uniformes, libres de cualquier irregularidad o defecto superficial que pueda perjudicar la resistencia, durabilidad o acabado del elemento estructural.

Inmediatamente después de retirados los encofrados, la supervisión examinará los elementos estructurales y determinará si existen irregularidades o defectos superficiales de los mismos. Los defectos superficiales deberán ser reparados

dentro de las 24 horas del retiro de los encofrados, salvo indicación del proyecto o indicación de la supervisión. Los vacíos superficiales se limpiarán y se llenarán con mortero o concreto, resanando y puliendo hasta que el área adquiera la forma, aspecto y color concordante con el concreto circundante.



Fig. 2.29 Vista de defectos superficiales debidos a la segregación del concreto

### **Albañilería y Acabados**

En los edificios de muros de ductilidad limitada, se utiliza la albañilería como tabiquería, para lo cual se usa los bloques P-9 de concreto vibrado con varillas verticales N° 8 a cada 50cm, las mismas que se colocan en la losa con un anclaje de 5cm de profundidad. Además la albañilería se utiliza como alfeizar, en donde para evitar el contacto con la estructura se le coloca una junta de  $\frac{1}{2}$ " rellena de tecnopor, así evitamos la concentración de esfuerzos y posibles agrietamientos. En la figura 2.30 se muestra el asentado de los bloques P-9 como tabiquería dentro de las viviendas.



Fig. 2.30 Proceso de asentado de bloques P-9 como tabiquería

Luego del proceso de desencofrado los muros y losas empieza la limpieza superficial debido a que estas presentan protuberancias, imperfecciones y fisuras propias del proceso constructivo. En algunos proyectos como por ejemplo Parques del Agustino se ha proyectado la colocación de papel colomural como acabado de las paredes y techos.



Fig. 2.31 Proceso de instalación de papel colomural

### 2.3.5 PROBLEMAS PRESENTADOS EN ESTE TIPO DE EDIFICACIONES

En esta parte veremos los problemas que presentan los edificios de muros de ductilidad limitada, tanto a nivel funcional, constructivo y estructural.

#### **Problemas Funcionales**

Uno de los problemas típicos es la propagación del sonido, debido a que el concreto por su rigidez y los espesores reducidos de sus elementos como losas y muros, ocasiona que los habitantes perciban el sonido de habitaciones contiguas. Este problema se agrava debido a la mala instalación de los equipos electromecánicos y al paso de fluidos a través de montantes embebidas en los muros.

Otro problema que se presenta en este tipo de sistema estructural es el térmico, debido a la poca capacidad de aislamiento del concreto, lo cual hace que en época de verano se presenten habitaciones demasiado calurosas y épocas de invierno se tenga habitaciones demasiado frías, percibiéndose con mayor intensidad en los niveles superiores.

Además se tiene que en este tipo de edificaciones no es posible remodelar la arquitectura del departamento, ya que todos los muros son elementos estructurales y aportan a la rigidez de la estructura.

#### **Problemas en la Ejecución del Proyecto**

Durante la ejecución del proyecto, el problema más representativo que afectan la rigidez estructural del sistema y atenta contra la calidad del proyecto, es la segregación producida en los muros y losas de piso. La segregación se presenta debido a malas maniobras durante el proceso de vaciado del concreto, como por ejemplo realizar un vaciado desde una gran altura y por un exceso en el tiempo de vibrado.



Fig. 2.32 Vista de una cangrejera debido a problemas en el vaciado

Además unos de los problemas que se presentan durante la etapa de construcción es la interacción entre la instalación de los servicios en los muros y losas. En el caso de instalaciones eléctricas casi la totalidad de estas se encuentran embebidas en los muros y losas, en el caso de las instalaciones sanitarias, se viene usando ductos para el pase de estas tuberías. La congestión de tuberías crea el problema de cangrejas y grietas, debido a la dificultad para llenar todos los espacios vacíos durante el vaciado de concreto.

### **Problemas Estructurales**

El problema se origina cuando es necesario estructurar los edificios de muros de ductilidad limitada considerando sótanos o considera que el primer nivel sea usado para estacionamiento. Para poder estructurar un estacionamiento en el nivel inferior de un edificio es necesario añadir columnas y vigas para los espacios requeridos para los vehículos, esto origina lo que comúnmente se conoce como losa de transferencia. Según recomendaciones del Ing. Antonio Blanco Blasco y otros especialistas no recomienda la estructuración en base losas de transferencia para el sistema de muros de ductilidad limitada, ya que esto generaría que origine el problema del piso blando en la estructura. <sup>11</sup>

<sup>11</sup> B. BLANCO A. "los edificios de muros delgados de concreto y las nuevas normas para su diseño" Lima-Perú.

### 2.3.6 REGLAMENTOS PARA EL DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Para el diseño y construcción de los edificios de muros de ductilidad limitada se debe tener presente el RNE, los ensayos de laboratorio que se han desarrollado en el CISMID – UNI, PUCP y además de recomendaciones de expertos.

El RNE rige el diseño y construcción del sistema de muros de ductilidad limitada a través de las siguientes normas técnicas:

- Norma técnica E-030 “Diseño Sismorresistente”.
- Norma técnica E-050 “Suelos y Cimentaciones”.
- Norma técnica E-060 “Concreto Armado”.

Las cuales fueron modificadas en el año 2004, incluyendo temas que no fueron tocados como losas de cimentación y criterios para regular el diseño y construcción de los edificios de muros de ductilidad limitada.

A continuación se comentarán brevemente los aspectos más relevantes de estas normas en relación a los EMDL.

#### ***NORMA TÉCNICA E-030 DISEÑO SISMORRESISTENTE***

Esta norma tiene como objetivo proporcionar los lineamientos para el análisis sísmico de edificaciones. Vamos a presentar algunos criterios para el diseño sísmico de edificios de muros de ductilidad limitada:

- Para el análisis y diseño sísmico del edificio se deberá usar  $R = 4$  si la estructura es regular, ó  $R = 4 \times 3/4$  para edificios con irregularidades. La reducción en el valor de  $R$  a 4 en lugar de 6, que es el empleado para edificios tradicionales de muros de concreto armado es debido a su restringida capacidad de deformación en el rango inelástico.
- El máximo desplazamiento relativo de un entrepiso dividido entre la altura del mismo no debe exceder de 0.005. Este valor es menor comparado con edificios de concreto armado convencionales (0.007).
- La separación entre dos bloques de un EMDL es igual a la separación normada para cualquier edificio de concreto armado. En obra se ha podido apreciar que el espesor de junta que se suele dejar entre dos bloques es de aproximadamente 50 mm.

- Se indica que el máximo número de pisos que se puede construir con el sistema de muros de ductilidad limitada es de 7. Por otro lado, cuando se requiera edificios de mayor altura, sólo los 6 últimos niveles podrán estar estructurado en base a este sistema, los pisos inferiores deberán ser necesariamente muros de concreto armado con espesores mayores o iguales a 15cm. En donde se permita confinar sus extremos con estribos.
- Bajo condiciones especiales la norma E-030 permite la construcción de EMDL con sistemas de transferencia. Teóricamente se podrían construir EMDL sobre un primer piso de estacionamientos, sin embargo, los requisitos de diseño por capacidad hacen poco viable el proyecto.

### **NORMA TÉCNICA E-050 SUELOS Y CIMENTACIONES**

Esta norma tiene como objetivo proporcionar los lineamientos para el diseño de la cimentación de edificaciones. Vamos a presentar algunos criterios para el diseño de la cimentación aplicado a edificios de muros de ductilidad limitada:

- No se especifica el valor mínimo para la profundidad de cimentación, en el caso de plateas de cimentación. Se indica que las losas de cimentación deben llevar dientes perimetrales de concreto armado cimentados a una profundidad mínima de 40cm, medida desde la superficie del terreno o desde el piso terminado, la que sea menor. En obra se encontraron siempre dientes cimentados a una profundidad mayor a la mínima requerida por esta norma.
- La norma no indica como calcular la presión admisible en el relleno controlado que sirve de apoyo a las losas de cimentación. Tampoco indica el espesor mínimo que debe tener este relleno. Los suelos seleccionados con los que se construyen los rellenos controlados, deben ser compactados a una densidad mayor o igual al 90% de la máxima densidad seca del proctor modificado si tienen más de 12% de finos o al 95% si tienen menor o igual al 12% de finos (ASTM D1557). En obra se ha podido ver que en la mayoría de los casos el relleno controlado se compacta al 95% del proctor modificado en las primeras capas y en la última capa al 99%.

## **NORMA TÉCNICA E-060 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO**

Esta norma tiene como objetivo proporcionar los lineamientos para el diseño en concreto armado de edificaciones. Vamos a presentar algunos criterios para el diseño en concreto armado aplicado a edificios de muros de ductilidad limitada:

- El acero de las barras de refuerzo en los muros de los EMDL debe ser fabricado siguiendo las especificaciones ASTM A615 o ASTM A706 y las mallas electrosoldadas deben cumplir con las especificaciones ASTM A496 y A497, de acuerdo a los fabricantes y a los ensayos analizados, las barras y mallas cumplen con estos requisitos.
- El diseño de mezclas para los muros de espesores reducidos debe tomar en cuenta las condiciones de trabajabilidad y resistencia mínima a la compresión de 175 kg/cm<sup>2</sup>. Para asegurar la trabajabilidad se emplean aditivos plastificantes y un tamaño máximo de agregado de 1". En obra se aprecia el empleo de concretos de 175 o 210 kg/cm<sup>2</sup>, siendo más común el uso de concreto de 175 kg/cm<sup>2</sup>. El concreto debe ser curado por lo menos los 7 primeros días después de su colocación, sin embargo, en obra se ha visto que en la mayoría de los casos los muros y losas de los EMDL son curados sólo 3 días.
- Para el diseño de los MDL se puede usar malla electrosoldada (utilizando para el diseño un valor máximo de esfuerzo de fluencia de 4200kg/cm<sup>2</sup>) como refuerzo repartido o distribuido de los muros de edificios de hasta 3 pisos. En el caso de un mayor número de pisos se puede usar mallas sólo en los pisos superiores, debiéndose usar barras de acero convencional en el tercio inferior de la altura del edificio.
- El espesor mínimo de los muros de ductilidad limitada debe ser de 10 cm. En ninguna de las obras visitadas hay edificios con muros de espesores menores.
- Se indica que el refuerzo vertical de los muros debe estar adecuadamente anclado en la platea de cimentación mediante anclajes rectos o con gancho estándar de 90°.
- Para los muros delgados no es necesario confinar los extremos siempre y cuando la profundidad del eje neutro (c) cumpla con la siguiente expresión:



$$c < \frac{l_m}{600} \sqrt{\frac{\Delta_m}{h_m}}$$

Donde:  
 $l_m$  = Longitud del muro en el plano horizontal  
 $h_m$  = Altura total del muro  
– De plazamiento del ni el más alto del muro (calculado de acuerdo al artículo 16.4 de la norma E-030).

Esto es un cambio en la norma ya que antes se indicaba que todos los extremos se debían confinar.

- Se especifica que para el diseño de losas se pueden emplear mallas electrosoldadas.

## 2.4 DESEMPEÑO SÍSMICO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

El sistema de muros de ductilidad limitada está catalogado dentro de los sistemas de muros portantes, los cuales se caracterizan por tener una esbeltez moderada y en donde las cuantías usadas para el diseño son menores que 0.025 y mayores que 0.012. Estos muros también son conocidos como “Muros de Corte Chatos Ligeramente Reforzados”.

Por la alta densidad de muros, la fuerza cortante debido al sismo se distribuye de tal forma que estos requieren de cuantías mínimas de refuerzo en el alma, deduciéndose que su comportamiento es similar a los muros de corte de baja cuantía. El estado límite para este tipo de muros suele ser la falla por deslizamiento en la base, no es común que fallen en flexión, por lo que no se llega a formar rótulas plásticas en la base de los muros.

Dado que la falla última suele ser por cortante, el límite de rotura de una varilla de acero convencional dúctil o de una malla electrosoldada no sería muy incidente en el diseño de los muros de ductilidad limitada, según se aprecia en el trabajo hecho por el Ing. Ángel San Bartolomé, quien concluye que no hay mayor diferencia entre la capacidad última de un muro reforzado con acero dúctil o malla electrosoldada, recomendando los siguiente: “*Se debe revisar la prohibición de usar malla electrosoldada en el tercio inferior de la altura para los EMDL*”.

Este mecanismo de falla de cortante, está limitado por la resistencia inicial, la misma que depende de los aportes de compresión del concreto y la tracción de acero de refuerzo, donde además se tiene que a mayor distorsión se presenta los fenómenos de pérdida de trabazón de los agregados, aplastamiento del

concreto en los talones en compresión y el deslizamiento en la base, produciéndose como forma de falla última la rotura del refuerzo vertical. Debido a la alta densidad de muros en las dos direcciones de análisis el momento flector actuante en cada muro es mucho menor que el momento flector que actúa en un muro de un sistema dual, ante esta demanda por flexión en los muros se produce una interacción entre cortante y la flexión. En la figura 2.33 se muestra la interacción entre el cortante y la flexión para un muro de ductilidad limitada.

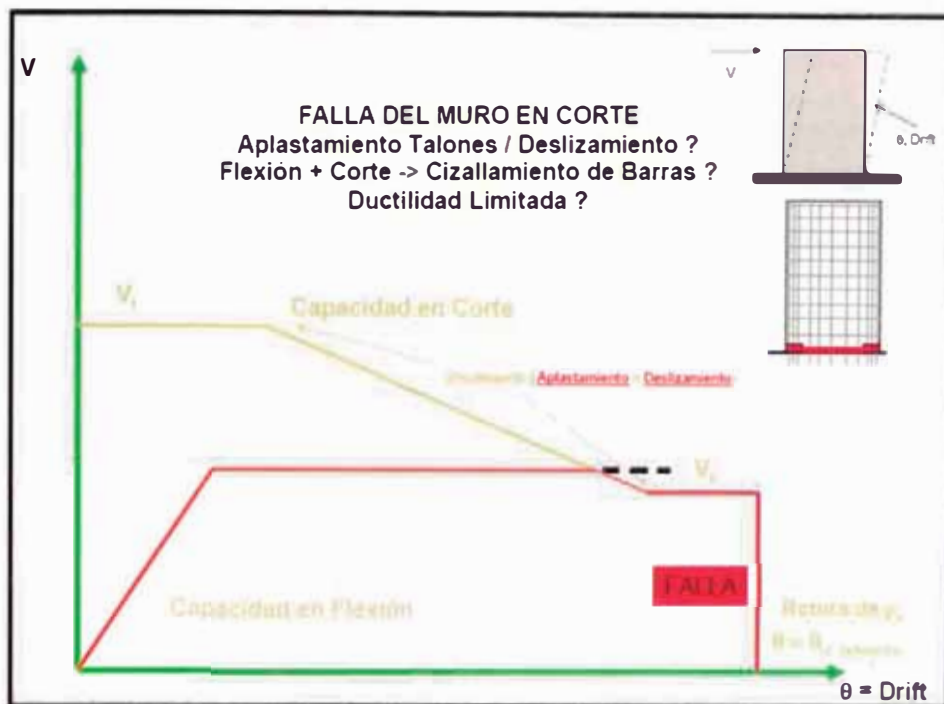


Fig. 2.33 Interacción corte- flexión para muros de ductilidad limitada

En la tesis “Seismic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Squat Shear Walls” escrita por Christian Greifenhagen se describe que el número de fallas puede ocurrir en función del tipo de sección transversal, propiedades del acero de reforzamiento, resistencia a la compresión del concreto y las condiciones de borde, además Paulay, Priestley & Singe (1982) presentaron reportes de modos de falla para muros de corte en donde probablemente fallen en cortante.

Durante los ensayos de carga lateral cíclica realizados en esta investigación se observó que inicialmente se empieza a desarrollar el mecanismo de falla por flexión, manifestándose éste a través de grietas diagonales, a medida que avanza el ensayo y la resistencia del muro disminuye, se empieza a desarrollar

en mayor medida los mecanismos de falla por corte, llegando a presentar como forma de falla última el deslizamiento en la base.

Según comentarios del Prof. Richard E. Klingner de la Universidad de Texas en Austin – EEUU nos dice que: *“las normas de diseño y detallamiento, y de factores de diseño sísmico, para los llamados edificios de ductilidad limitada, deben desarrollarse dentro de un contexto consistente para todo sistema estructural, que se basa en limitar la probabilidad de colapso frente al sismo máximo considerado, a un nivel aceptable”*.

Con lo cual sugiere que se debe juzgar a todo sistema estructural por un criterio consistente, por ejemplo cada sistema debe de tener una probabilidad al colapso de 10% frente a un sismo de “Dios Mío”, en donde plantea que este criterio debe aplicarse mediante cinco pasos:

1. Definir el sismo de “Dios Mío”: donde sugiere seleccionar el periodo de retorno y el espectro elástico correspondiente.
2. Identificar estructuras arquetípicas: donde definamos la configuración probable en planta y elevación.

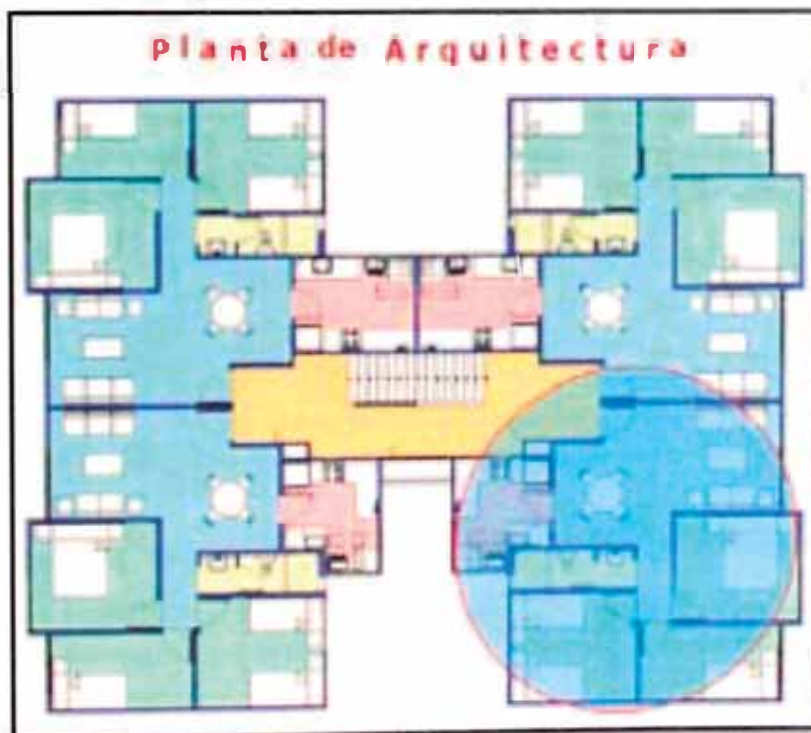


Fig. 2.34 Vista en planta de arquitectura arquetípica

3. Ensayar elementos y ensamblajes esenciales: desarrollar curvas histeréticas carga deformación para elementos y estructuras esenciales.

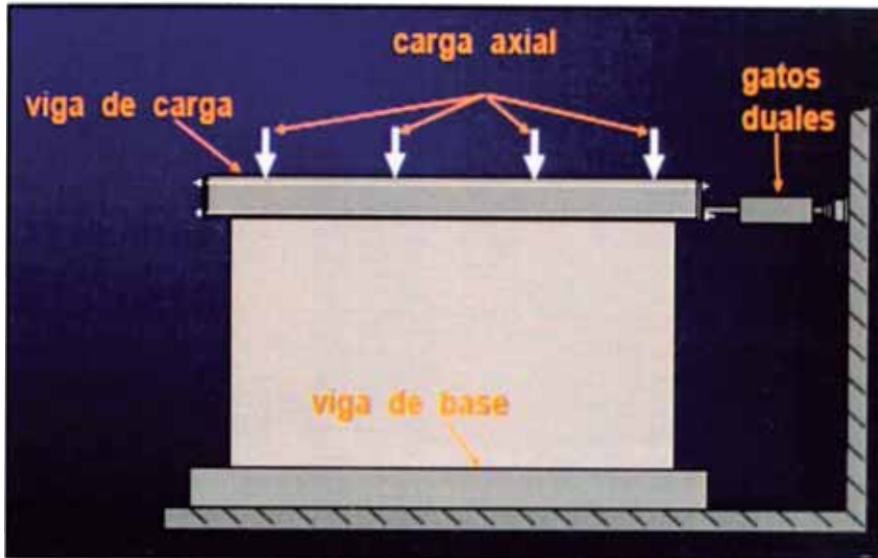


Fig. 2.35 Vista de placa de concreto en ensayo de carga lateral cíclica, la cual representa a un elemento esencial

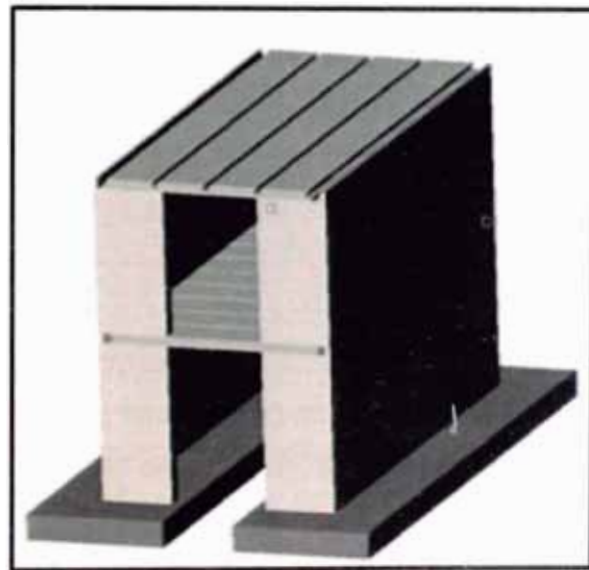


Fig. 2.36 Vista de módulo de dos pisos, la cual representa a una estructura esencial

4. diseñar las estructuras arquetípicas usando diferentes valores de  $R$ , y evaluar sus respuestas: desarrollar modelos analíticos no lineales capaces de reproducir el comportamiento observado en el laboratorio y además de diseñar estructuras arquetípicas usando diferentes valores de

R, sometiendo los modelos analíticos a los registros de sismos de Dios Mío, y evaluar la probabilidad del colapso.

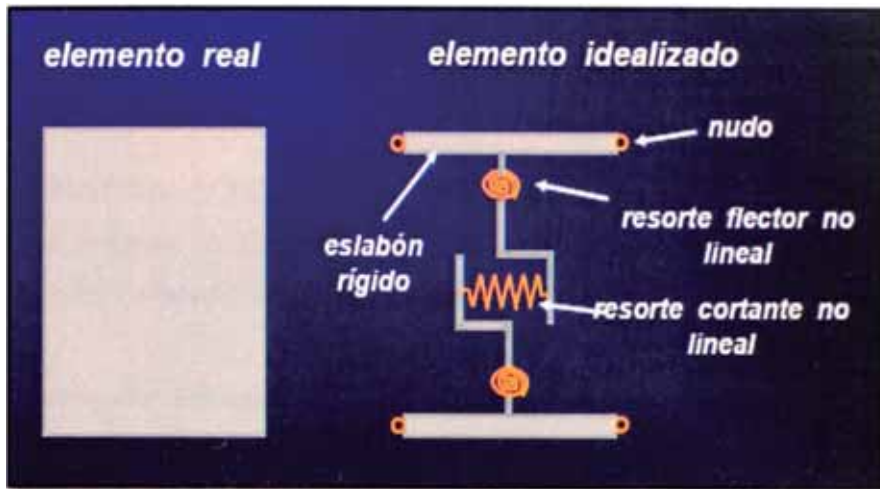


Fig. 2.37 Vista del modelo analítico de un muro de concreto

5. Proponer un valor de R, incluyendo la sobre-resistencia y varias incertidumbres: de donde se puede definir que la sobre-resistencia proviene de los materiales, de las ecuaciones de diseño, del endurecimiento por trabajo y de los factores de reducción de resistencia, en cambio la incertidumbre viene de los registros sísmicos, de los ensayos, del modelamiento y del récord histórico. Se podría aumentar el R debido a la sobre-resistencia pero se podría disminuir por efectos de la incertidumbre.

En líneas generales el profesor Richard E. Klingner<sup>12</sup> manifiesta que los puntos de interés en los edificios de muros de ductilidad limitada son:

- La poca capacidad probable de deformación inelástica de las rótulas en flexión.
- La poca capacidad probable de deformación inelástica de las zonas inelásticas cortantes.
- La calidad constructiva.
- La demanda desconocida de deformación inelástica frente a un sismo fuerte.

<sup>12</sup> Profesor en la Universidad de Texas - Austin

## CAPÍTULO III

### ESTUDIOS EXPERIMENTALES

#### 3.1. LABORATORIO Y EQUIPOS DE ENSAYO

Los diferentes ensayos realizados para la presente investigación fueron hechos en el laboratorio de estructuras del CISMID<sup>1</sup> de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Los tipos de ensayos realizados en el mencionado laboratorio fueron:

- a) Ensayo de Carga Lateral Cíclica
- b) Ensayo en el Concreto

#### **A. Ensayo de Carga Lateral Cíclica**

Para los ensayos de carga lateral cíclica, los equipos y dispositivos utilizados durante su ejecución fueron:

- Muro de reacción
- Losa de reacción
- Sistema de cargas
- Sistema de procesamiento de datos

El muro de reacción y la losa de reacción son estructuras dentro del laboratorio que fueron construidos con concreto pretensado, el muro tiene una longitud de 11m por 9m de alto y 4.5m de espesor mientras que la losa de reacción tiene un área de 22x11m<sup>2</sup> y 0.8m de espesor. Tanto el muro como la losa tienen huecos de 0.1m de diámetro espaciado cada 0.60m. de tal forma que permita la fijación de los especímenes y los sistemas de carga con pernos especiales de acero.

El sistema de cargas es proporcionado por un pórtico metálico (ver fig. 3.1) que se encuentra conectado al muro y losa de reacción, de donde la carga horizontal es dada por el actuador electrohidráulico Shimadzu que se encuentra anclado al muro de reacción y es capaz de producir desplazamientos de +/- 200mm, operado bajo un rango de cargas de +/- 25tf. El actuador electrohidráulico es controlado a través de un controlador Shimadzu 9525 y una computadora PC-Pentium IV a través de una tarjeta de conversión de señales análogo/digital y

<sup>1</sup> Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres

digital/análogo. De esta manera las señales de comando son enviadas desde la computadora al controlador quien realiza el desplazamiento de comando. En el caso de la carga vertical, esta es proporcionada por el actuador electrohidráulico que se encuentra conectado al pórtico de acero que rodea el espécimen, dicha carga no varía con el tiempo, es de tipo estática y es transmitida al espécimen a través de una viga metálica que se encuentra anclada a la viga de transferencia del espécimen, la cual transmite las cargas tanto horizontales como verticales a la placa de concreto en estudio.

En la figura 3.1 se muestra el sistema de instrumentación para el ensayo de carga lateral cíclica, donde se puede observar el sistema de cargas tanto horizontal como vertical.



Fig. 3.1 Sistema de instrumentación para ensayo de carga lateral cíclica

Los especímenes son anclados a la losa de reacción a través de pernos de anclaje los cuales atraviesan la base del muro, con el fin de evitar el desplazamiento lateral del mismo (ver fig. 3.1).

Para el sistema de procesamiento de datos del espécimen durante el proceso de ensayo se utilizó sensores de carga y sensores de desplazamiento los cuales estaban conectados a un acondicionador de señales y estos a su vez conectados con el computador PC, donde se almacenan en cada paso las

mediciones de dichos sensores. En la figura 3.2 se muestra la distribución de sensores en la superficie del muro y en la tabla 3.1 se presenta las características de los sensores utilizados.

Tabla 3.1 Sensores utilizados en ensayos de carga cíclica / fuente CISMID - UNI

	Canales	Rango	Nº de Sensor	Calibración	Constante
<b>SENSORES DE CARGA</b>	LOAD-4	25t.	Actuador-4		+/-5Volts/50t.
	STRO-4	200mm	Actuador-4		+/-5Volts/200mm.
	LOAD-2	10t.	Actuador-2		+/-5Volts/50t.
	STRO-2	200mm	Actuador-2		+/-5Volts/200mm
<b>SENSORES DE DESPLAZAMIENTO</b>	CH-4	100mm	YB7890003	2701	$3.702 \times 10^{-2}$
	CH-5	100mm	YB7890007	2717	$3.681 \times 10^{-2}$
	CH-6	50mm	YA6350026	2717	$3.681 \times 10^{-2}$
	CH-7	50mm	YA6350038	2673	$3.741 \times 10^{-2}$
	CH-8	30mm	YA6350003		$3.741 \times 10^{-3}$
	CH-9	30mm	EM7840083		$1.000 \times 10^{-2}$
	CH-10	30mm	EM7840088	10000	$1.000 \times 10^{-3}$
	CH-11	50mm	EM7840080		$1.000 \times 10^{-4}$
	CH-12	50mm	EM7840087	2866	$1.000 \times 10^{-5}$
	CH-13	30mm	EM7840081		$1.000 \times 10^{-6}$
	CH-14	30mm	EM7840085		$1.000 \times 10^{-7}$
CH-15	10mm	CDP-10		$0.003 \# / 1.0 \times 10^{-7}$	

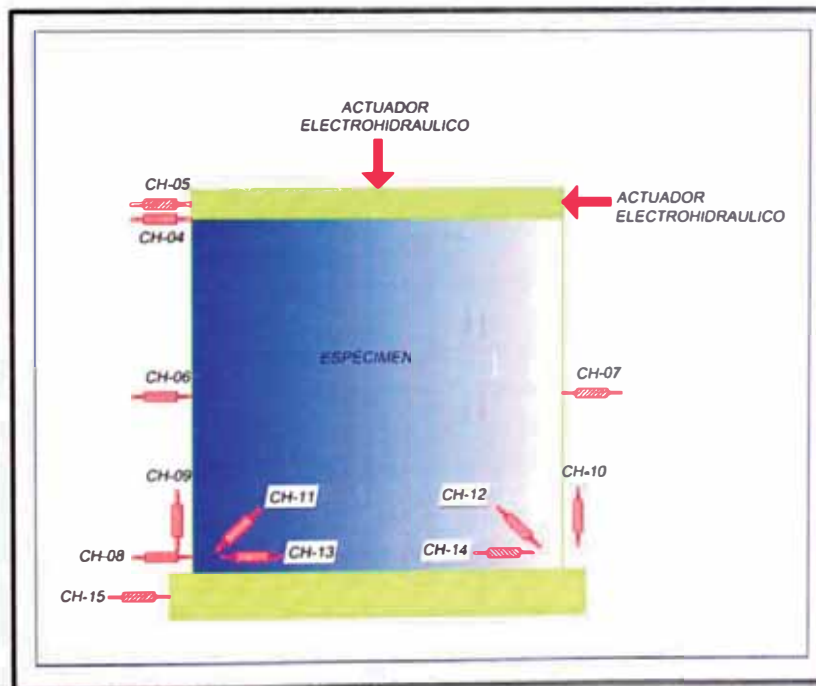


Fig. 3.2 Distribución de sensores en panel de concreto



### **B. Ensayo en el Concreto**

Para los ensayos realizados en el concreto, estos se hicieron tanto en estado fresco como en estado endurecido. Para el caso del concreto en el estado fresco, se realizó el ensayo del cono de abrahms para medir la trabajabilidad del concreto antes de proceder al vaciado de los especímenes; es importante medir esta característica del concreto previo al vaciado, debido al poco espesor que presentan las estructuras del sistema estructural en estudio, a fin de garantizar la calidad, disminuyendo la probabilidad de cangrejeras y zonas de segregación en los especímenes.

Para medir la calidad del concreto en estado endurecido se extrajó probetas de concreto, las cuales serán sometidas a compresión axial a fin de evaluar el progreso de la resistencia del concreto a través del tiempo, en el capítulo IV se presenta los resultados obtenidos de estos ensayos.

El vaciado de los especímenes en el laboratorio se desarrolló en dos etapas, en la primera se realizó el vaciado de la cimentación del muro, considerando que este tuviera una resistencia a la compresión mínima a los 28 días de  $210\text{kg/cm}^2$  y una trabajabilidad mínima medida en el cono de abrahms de 4"; para esta etapa se extrajeron cuatro probetas a fin de medir la calidad del concreto.



**Fig. 3.3** Llenado de probetas y ensayo de cono de Abrahms

La segunda etapa consistió en el vaciado de la placa de concreto en conjunto con la viga de transferencia, en donde de manera análoga a la primera etapa se procedió previo al vaciado, realizar el ensayo del cono de abrahms, llegando a obtener una trabajabilidad de 9", así mismo para medir la calidad del concreto en estado endurecido, se extrajeron 4 probetas por cada espécimen.

En el anexo 01 se presenta el panel fotográfico donde se muestran los ensayos en el concreto tanto en estado fresco como endurecido.

### 3.2. ENSAYO DE CARGA LATERAL CÍCLICA

El ensayo de carga lateral cíclica consiste en confinar el espécimen a través de una estructura aporcada de acero, en donde este es sometido a la acción de una carga lateral aplicada cíclicamente a través de un actuador electrohidráulico y una carga vertical constante de 20tf (ver figura 3.1).

Los ciclos de aplicación de carga fueron tomados siguiendo la distorsión angular mostrado en el cuadro 3.2, en donde cada ciclo fue ejecutado dos veces para obtener valores estables en la curva fuerza deformación. La distorsión angular utilizada en la presente investigación obedece al patrón de cargas cíclicas recomendado por la norma FEMA-461.

Los protocolos de pruebas proporcionados en la norma FEMA-461 fueron elaborados con el objetivo de tener una metodología para la evaluación del comportamiento sísmico de los sistemas estructurales. Cuando esta metodología se aplique permitirá una mejor comprensión del comportamiento probable de un edificio y sus elementos constitutivos. En general este protocolo tiene por objeto servir como base para la evaluación de componentes de un sistema estructural a fin de establecer su capacidad y rendimiento, medido por las funciones de fragilidad.

**Tabla 3.2** Número de ciclos y distorsiones angulares usados en el ensayo de carga lateral cíclica según la norma FEMA - 461

Número de Ciclo	Distorsión Angular
1	1/ 4170
2	1/ 2940
3	1/ 2100
4	1/ 1500
5	1/ 1075
6	1/ 770
7	1/ 550
8	1/ 390
9	1/280
10	1/200
11	1/ 155

### 3.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES

Para la presente investigación se construyó cuatro muros de concreto a escala real con las siguientes denominaciones M-01, M-02, M-03 y M-04, en donde todos estos tiene la misma geometría, pero diferenciándose en la cuantía de acero de refuerzo.

Para el dimensionamiento de los muros se tuvo en cuenta el proyecto Parques del Agustino (Lima - Perú) y el Proyecto Bosques de Ciudad 2000 – II (Cali - Colombia), de donde se obtuvo que la longitud promedio en los muros de este sistema estructural es de aproximadamente 2.40m, por lo cual se tomo esa medida para todos los especímenes. La altura considerada fue de 2.30m, siendo esta distancia de piso a techo mínima usada en los proyectos hoy en día. En base a estas medidas se obtiene que la relación de aspecto para los cuatro especímenes es de aproximadamente de 1.0.

En el anexo 03 se presenta el plano titulado “*Geometría y Acero de Refuerzo de Muro de Ductilidad Limitada de 8cm de Espesor - Lab.*” en donde se presenta la geometría y detalles del acero de reforzamiento usado en los cuatro especímenes.

La variable de análisis para la presente investigación es la cuantía de acero refuerzo, de donde se ha tomando como límite inferior 0.0012, siendo esta la mínima cuantía según el reglamento ACI-224 para evitar problemas de fisuración y como límite superior 0.0025, como cuantía máxima recomendada según el Reglamento Nacional de Edificaciones - Perú.

El tipo de acero de refuerzo utilizado en los cuatro especímenes fue malla electrosoldada, cuya elección estuvo basada en la investigación “Comportamiento a Carga Lateral de Muros Delgados de Concreto Reforzados con Malla Electrosoldada y Acero Dúctil” hecha por el Ing. Ángel San Bartolomé en el laboratorio de la PUCP<sup>2</sup>, de donde los resultados indicaron que el comportamiento de los muros de ductilidad limitada es independiente del tipo de refuerzo utilizado, ya sea malla electrosoldada o acero convencional dúctil. Además como la tendencia constructiva de los muros de ductilidad limitada de este tipo industrial, se optó por el empleo de mallas electrosoldadas.

Con el objetivo de brindarle a los especímenes cierta capacidad de deformación se colocaron varillas de aceros de refuerzo convencional dúctil en los extremos.

<sup>2</sup> Pontifica Universidad Católica del Perú

En la tabla 3.3 se presentan las dimensiones y detalles del acero de reforzamiento de los cuatro especímenes.

Tabla 3.3 Cuantía de refuerzo utilizada en los muros a ensayar

MURO	DIMENSIONES (cm)	CUANTÍA HORIZONTAL	CUANTÍA VERTICAL	TIPO DE MALLA ELECTROSOLDADA	REFUERZO VERTICAL DÚCTIL EN EXTREMOS
M-01	240x230x8	0.0012	0.0012	Q-92(4.2mm@,15)(As=0.92cm <sup>2</sup> /m)	3Ø - 8mm
M-02	240x230x8	0.0018	0.0018	Q-139(4.2mm@,10)(As=1.39cm <sup>2</sup> /m)	3Ø - 8mm
M-03	240x230x8	0.0020	0.0020	Q-158(5.50mm@,15)(As=1.58cm <sup>2</sup> /m)	3Ø - 8mm
M-04	240x230x8	0.0025	0.0025	Q-196(5.0mm@,10)(As=1.96cm <sup>2</sup> /m)	3Ø - 8mm

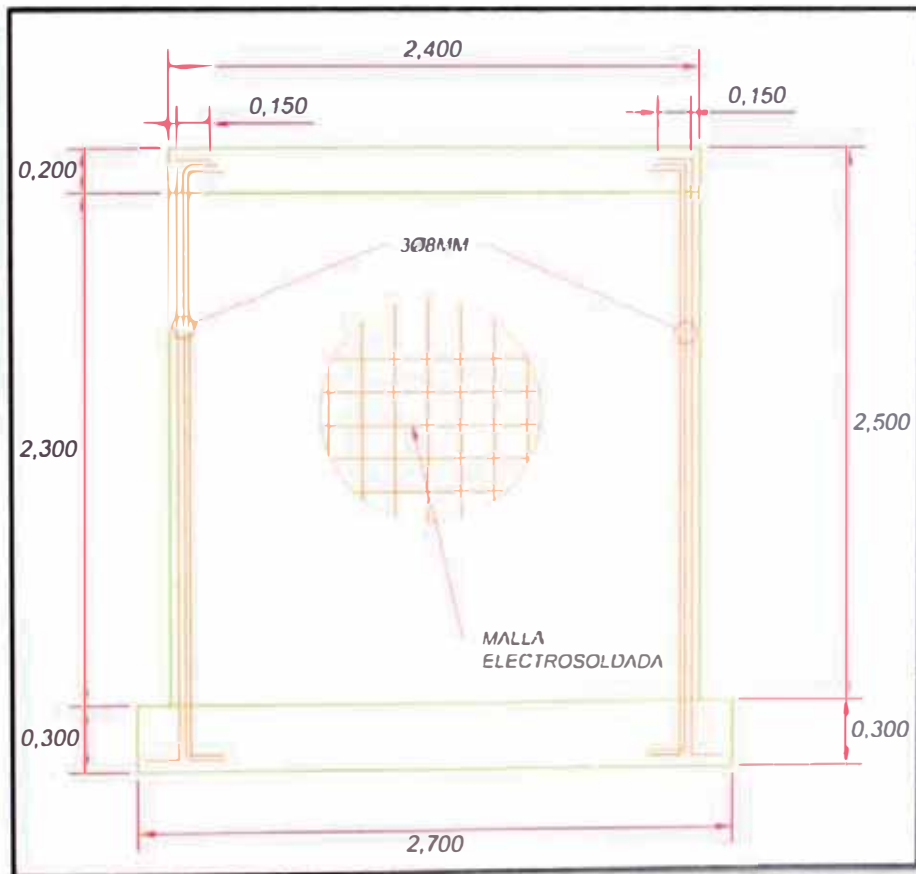


Fig. 3.4 Geometría típica de los Especímenes

### 3.4. CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

La construcción de los especímenes se llevo a cabo en dos etapas:

1. Cimentación de muro.
2. Panel de concreto armado y viga de transferencia.

#### 3.4.1 CIMENTACIÓN DE MURO

La cimentación es la parte del especimen que conecta la placa de concreto con la losa de reacción; el objetivo de esta estructura es brindarle a la placa de concreto características similares a las que le proporcionaría una platea de cimentación o losa de piso de un edificio de muros de ductilidad limitada. Las dimensiones deben ser tales que le brinden cierto grado de empotramiento, para lo cual se ha considerado una estructura de 30x90x270cm reforzado con acero convencional dúctil, tal como se muestra en la figura 3.5 y 3.6.

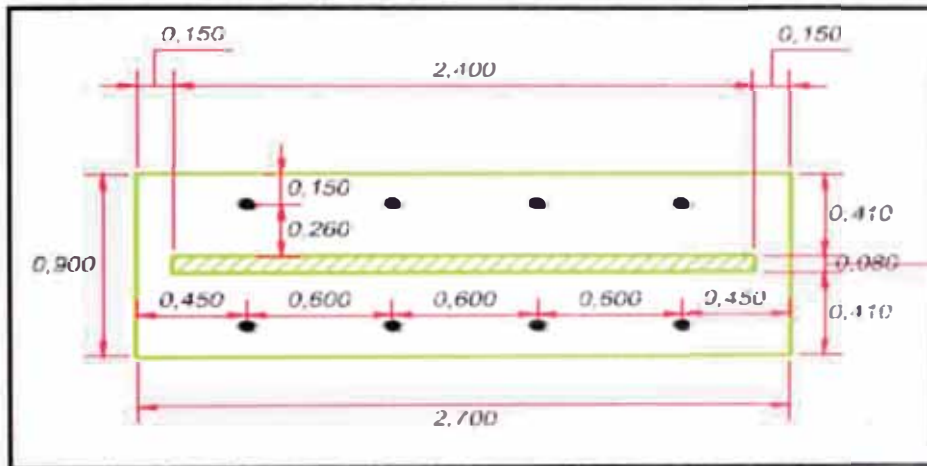


Fig. 3.5 Geometría en planta de la cimentación de los muros

En el anexo 03 se presenta el plano donde se muestra el detalle del acero de reforzamiento usado en la cimentación.

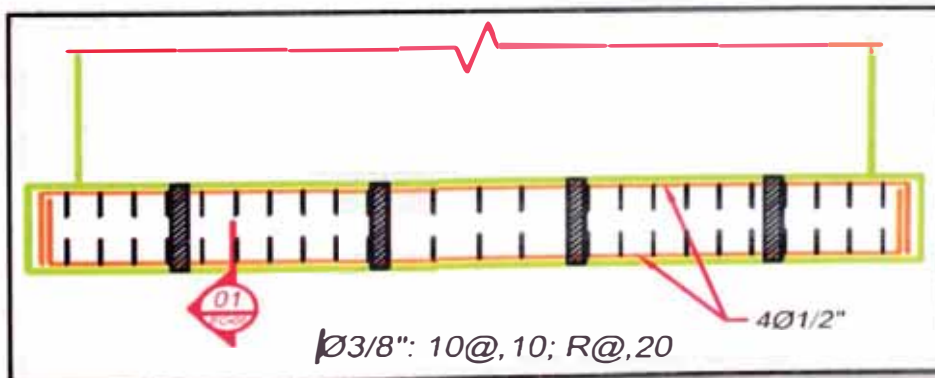


Fig. 3.6 Detalle del acero de reforzamiento de la cimentación

Para la presente investigación se ha proyectado que el acero de reforzamiento de la placa de concreto se coloque en dos etapas; la primera consiste en la colocación de un retazo de malla electrosoldada embebida en la cimentación, la cual se empalmará con el acero de refuerzo de la segunda etapa, siendo éste último el acero de la placa de concreto. Ambas mallas son del mismo tipo y presentan una longitud de traslape de 50cm.

Además de la malla de refuerzo se ha dejado anclado a la cimentación varillas de acero convencional dúctil que sirven de refuerzo en los extremos del muro, este acero de reforzamiento controla las fuerzas de tracción producidas en los bordes del espécimen.

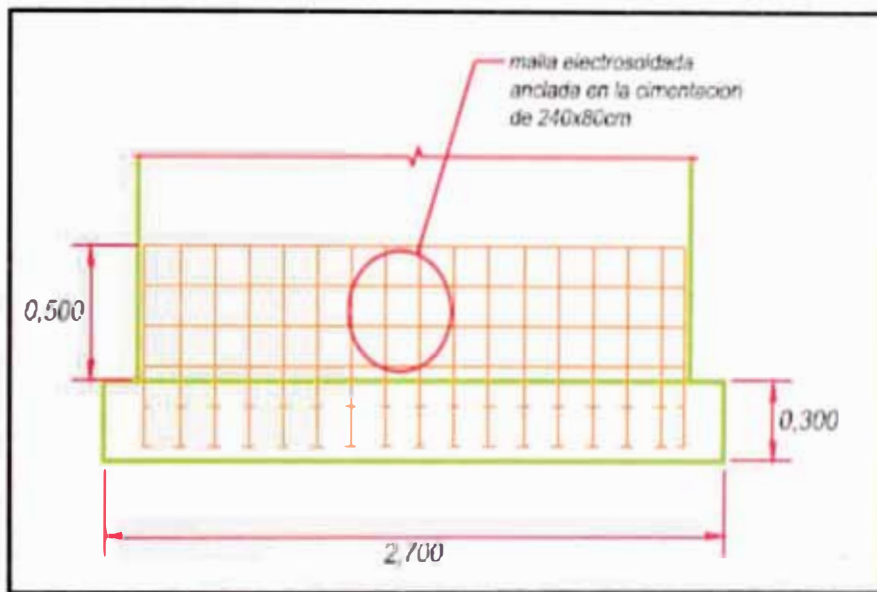


Fig. 3.7 Malla electrosoldada de empalme anclada en la cimentación

El concreto utilizado tiene un  $f'c$  de 280 kg/cm<sup>2</sup> y un slump de 4", el vaciado fue realizado directamente desde el camión mixer (Fig. 3.8 y 3.9), la superficie de la cimentación tiene un acabado frotachado, dejando la superficie de contacto con la placa rugosa, con el fin de garantizar la adherencia entre la cimentación y la placa de concreto. Se extrajeron probetas para verificar la resistencia del concreto, siendo estas ensayadas a los 7 y 28 días, el curado es directamente con agua potable.



Fig. 3.8 Vaciado de cimentación de muro.



Fig. 3.9 Encofrado y acero de refuerzo de cimentación de muro.



Fig. 3.10 Acabado de superficie de cimentación.

### 3.4.2 PANEL DE CONCRETO ARMADO Y VIGA DE TRASFERENCIA

Para la construcción tanto de la cimentación como el panel de concreto y la viga de transferencia se tuvo como base el plano “Geometría y Acero de Refuerzo de Muro de Ductilidad Limitada de 8cm de Espesor - Lab.”, el cual se preparó teniendo en cuenta todas las consideraciones anteriormente mencionadas en el ítem 3.3, el plano referido se encuentra en el anexo 03.

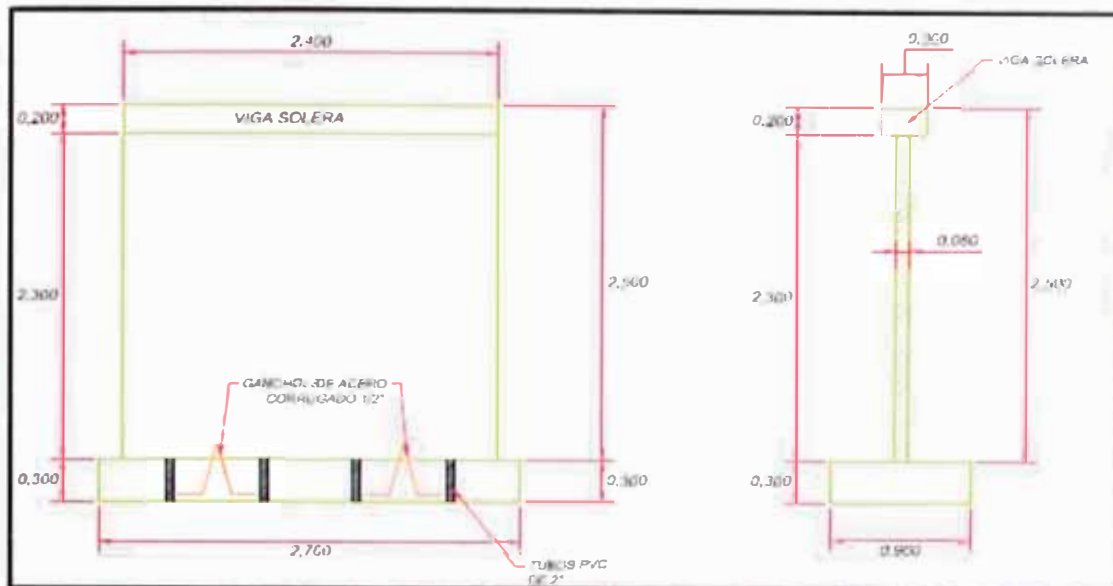


Fig. 3.11 Geometría del Especimen

Luego que el concreto de la cimentación haya fraguado, se procede a la colocación de la malla electrosoldada, la cual se acopla a la malla parcialmente embebida en la cimentación. Para lograr mantener la verticalidad y que ésta quede centrada con respecto al encofrado se colocaron separadores de malla de 8cm.



Fig. 3.12 Vista de los separadores de mallas para muros de 8cm de espesor





Fig. 3.13 Amarre de malla electrosoldada con varillas extremas y con malla electrosoldada anclada parcialmente en la cimentación

Para la presente investigación se ha utilizado encofrado metálico, el cual consistió de formaletas de aluminio, proporcionado por la empresa Forsa. Antes de proceder al encofrado del muro se aplicó el aditivo desmoldante Z-Cron, tal como se muestra en la figura 3.14. El proceso de encofrado del muro se realizó de manera análoga al realizado en los proyectos en base a muros de ductilidad limitada.



Fig. 3.14 Aplicación del aditivo desmoldante Z-Cron

Para la segunda etapa del vaciado se proyectó realizar un solo vaciado el cual incluya el panel de concreto y la viga de transferencia, existiendo la necesidad de acoplar al encofrado metálico un encofrado de madera de tal forma de poder realizar un vaciado monolítico, evitando que se genere una junta fría entre el panel de concreto y la viga de transferencia.



Fig. 3.15 Colocación de la fomaletas metálicas como encofrado de los muros



Fig. 3.16 Vista del acople entre el encofrado metálico y el encofrado de madera para un vaciado monolítico muro – viga de transferencia

El concreto usado en los especímenes tuvo las siguientes consideraciones:

- Slump > 8"
- $F'c = 210\text{kg/cm}^2$
- Piedra chancada correspondiente al huso #67

De acuerdo a estas especificaciones, previo al vaciado se procedió a medir la trabajabilidad de la mezcla a través del cono de Abrams, llegando a registrar un asentamiento de 9".



Fig. 3.17 Vaciado de placas de concreto



Fig. 3.18 Vaciado de placas de concreto



Fig. 3.19 Vista del encofrado de madera acoplado al encofrado metálico



Fig. 3.20 Ajuste de pase de PVC en viga de transferencia

Para la construcción de la viga de transferencia se utilizó fierro corrugado dúctil, la geometría y distribución del acero de refuerzo se muestra en el plano del anexo 03. La viga de transferencia durante los ensayos se encuentra anclada a la viga metálica, la cual le trasmite la carga vertical y horizontal. Para lograr una adecuada transferencia se dejan embebido en la viga retazos de tubería PVC de 2 1/2".

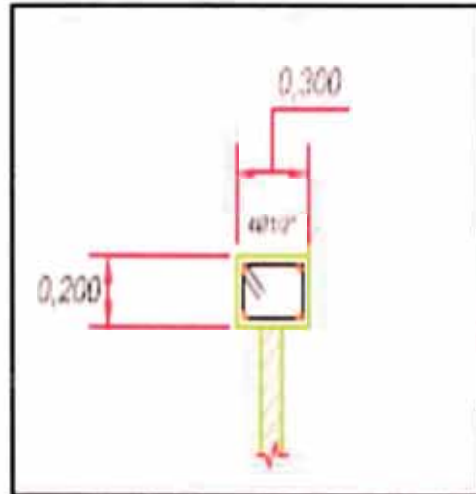


Fig. 3.21 Sección transversal de la viga de transferencia

Luego del vaciado monolítico entre el panel de concreto y la viga de transferencia, se procede al desencofrado y posterior curado, este último se realizó con el aditivo químico Sika Antisol.

Luego de desencofrar los muros se notó que estos presentaban en su superficie zonas de segregación, con lo cual se procedió al resane de la superficie a través de un mortero, de manera análoga al proceso que se sigue en los proyectos de este tipo de muros.



Fig. 3.22 Superficie de concreto luego del desencofrado



Fig. 3.23 Resane de Superficie de muros

Culminada la reparación de la superficie de los muros, se deja fraguar el mortero, para luego proceder al pulido y posterior pintado de color blanco, esto con el fin de que durante el ensayo de carga lateral cíclica, se pueda notar las fisuras en la superficie del muro.

En esta etapa ya se tiene listo los especímenes para ser ensayados, faltando verificar la resistencia del concreto mínima requerida para el ensayo.



Fig. 3.24 Vista del acabado de los muros

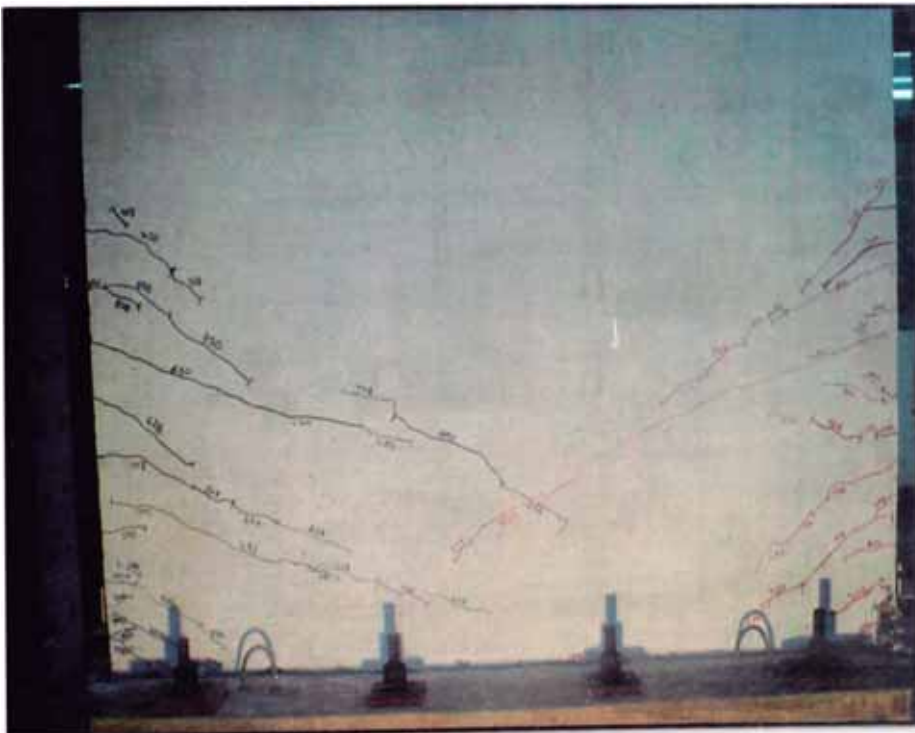
### 3.5. REPARACIÓN DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Luego de haber analizado el comportamiento sísmico de muros de ductilidad limitada a través del ensayo de carga lateral cíclica, se aprovechó en analizar el comportamiento sismorresistente de este tipo de muros luego que estos son sometidos a un sistema de reparación. De los cuatro muros ensayados se optó por reparar el espécimen M-01, debido a que era en el que más se había expresado la falla por cortante y era en el cual se tenía menos fisuras diagonales en el alma del muro en comparación con los demás especímenes.

El sistema de reparación usado fue a través de inyecciones epóxicas de las fisuras del muro y un sistema de reparación de los talones del espécimen.

A continuación se describe el procedimiento seguido para el sistema de reparación del muro M-01:

En la figura 3.25 se muestra el estado final de muro M-01 luego de haber sido sometido al ensayo de carga lateral cíclica.



**Fig. 3.25** Vista frontal del muro luego de haber sido sometido al ensayo de carga lateral cíclica.

### 3.5.1 METODOLOGIA DE REPARACIÓN

La metodología de reparación usada fue a través de inyecciones epóxicas, consistiendo en la colocación de un material de alta performance superior al concreto para otorgar un monolitismo y funcionamiento de la estructura reparada. Para el proceso de reparación se usaron principalmente dos aditivos, el primero se utilizó para reparar los talones del muro y el segundo para el sellado de las fisuras en el alma del muro y en la junta entre el panel de concreto y la cimentación.

El aditivo usado para la reparación de los talones del muros fue un mortero epóxico llamado comercialmente EUCO E3G, en el cual uno de los beneficios es la excelente adherencia entre elementos estructurales (ver ficha técnica en anexo 02), este mortero es producto de la mezcla de tres componentes, el primero es una resina epóxica, el segundo es una aditivo endurecedor y el tercero es un agregado. Este mortero tiene una buena adhesión con el concreto, excediendo la resistencia a la tracción y al corte del mismo, la resistencia a la tensión es de 143kg/cm<sup>2</sup> al primer día y se mantiene constante para los demás días, cumpliendo con las especificaciones de la norma ASTM C-307 y C-884.

El aditivo usado para el sellado de las fisuras en el alma y entre la junta del muro y la base de concreto es una resina epóxica llamada comercialmente Eucopoxi Injection Resin, es un material de dos componentes, 100% reactivo, diseñado como un adhesivo insensible a la humedad para numerosos trabajos de sellado e inyección de fisuras en elementos estructurales. Este material de alto módulo está formulado a una viscosidad muy baja para facilidad de uso y penetración profunda en grietas angostas. Una de las aplicaciones principales es la de sellar fisuras provocadas por eventos sísmicos, su insensibilidad a la humedad permite adhesión de superficies secas o húmedas (ver ficha técnica en anexo 02), este aditivo epóxico tiene una resistencia a la tensión de 639 kg/cm<sup>2</sup>, un módulo de elasticidad de 32600 g/cm<sup>2</sup> y una resistencia a la compresión al primer día de 1000Kg/cm<sup>2</sup>.

En el siguiente ítem se presenta el procedimiento seguido paso a paso para la reparación del espécimen M-01.

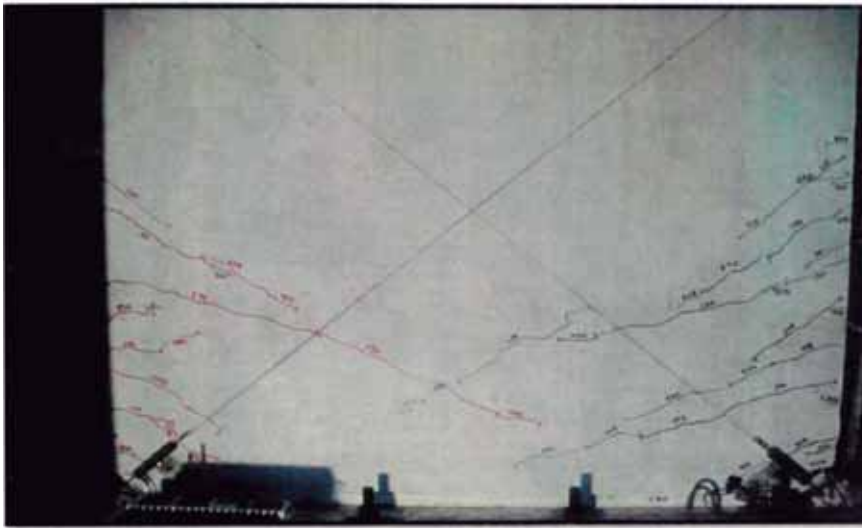


### 3.5.2 PROCEDIMIENTO REPARACIÓN

A continuación se describe el procedimiento de reparación seguido paso a paso.

#### **Paso 01:**

En primer lugar se muestra una vista panorámica de muro M-1 luego de haber sido sometido al ensayo de carga lateral cíclica. Como se pudo notar durante el ensayo, en primer lugar empezaron a desarrollar fisuras debido a la flexión dando lugar a grietas diagonales, para luego manifestarse la falla por corte en la base la cual se manifestó en mayor medida.



**Fig. 3.26** Vista frontal del muro luego de someterse al ensayo de carga lateral cíclica.

Como primer paso se tiene que identificar todas las fisuras a inyectar, haciendo uso de una amoladora, con el fin de tener una mejor visualización de las mismas. Una vez identificado todas las fisuras se procede a la limpieza a través de aire a presión.



**Fig. 3.27** Proceso de identificación de Fisuras

**Paso 02:** Luego se procede al ensanche de las fisuras en ciertas zonas para la colocación de boquillas (tubería de cobre) las cuales se colocan a cada 30cm aproximadamente. En la figura 3.28 se muestra el ensanche de las fisuras y la distribución de boquillas en el muro.

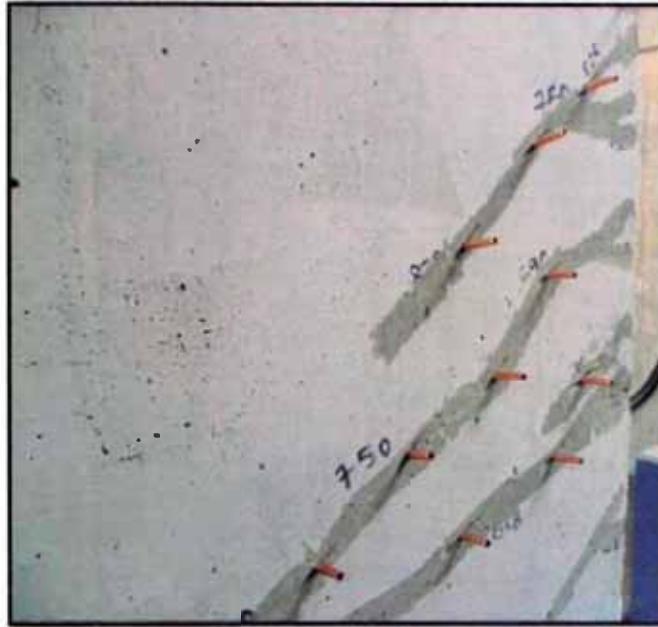


Fig. 3.28 Distribución de boquillas de cobre en una de las caras de muro.

**Paso 03:** Luego de la colocación de las boquillas se procede a la fijación y al sellado superficial de las fisuras a través del aditivo **EUCO 452 GEL**, tal como se muestra en la figura 3.29.

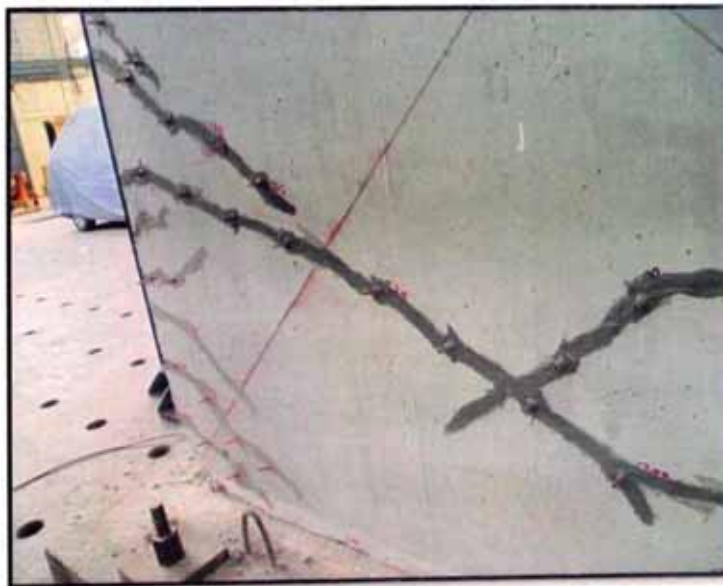


Fig. 3.29 Sellado de boquillas y fisuras a través de aditivo EUCO 452 GEL

**Paso 04:** Se procede al sellado de la grieta producida entre el muro y la cimentación, siendo este producto de la falla por cortante. Esta fisura debe tener el mismo tratamiento que las fisuras producidas en el alma del muro producto de la flexión.



Fig. 3.30 Sellado de fisura producto de la falla por cortante

**Paso 05:** Luego del sellado de todas las fisuras se procede a la reparación de los talones del muro, los cuales han fallado por flexo compresión. De donde se puede notar que las varillas de acero de los extremos (8mm) han fluido y pandeado. En primer lugar realizamos una limpieza de la zona de los talones, extrayendo el concreto suelto para luego proceder al encofrado y vaciado del mortero epóxico **EUCO E3G**.



Fig. 3.31 Limpieza de talones del muro



Fig. 3.32 Encofrado de los talones de muro

**Paso 06:** Preparación y colocación del mortero epóxico **EUCO E3G**.



Fig. 3.33 Vista del Encofrado y vaciado de los talones de muro

**Paso 07:** Luego de 3 horas de fraguado del sellador superficial **EUCO 452 GEL** se procede al inyectado de las fisuras través de cartuchos a presión. El aditivo usado para el inyectado de las fisuras es **EUCOPOXI INJECTION RESIN**. El principio usado para el sellado de las fisuras es a través de vasos comunicantes, en donde se va inyectando cada boquilla y cerrando las mismas por las cuales fluye el epóxico inyectado.



Fig. 3.34 Inyectado a presión de fisuras a través de aditivo **EUCOPOXI INJECTION RESIN**.

**Paso 08:** Desencofrado de talones de muro.



Fig. 3.35 Desencofrado de talones de muro

**Paso 09:** Luego de 3 horas de haber terminado el proceso de inyectado de todas las fisuras se procede al corte de las boquillas de cobre, para lo cual se hace uso de una amoladora y por último se procede a lijar la superficie del muro.



Fig. 3.36 Corte de boquillas de cobre y lijado de superficie.

**Paso 10:** Como paso final se procede al pintado del muro y dejarlo listo para ser sometido al ensayo de carga lateral cíclica.



Fig. 3.37 Vista de muro reparado, listo para ser sometido al ensayo de carga lateral cíclica

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo se centra en el análisis de los resultados para los ensayos realizados en el laboratorio, describiendo en primer lugar los ensayos realizados en el concreto, así como, el ensayo de carga lateral cíclica realizado sobre los especímenes, cuyas características se encuentran descritas en el capítulo III.

De los ensayos de carga lateral cíclica se obtuvo; la capacidad de deformación de cada espécimen y su comportamiento sismorresistente bajo la consideración que estos representan a muros de ductilidad limitada de 08cm de espesor, siendo los parámetros principales considerados; la carga axial, la carga lateral cíclica, cuantía de acero de reforzamiento y la resistencia a la compresión del concreto.

La variable de análisis para todos los especímenes fue la cuantía de acero de reforzamiento. En la figura 4.1 se muestra el esquema general del ensayo de carga lateral cíclica.



Fig. 4.1 Esquema para el ensayo de carga lateral cíclica

## 4.2 ENSAYOS EN EL CONCRETO

### 4.2.1 ENSAYOS EN EL CONCRETO EN ESTADO FRESCO

El ensayo realizado en el concreto en estado fresco, fue hecho a través del cono de Abrams, el cual nos sirvió para medir la trabajabilidad del mismo antes de su colocación (ver Fig. 4.2 y 4.3). Este ensayo fue realizado con el fin de garantizar la adecuada colocación en los encofrados, ya que por las características geométricas del espécimen se tiene un espesor reducido de 8cm, reduciendo la posibilidad de la aparición de posibles zonas de segregación.

En las especificaciones técnicas del concreto solicitado, éste debería tener un asentamiento antes de realizar el vaciado de no menor a 8" y una resistencia mínima a los 28 días de 210Kg/cm<sup>2</sup>. Según el ensayo del cono de Abrams realizado previo al vaciado, se tenía un asentamiento de 9".

Según recomendaciones de expertos, el tipo de concreto utilizado para este tipo de muros de espesores reducidos, debería ser un concreto de alta performance, como por ejemplo el concreto autocompactante, el cual es capaz de fluir a través de encofrados con gran densidad de acero y de espesores reducidos, evitando en gran medida la formación de cangrejas y zonas de segregación.



Fig. 4.2 Ensayo del cono de Abrams

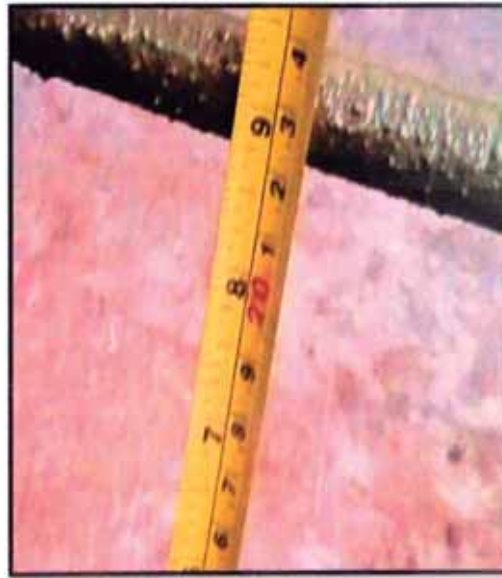


Fig. 4.3 Lectura de nivel de asentamiento en la mezcla de concreto



#### 4.2.2 ENSAYOS EN EL CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO

Durante el vaciado de la cimentación y la placa de concreto en conjunto con la viga de transferencia, se extrajeron probetas de concreto con el fin de medir el desarrollo de la resistencia del mismo. Según requerimiento la resistencia a la compresión del concreto para el vaciado de la cimentación sería mínima  $210\text{kg/cm}^2$  a los 28 días, para el caso del vaciado de la placa de concreto y la viga de transferencia se solicitó como resistencia a la compresión mínima a los 28 días de  $210\text{kg/cm}^2$ , esto debido a que comúnmente en la construcción de edificios de muros de ductilidad limitada se usa ésta como resistencia de diseño.



Fig. 4.4 Llenado de probetas de concreto



Fig. 4.5 Probeta sometida a carga axial

A continuación se presenta el cuadro 4.1 en donde se muestran los resultados de los ensayos de compresión del concreto para las probetas extraídas de la cimentación de los especímenes y en la figura 4.6 muestra el desarrollo de la resistencia a la compresión a través de tiempo.

Tabla 4.1 Registro de probetas de concreto ensayadas para la cimentación

**ESTRUCTURA: CIMENTACIÓN DE MURO**

Nº PROBETA	Fecha de Vaciado	Fecha de Rotura	Días	Carga(kgf)	Esfuerzo de Compresión (kg/cm <sup>2</sup> )
1	17/09/2010	28/09/2010	11	49590	280.6
2	17/09/2010	28/09/2010	11	50680	286.8
3	17/09/2010	16/10/2010	28	53330	301.8
4	17/09/2010	16/10/2010	28	54140	306.4

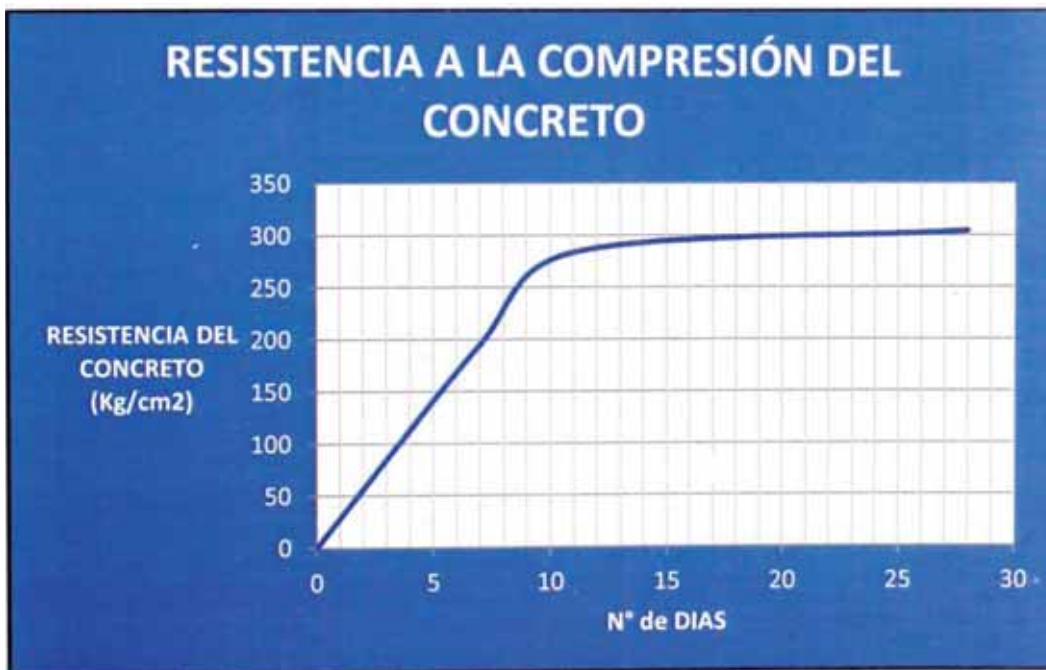


Fig. 4.6 Desarrollo de la resistencia del concreto de la cimentación

Para el concreto extraído del panel de concreto y la viga de transferencia, en el cuadro 4.2 se muestra los resultados del ensayo de compresión de concreto.

Tabla 4.2 Registro de probetas de concreto ensayadas para los Especímenes

**ESTRUCTURA: PANEL DE CONCRETO Y VIGA DE TRANSFERENCIA**

Nº PROBETA	Fecha de Vaciado	Fecha de Rotura	Dias	Carga(kgf)	Esfuerzo de Compresión (kg/cm <sup>2</sup> )
1	18/11/2010	23/11/2010	5	35940	203.4
2	18/11/2010	23/11/2010	5	39240	222.1
3	18/11/2010	24/11/2010	6	44090	249.5
4	18/11/2010	24/11/2010	6	43580	246.6
5	18/11/2010	25/11/2010	7	42780	242.1
6	18/11/2010	25/11/2010	7	43050	243.6
7	18/11/2010	02/12/2010	14	50640	286.6
8	18/11/2010	02/12/2010	14	48070	272.0
9	18/11/2010	16/12/2010	28	53030	300.1
10	18/11/2010	16/12/2010	28	48070	272.0
<b>ENSAYO DE MUROS</b>					
1	18/11/2010	28/01/2011	70	62170	351.8
2	18/11/2010	28/01/2011	70	62600	354.3



Fig. 4.7 Desarrollo de la resistencia del concreto de los Especímenes

Además de los ensayos de compresión se desarrollaron ensayos de módulo de elasticidad, el cual fue aplicado a tres probetas de concreto extraídas del panel de concreto.

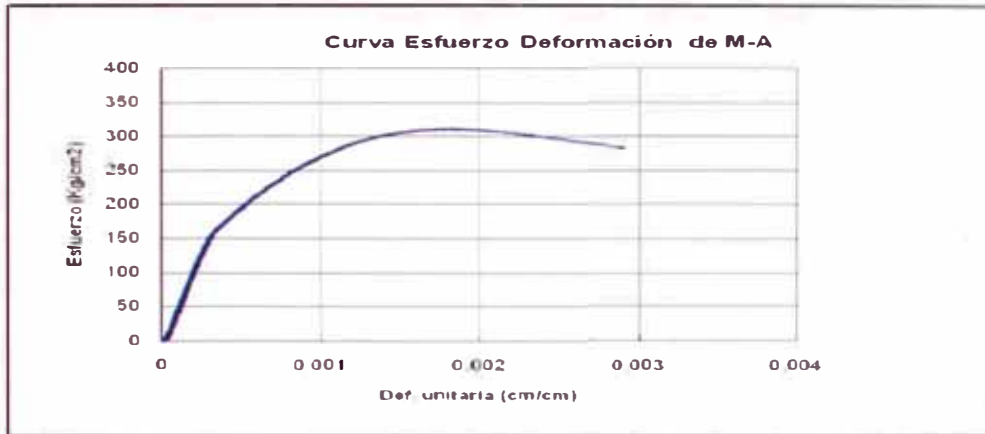


Fig. 4.8 Resultados del ensayo de módulo de elasticidad aplicado a la probeta de concreto M-A



Fig. 4.9 Resultados del ensayo de módulo de elasticidad aplicado a la probeta de concreto M-B

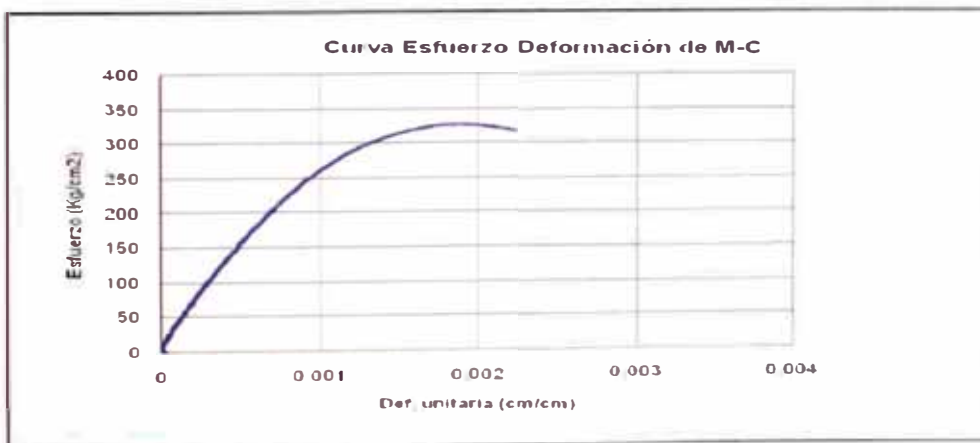


Fig. 4.10 Resultados del ensayo de módulo de elasticidad aplicado a la probeta de concreto M-C

### 4.3 ENSAYOS DE CARGA LATERAL CÍCLICA

#### 4.3.1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En general para el ensayo de los especímenes se observó el desarrollo inicial de grietas diagonales, las cuales obedecen a la falla por flexión, a medida que progresa el ensayo se empezó a manifestar la falla por cortante, con la aparición de fisuras en la base del muro. El inicio de la falla por corte se empieza a notar en mayor medida cuando las grietas diagonales ya dejan de desarrollarse y comienza el cizallamiento de las varillas verticales de la malla electrosoldada, en conjunto con la trituración de los talones del muro.

A continuación se hace una descripción del proceso de ensayo para cada uno de los especímenes ensayados.

##### 4.3.1.1 ESPECIMEN M-01

El espécimen M-01 es el muro con menor cuantía de reforzamiento en comparación a los demás especímenes. Teniendo éste una cuantía horizontal y vertical de 0.0012; la cual representa la mínima cuantía según el código ACI-224 para evitar el agrietamiento por contracción y temperatura.

En general se pudo observar que luego de terminado el ensayo, este espécimen no presentaba una gran cantidad de fisuras en el alma del muro, con lo cual se puede decir que hubo un dominio de la falla de cortante por cizallamiento en la base. Durante el ensayo del muro se empezó a presentar la falla por flexión, manifestándose ésta mediante grietas diagonales, luego hubo un dominio de la falla por cortante en la base del muro y a la vez una trituración de los talones, producto de la carga lateral cíclica. A partir de este comportamiento y comparando con el estado final de los demás especímenes luego del ensayo se puede afirmar que a medida que los muros tengan una menor cuantía, la forma última de falla tiende a ser de cortante por cizallamiento en la base.

A partir de los resultados de los ensayos se construyó la curva histerética del muro, donde se observa que el espécimen alcanzó un desplazamiento de 6.610 mm para la carga máxima de 20.72tf. Es posible expresar la curva histerética del ensayo en términos de sus valores máximos alcanzados por ciclo, determinándose la curva de comportamiento o envolvente histerética del espécimen. Basados en la histéresis del espécimen es posible determinar la rigidez elástica, siendo este valor 14.04 ton/mm.

Puede apreciarse de los resultados de los ensayos, que el espécimen M-01 fue sometido a desplazamientos controlados con un comportamiento elástico hasta llegar a un desplazamiento de 1.323mm, equivalente a una distorsión de 1/2100, valor en que en el paso 230 se encuentra una grieta horizontal en toda la base del muro, asimismo bajo una distorsión de 1/1500 se inicia el agrietamiento en el talón, el mismo que se irá propagando en el transcurso del ensayo. Bajo una distorsión de 1/770 se produce la primera grieta diagonal de 0.6mm de espesor, acompañado de un sonido en la rotura. Posteriormente se inicia el levantamiento de la zona del talón con una distorsión de 1/280, donde se produce la falla y el muro pierde su verticalidad, llegando a un nivel máximo de esfuerzo de 12.3kgf/cm<sup>2</sup>.

En el anexo 01 se presenta el panel fotográfico del proceso de ensayo para el muro M-01.

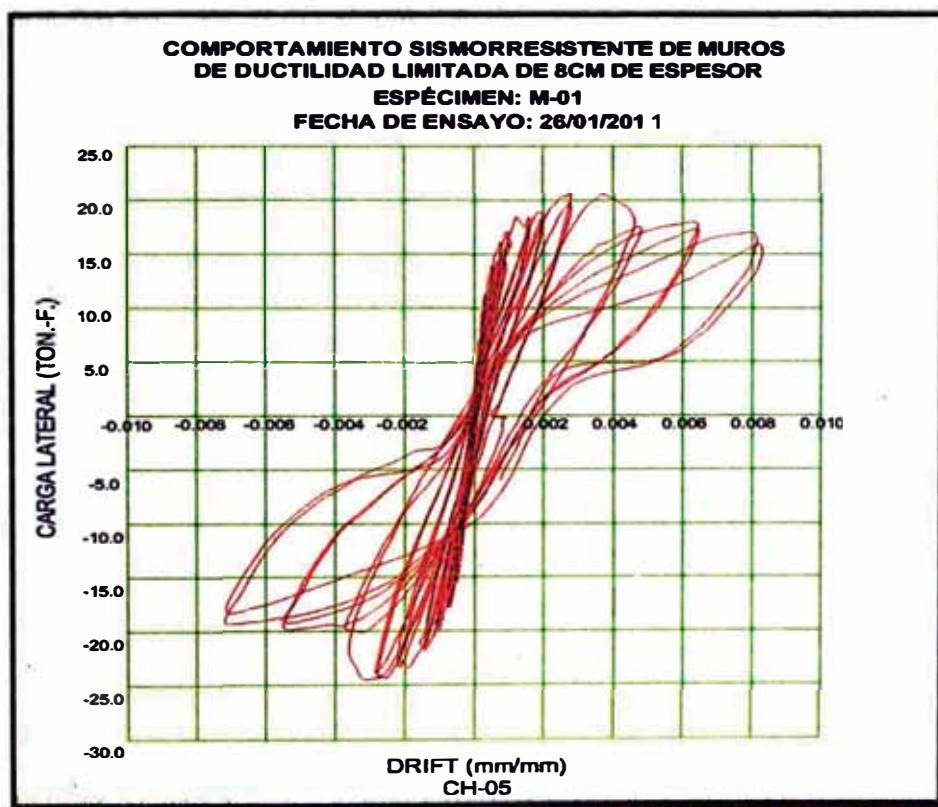


Fig. 4.11 Comportamiento Histerético del espécimen M-01

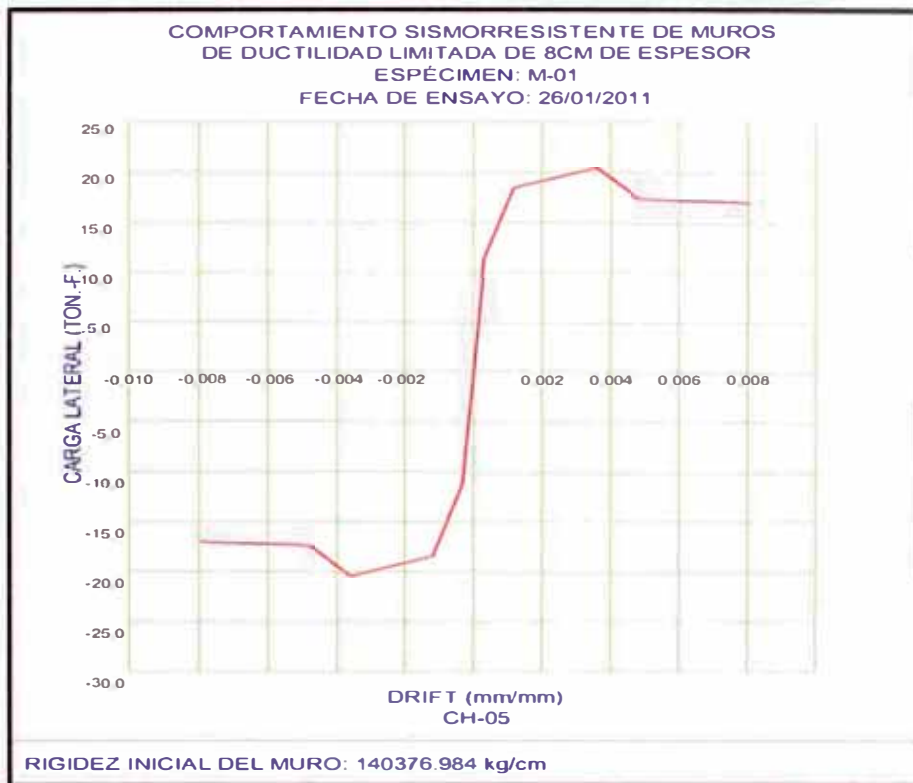


Fig. 4.12 Envoltente de capacidad del espécimen M-01



Fig. 4.13 Vista del Estado inicial del espécimen M-01

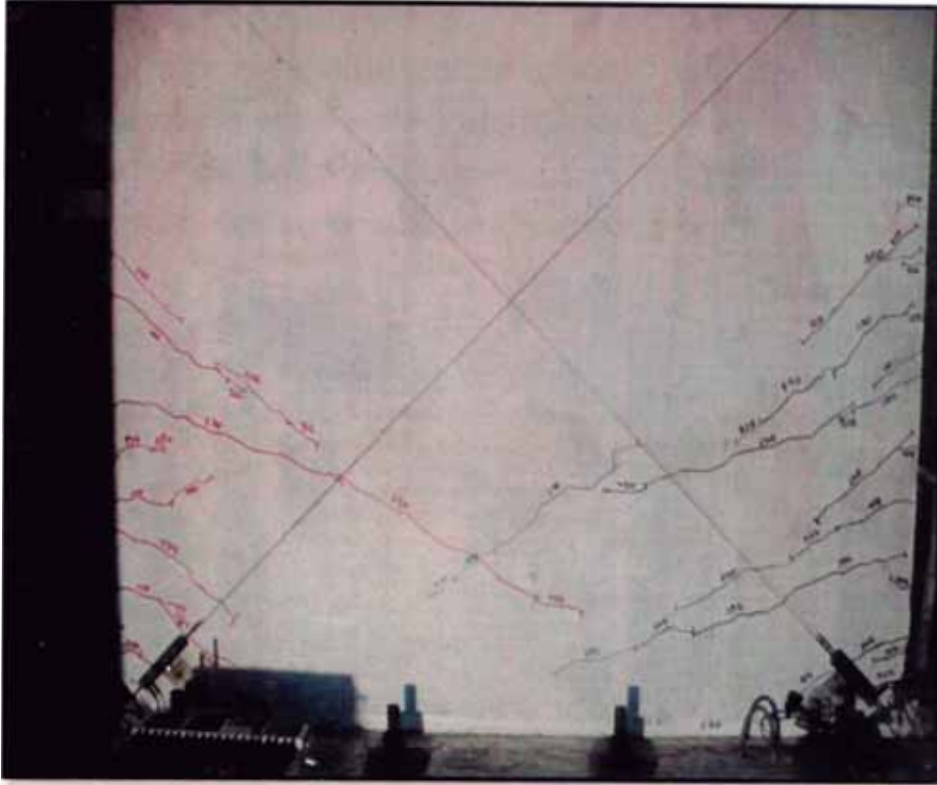


Fig. 4.14 Estado final del muro del espécimen M-01

#### 4.3.1.2 ESPECIMEN M-02

El espécimen M-02 tiene una cuantía de reforzamiento horizontal y vertical de 0.018, del ensayo se pudo observar que este tuvo un comportamiento similar al espécimen M-01, presentando un relativo incremento en la cantidad de fisuras diagonales, lo cual pone en evidencia que a mayor cuantía de reforzamiento, el muro tiende a desarrollar más la capacidad a la flexión. Del los resultados del ensayo se construyó la curva histerética del muro, donde se observa que el espécimen alcanzó un desplazamiento de 9.2799mm para la carga máxima de 20.957tf. Es posible expresar la curva histerética del ensayo en términos de sus valores máximos alcanzados por ciclo, determinándose la curva de comportamiento o envolvente histerética del espécimen. Basados en la histéresis del espécimen es posible determinar la rigidez, siendo este valor 9.08 ton/mm.

Puede apreciarse de los resultados de los ensayos que el muro M-02 fue sometido a desplazamientos controlados con un comportamiento elástico hasta llegar a un desplazamiento de 1.305mm, equivalente a una distorsión de 1/2100. Las grietas se inician en el talón bajo una distorsión de 1/1500. Posteriormente se inician grietas diagonales en el muro a partir de una distorsión de 1/770



acentuándose pasada la distorsión de 1/400 y continúa sonidos de la malla electrosoldada hasta que alcanza una distorsión de 1/200, donde se produce la falla por levantamiento del talón perdiendo el muro su verticalidad, llegando a un nivel de esfuerzos de 13.3kgf/cm<sup>2</sup>.

En el anexo 01 se presenta el panel fotográfico del proceso de ensayo para el muro M-02.

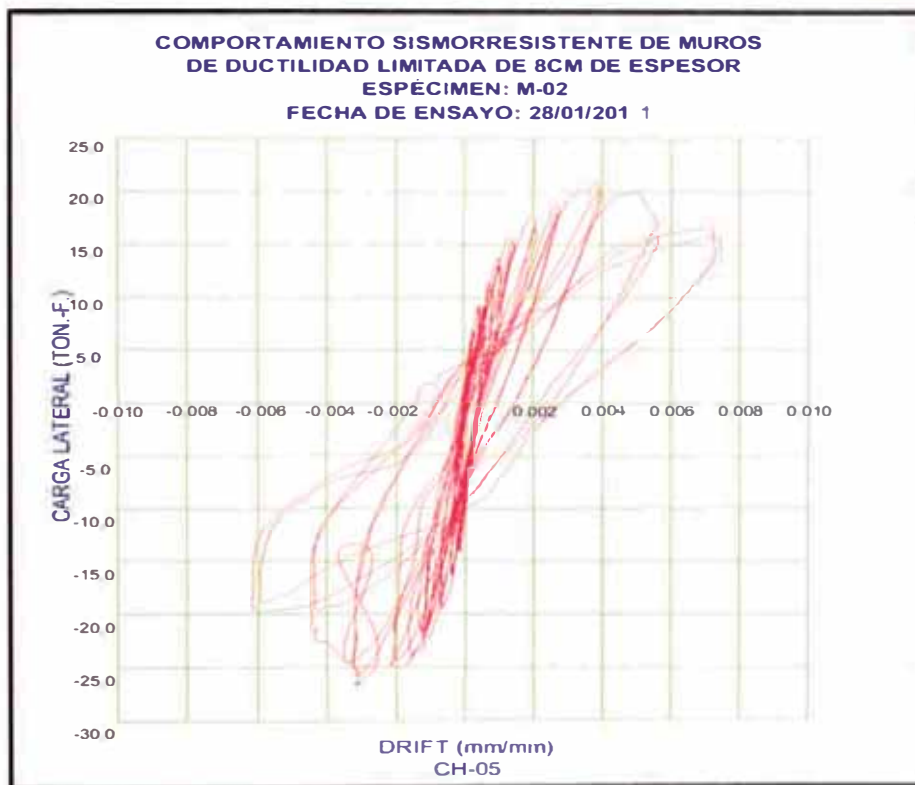


Fig. 4.15 Comportamiento Histerético del espécimen M-02

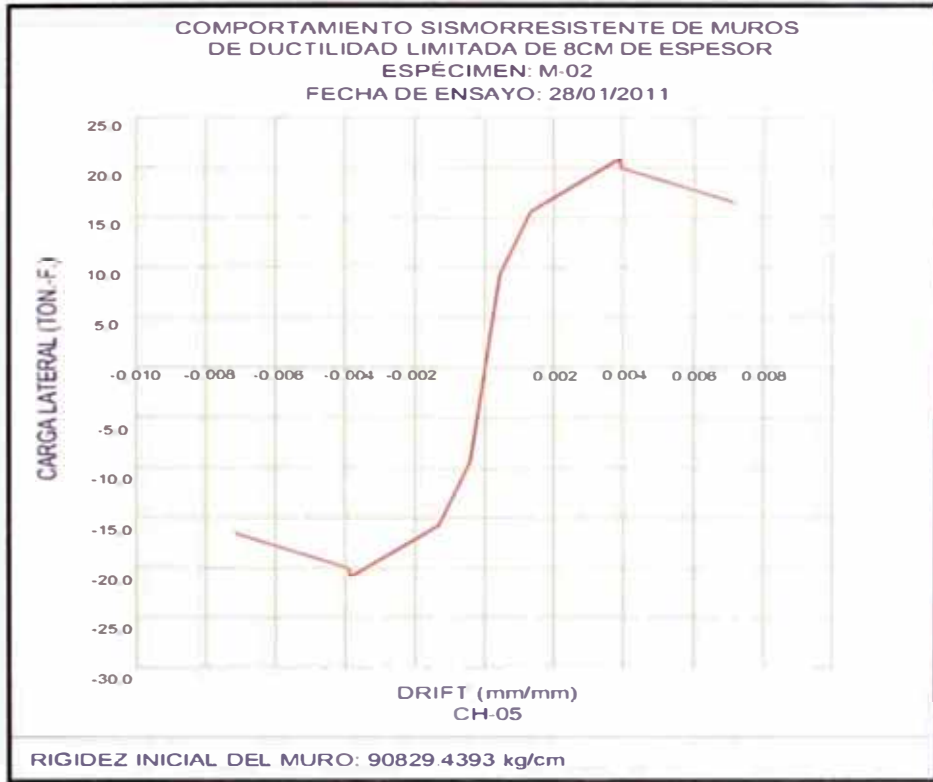


Fig. 4.16 Envoltente de capacidad del especimen M-02

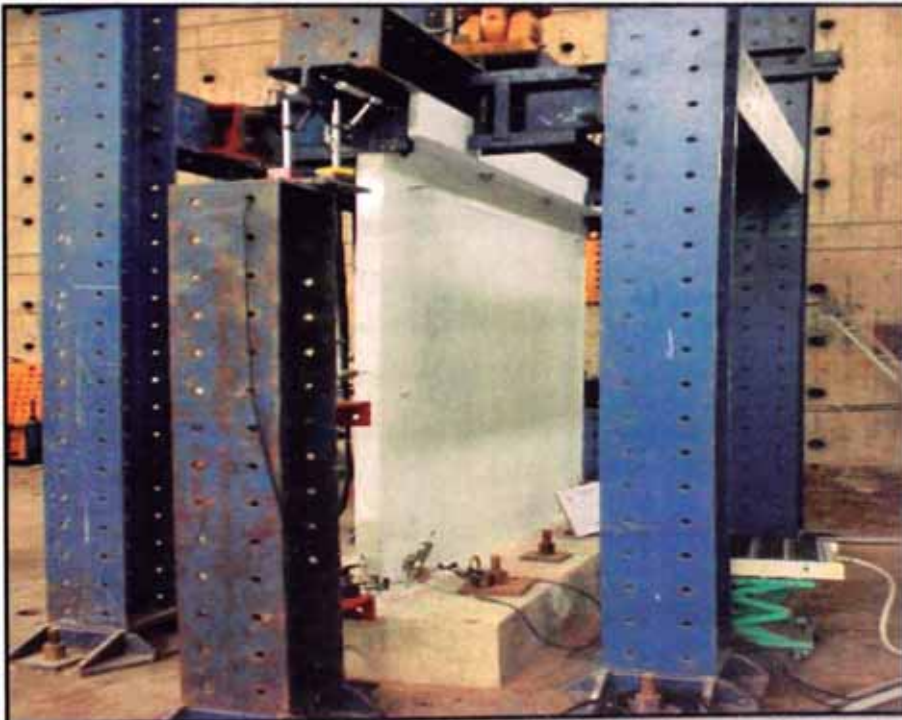


Fig. 4.17 Vista del Estado inicial del especimen M-02

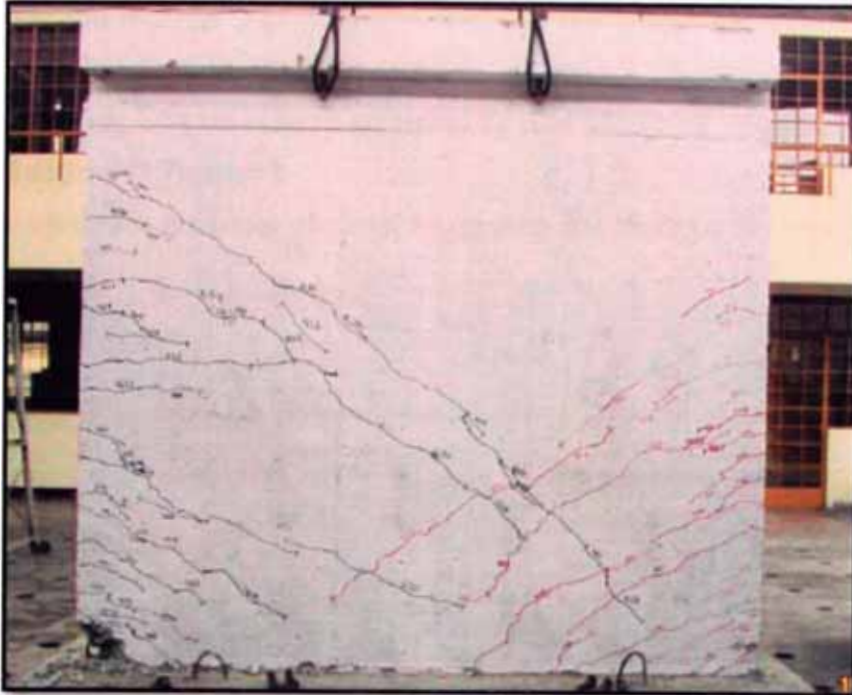


Fig. 4.18 Estado final del muro del espécimen M-02

#### 4.3.1.3 ESPECIMEN M-03

El espécimen M-03 tiene una cuantía de reforzamiento horizontal y vertical de 0.020, del ensayo se pudo observar que éste, tuvo un comportamiento similar al espécimen M-01 y M-02, presentando un relativo incremento en la cantidad de fisuras diagonales, lo cual pone en evidencia que a mayor cuantía de reforzamiento, el muro tiende a desarrollar más la capacidad a la flexión

De los resultados del ensayo se construyó la curva histerética del muro, donde se observa que el espécimen alcanzó un desplazamiento de 9.697mm para la carga máxima de 24.849tf. Es posible expresar la curva histerética del ensayo en términos de sus valores máximos alcanzados por ciclo, determinándose la curva de comportamiento o envolvente histerética del espécimen. Basado en la histéresis del espécimen es posible determinar la rigidez elástica, siendo este valor 14.87ton/mm. Puede apreciarse que el M-03 fue sometido a desplazamientos controlados con un comportamiento elástico hasta llegar a un desplazamiento de 1.172mm equivalente a una distorsión de 1/2100, valor que se observó grietas en el talón del M-03 y se apoyó hacia el lado sur. A partir de una distorsión de 1/1500 se inicia la propagación de grietas con tendencia diagonal en los lados. Posteriormente se inicia el levantamiento de la zona del

## 4.3 ENSAYOS DE CARGA LATERAL CÍCLICA

### 4.3.1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En general para el ensayo de los especímenes se observó el desarrollo inicial de grietas diagonales, las cuales obedecen a la falla por flexión, a medida que progresa el ensayo se empezó a manifestar la falla por cortante, con la aparición de fisuras en la base del muro. El inicio de la falla por corte se empieza a notar en mayor medida cuando las grietas diagonales ya dejan de desarrollarse y comienza el cizallamiento de las varillas verticales de la malla electrosoldada, en conjunto con la trituración de los talones del muro.

A continuación se hace una descripción del proceso de ensayo para cada uno de los especímenes ensayados.

#### 4.3.1.1 ESPECIMEN M-01

El espécimen M-01 es el muro con menor cuantía de reforzamiento en comparación a los demás especímenes. Teniendo éste una cuantía horizontal y vertical de 0.0012; la cual representa la mínima cuantía según el código ACI-224 para evitar el agrietamiento por contracción y temperatura.

En general se pudo observar que luego de terminado el ensayo, este espécimen no presentaba una gran cantidad de fisuras en el alma del muro, con lo cual se puede decir que hubo un dominio de la falla de cortante por cizallamiento en la base. Durante el ensayo del muro se empezó a presentar la falla por flexión, manifestándose ésta mediante grietas diagonales, luego hubo un dominio de la falla por cortante en la base del muro y a la vez una trituración de los talones, producto de la carga lateral cíclica. A partir de este comportamiento y comparando con el estado final de los demás especímenes luego del ensayo se puede afirmar que a medida que los muros tengan una menor cuantía, la forma última de falla tiende a ser de cortante por cizallamiento en la base.

A partir de los resultados de los ensayos se construyó la curva histerética del muro, donde se observa que el espécimen alcanzó un desplazamiento de 6.610 mm para la carga máxima de 20.72tf. Es posible expresar la curva histerética del ensayo en términos de sus valores máximos alcanzados por ciclo, determinándose la curva de comportamiento o envolvente histerética del espécimen. Basados en la histéresis del espécimen es posible determinar la rigidez elástica, siendo este valor 14.04 ton/mm.

acentuándose pasada la distorsión de 1/400 y continúa sonidos de la malla electrosoldada hasta que alcanza una distorsión de 1/200, donde se produce la falla por levantamiento del talón perdiendo el muro su verticalidad, llegando a un nivel de esfuerzos de 13.3kgf/cm<sup>2</sup>.

En el anexo 01 se presenta el panel fotográfico del proceso de ensayo para el muro M-02.

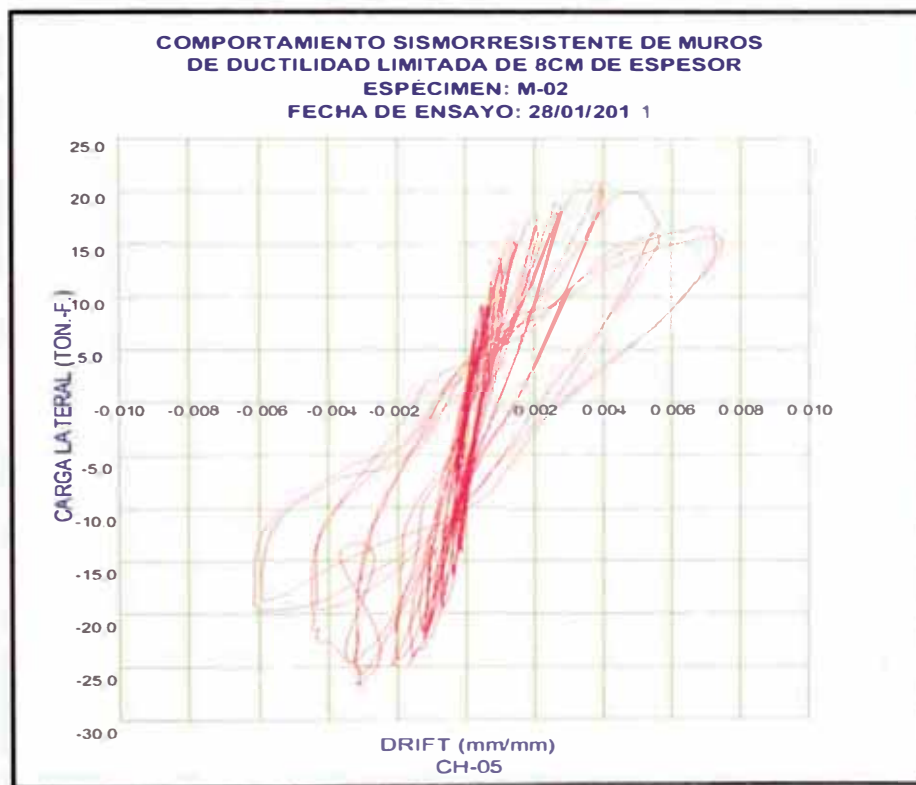


Fig. 4.15 Comportamiento Histerético del espécimen M-02

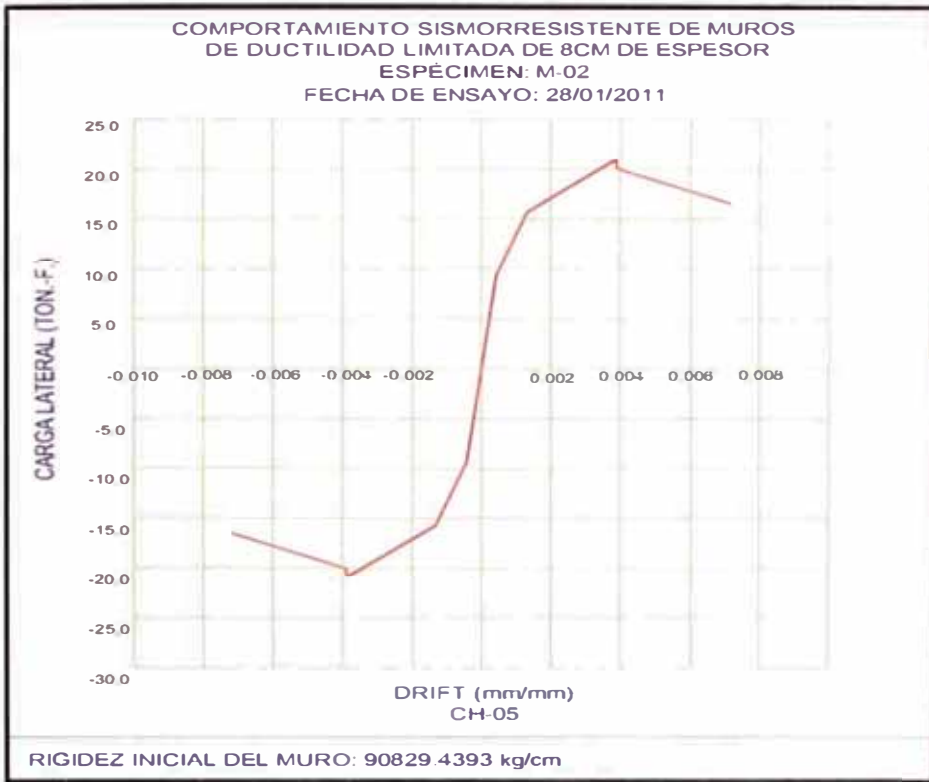


Fig. 4.16 Envolvente de capacidad del especimen M-02

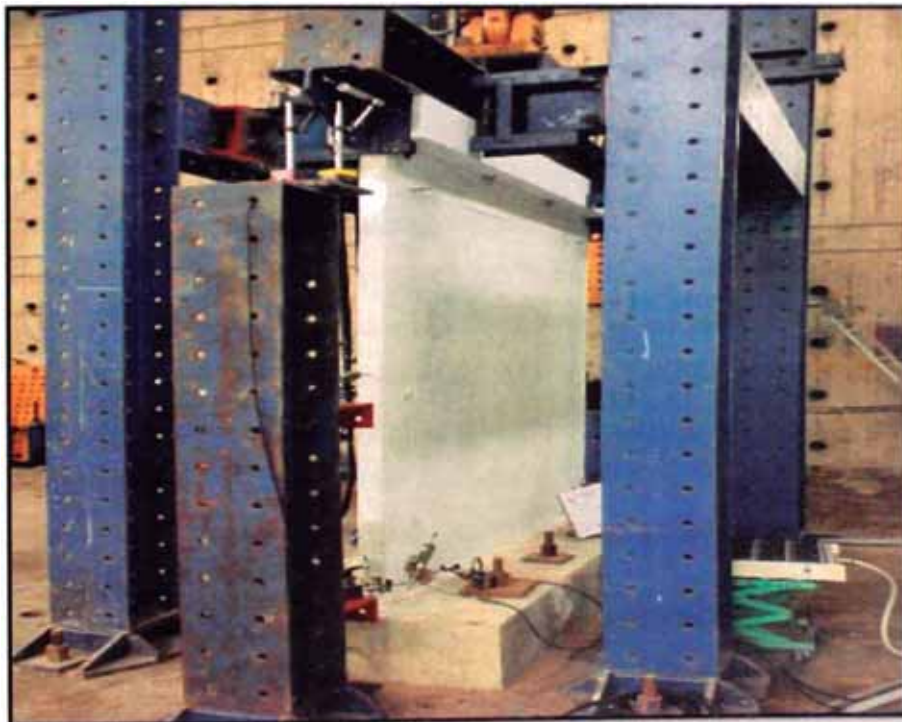


Fig. 4.17 Vista del Estado inicial del especimen M-02

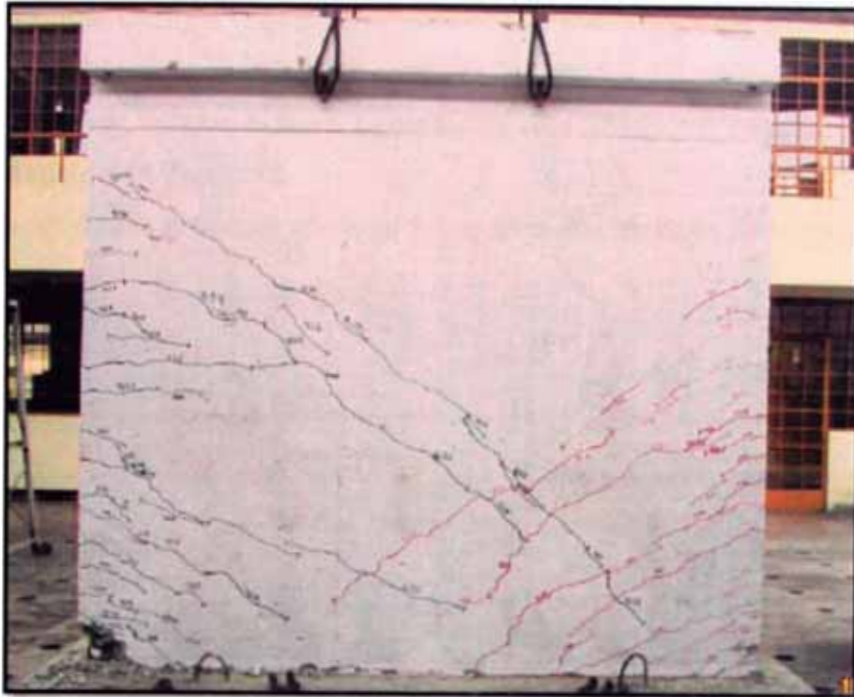


Fig. 4.18 Estado final del muro del espécimen M-02

#### 4.3.1.3 ESPECIMEN M-03

El espécimen M-03 tiene una cuantía de reforzamiento horizontal y vertical de 0.020, del ensayo se pudo observar que éste, tuvo un comportamiento similar al espécimen M-01 y M-02, presentando un relativo incremento en la cantidad de fisuras diagonales, lo cual pone en evidencia que a mayor cuantía de reforzamiento, el muro tiende a desarrollar más la capacidad a la flexión

De los resultados del ensayo se construyó la curva histerética del muro, donde se observa que el espécimen alcanzó un desplazamiento de 9.697mm para la carga máxima de 24.849tf. Es posible expresar la curva histerética del ensayo en términos de sus valores máximos alcanzados por ciclo, determinándose la curva de comportamiento o envolvente histerética del espécimen. Basado en la histéresis del espécimen es posible determinar la rigidez elástica, siendo este valor 14.87ton/mm. Puede apreciarse que el M-03 fue sometido a desplazamientos controlados con un comportamiento elástico hasta llegar a un desplazamiento de 1.172mm equivalente a una distorsión de 1/2100, valor que se observó grietas en el talón del M-03 y se apoyó hacia el lado sur. A partir de una distorsión de 1/1500 se inicia la propagación de grietas con tendencia diagonal en los lados. Posteriormente se inicia el levantamiento de la zona del

talón hasta que alcanza una distorsión de 1/200 con grietas de 4mm en la junta fría, desprendiéndose la malla, y hasta la trituración del concreto en el talón produciéndose la falla en el muro y perdiendo su verticalidad, llegando a un nivel de esfuerzos de 11.7kgf/cm<sup>2</sup>.

En el anexo 01 se presenta el panel fotográfico del proceso de ensayo para el muro M-03.

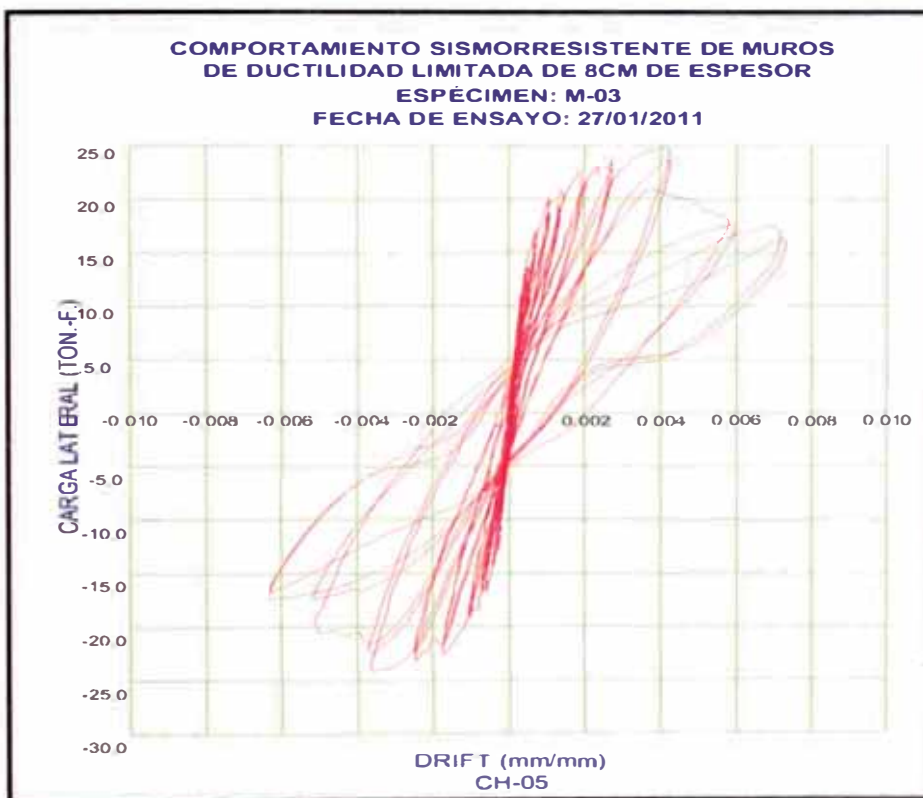


Fig. 4.19 Comportamiento Histerético del espécimen M-03



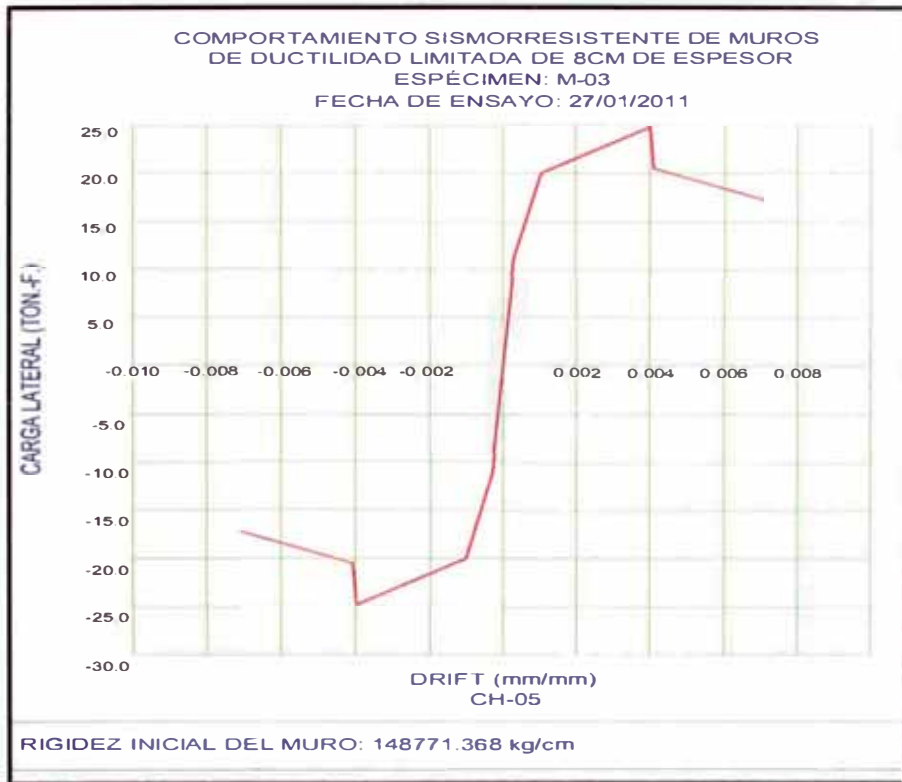


Fig. 4.20 Envoltorio de capacidad del espécimen M-03



Fig. 4.21 Vista del Estado inicial del espécimen M-03



Fig. 4.22 Estado final del muro del espécimen M-03

#### 4.3.1.4 ESPECIMEN M-04

El espécimen M-04 es el muro con mayor cuantía de reforzamiento en comparación de los demás, teniendo este una cuantía horizontal y vertical de 0.0025, la cual es la máxima cuantía según el RNE – E060 para el diseño de los muros de ductilidad limitada.

En general se pudo observar que luego de terminado el ensayo, ésta presentaba una gran cantidad de fisuras en el alma del muro, en comparación con los demás especímenes; con lo cual se puede decir que hubo un dominio inicial de la flexión, pero llegando a tener como una falla última el cortante por cizallamiento en la base.

A partir de los resultados de los ensayos se construyó la curva histerética del muro, donde se observa que el espécimen alcanzó un desplazamiento de 9.689mm para la carga máxima de 29.959tf. Es posible expresar la curva histerética del ensayo en términos de sus valores máximos alcanzados por ciclo, determinándose la curva de comportamiento o envolvente histerética del espécimen que se presenta en la Figura 4.23. Basados en la histéresis del espécimen es posible determinar la rigidez, siendo este valor 12.308ton/mm. Puede apreciarse que el M-04 fue sometido a desplazamientos controlados con

un comportamiento elástico hasta llegar a un desplazamiento de 1.265mm equivalente a una distorsión de 1/1500, valor en que ocurre agrietamiento en la zona inferior derecha cerca al talón. Posteriormente se inicia el agrietamiento en diagonal que se va propagando acentuándose a partir de 1/770. El levantamiento de la zona del talón se alcanza para una distorsión de 1/260, produciéndose la falla del muro, mostrando exposición del acero y perdiendo su verticalidad, llegando a un nivel de esfuerzos de 15.3kgf/cm<sup>2</sup>.

En el anexo 01 se presenta el panel fotográfico del proceso de ensayo para el muro M-04.

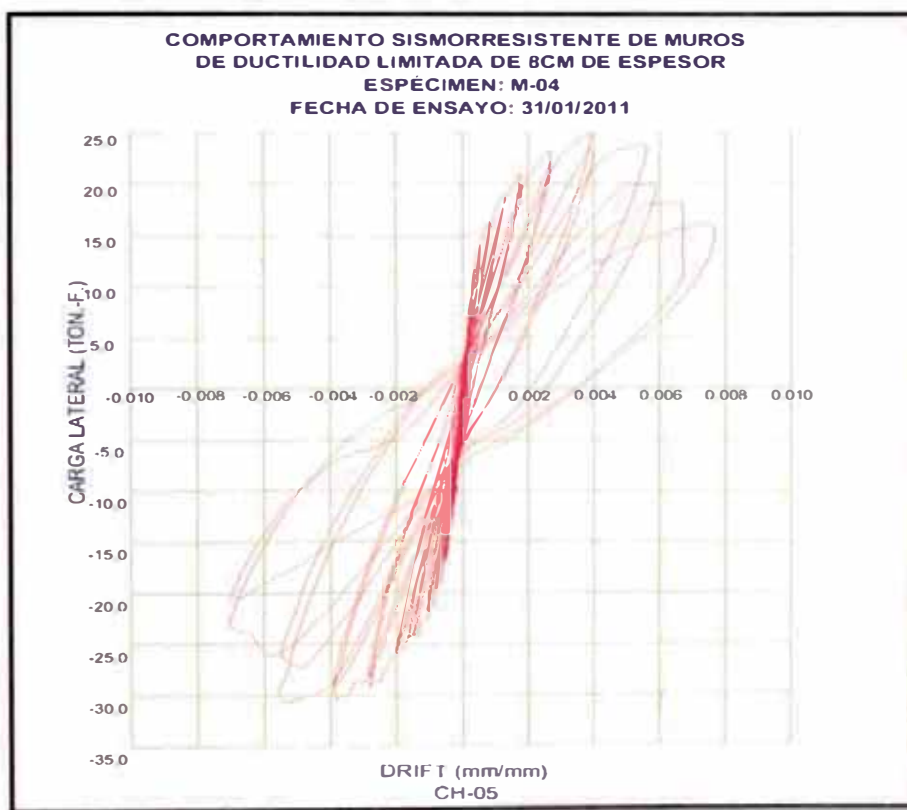


Fig. 4.23 Comportamiento Histerético del espécimen M-04

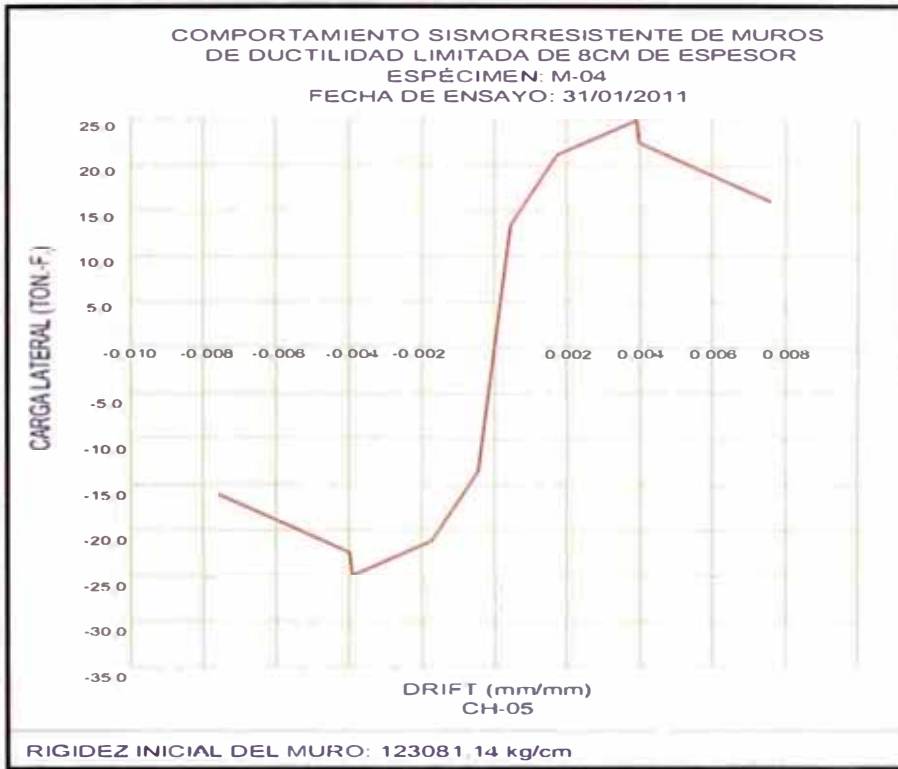


Fig. 4.24 Envolvente de capacidad del espécimen M-04



Fig. 4.25 Vista del Estado inicial del espécimen M-04

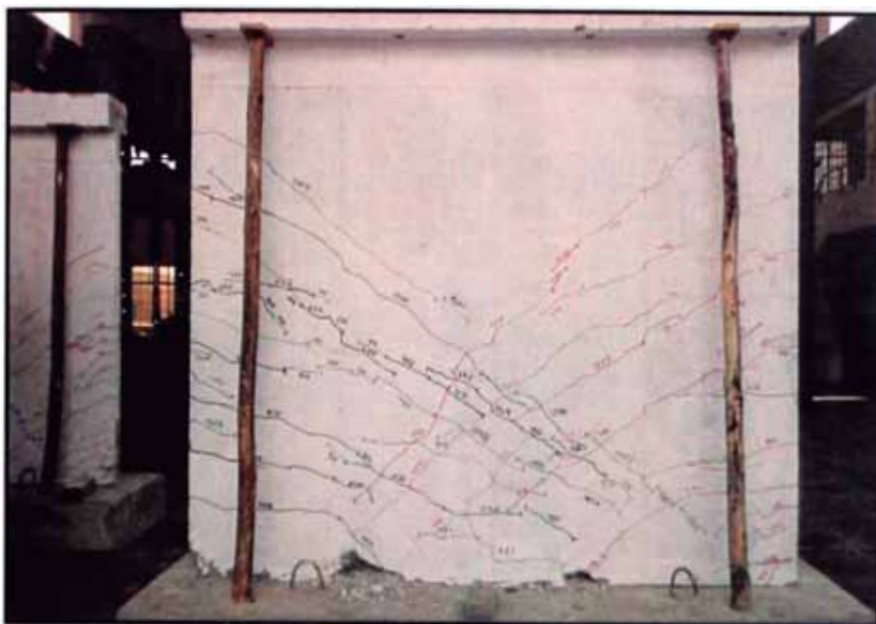


Fig. 4.26 Estado final del muro del espécimen M-04

### 4.3.2 PATRÓN DE GRIETAS

A continuación presentamos el patrón de grietas para cada espécimen, luego de haber sido sometido al ensayo de carga lateral cíclica tanto para la cara frontal como para la cara posterior. En el anexo 03 se presenta el plano del patrón de grietas para cara espécimen, donde se puede notar las grietas según cada paso del ensayo.

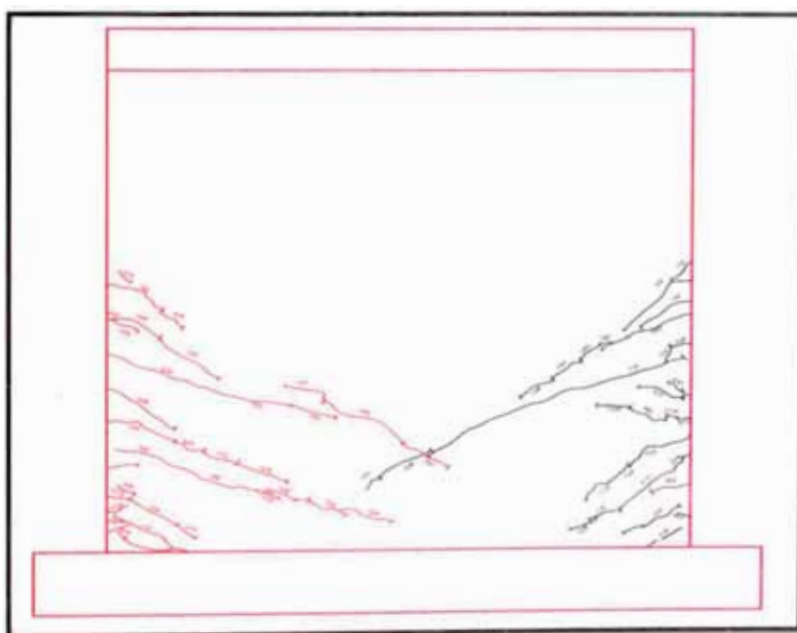


Fig. 4.27 Patrón de Grietas cara frontal, espécimen M-01

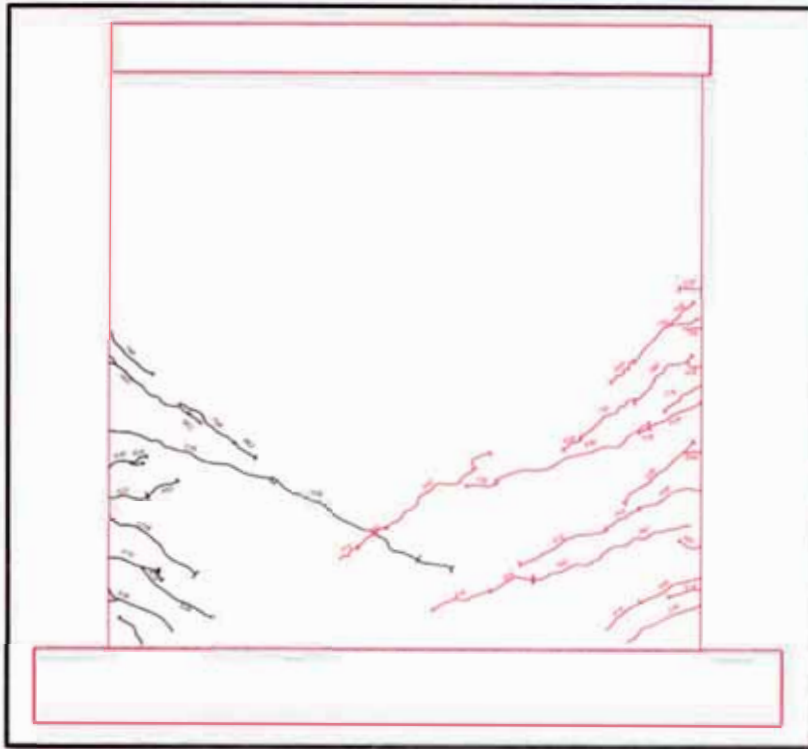


Fig. 4.28 Patrón de Grietas cara posterior, espécimen M-01

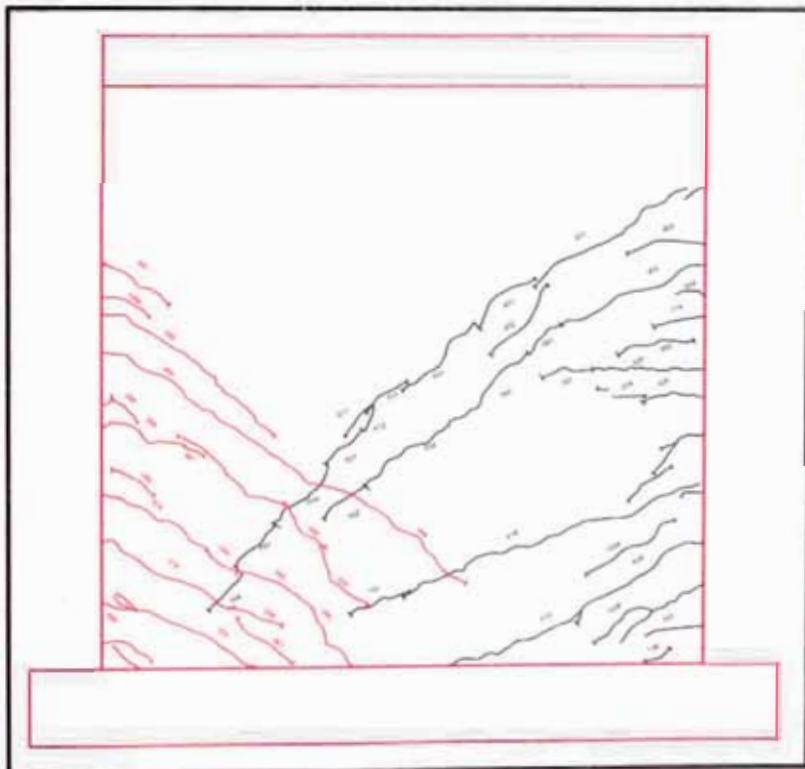


Fig. 4.29 Patrón de Grietas cara frontal, espécimen M-02

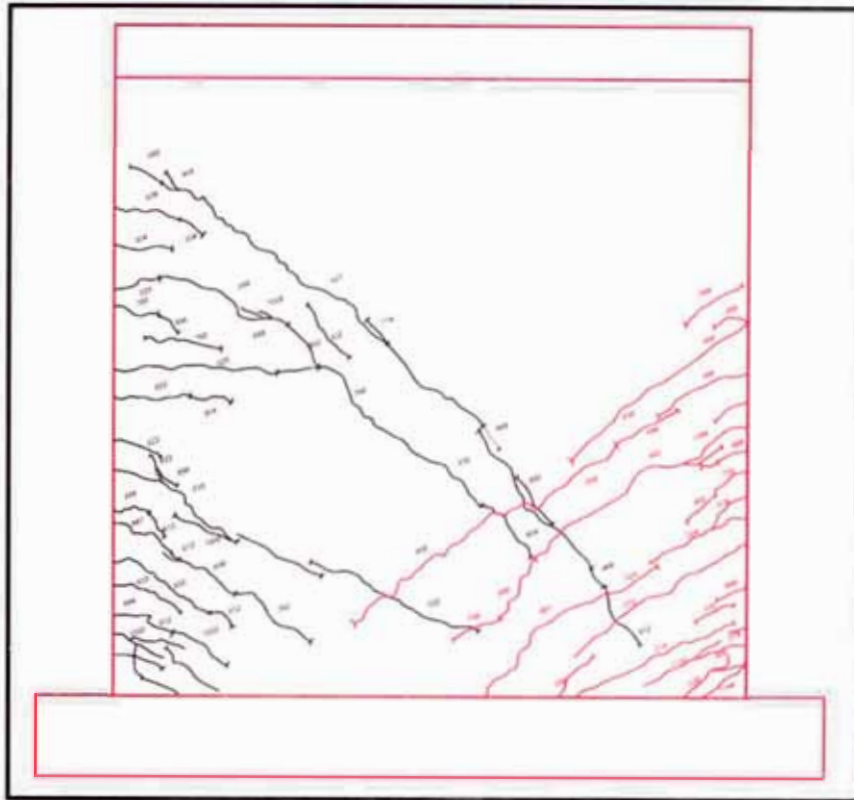


Fig. 4.30 Patrón de Grietas cara posterior, especimen M-02

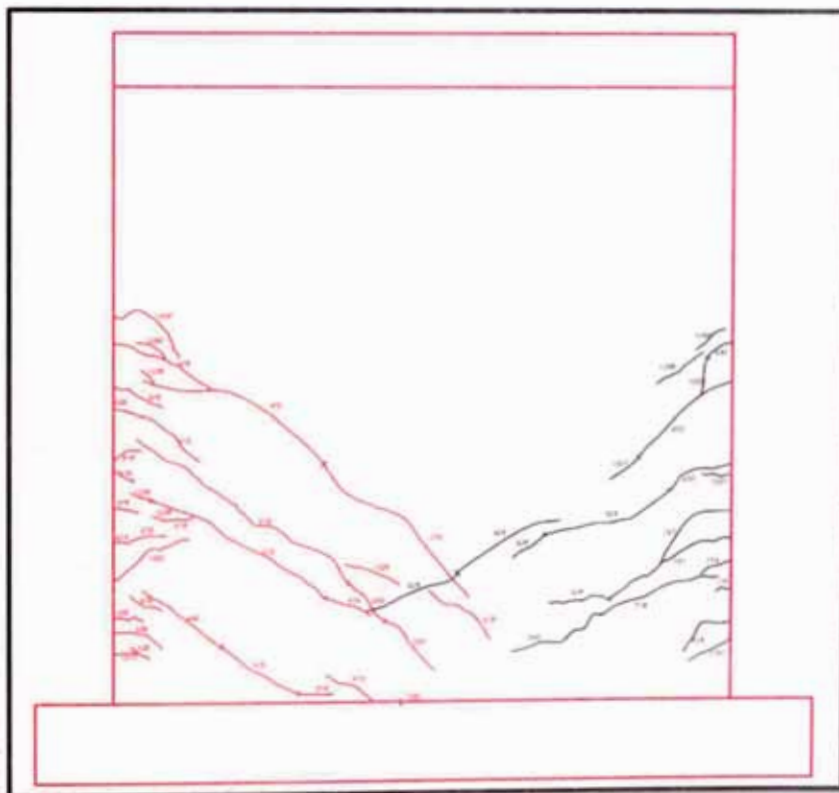


Fig. 4.31 Patrón de Grietas cara frontal, especimen M-03

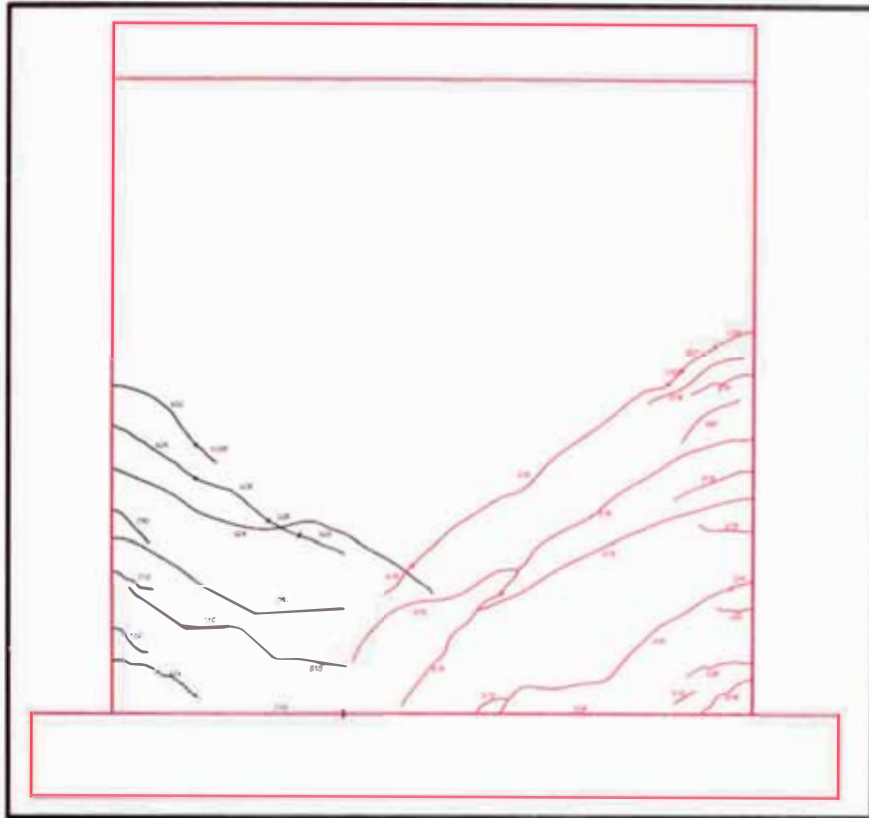


Fig. 4.32 Patrón de Grietas cara posterior, espécimen M-03

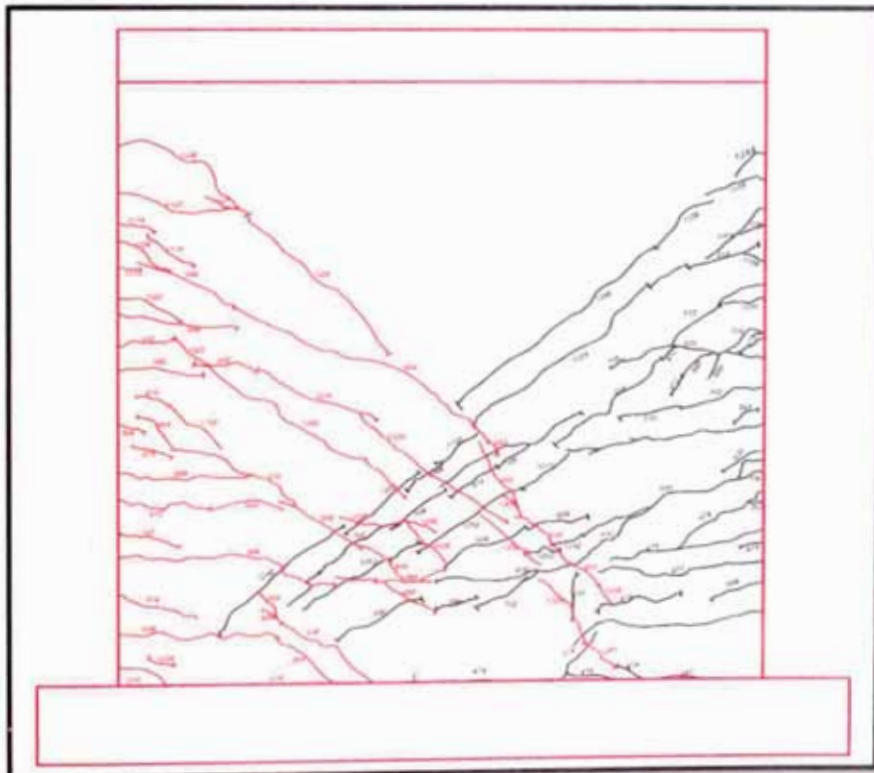


Fig. 4.33 Patrón de Grietas cara frontal, espécimen M-04



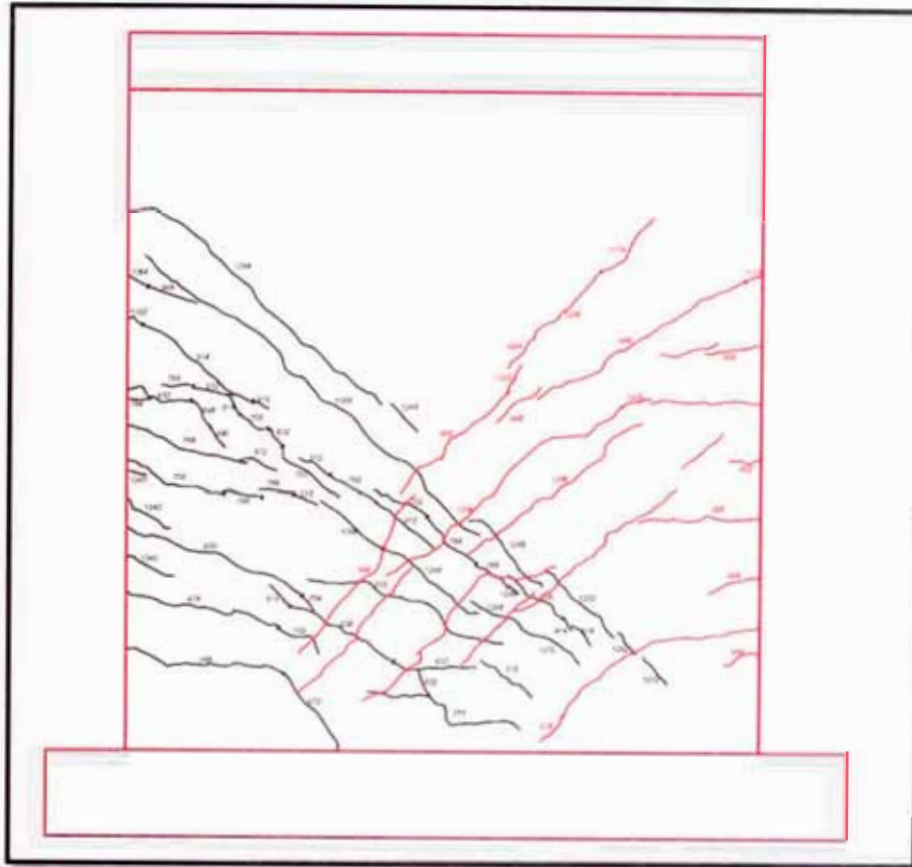


Fig. 4.34 Patrón de Grietas cara posterior, especimen M-04

### 4.3.3 HISTORIA DE CARGAS

Para evaluar el comportamiento sismorresistente de los muros de ductilidad limitada de 8cm de espesor se ensayaron los especímenes mediante pruebas de carga lateral cíclica con desplazamiento horizontal controlado, considerando diferentes niveles de distorsión angular, con incrementos de deriva de  $1/4170$  aproximadamente hasta llegar a una distorsión de  $1/155$ , siguiendo las recomendaciones de FEMA 461 "Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components", en donde se mantuvo una carga vertical constante.

De los ensayos de laboratorio se registraron las siguientes lecturas de las cargas aplicadas:

**ESPECIMEN M-01**

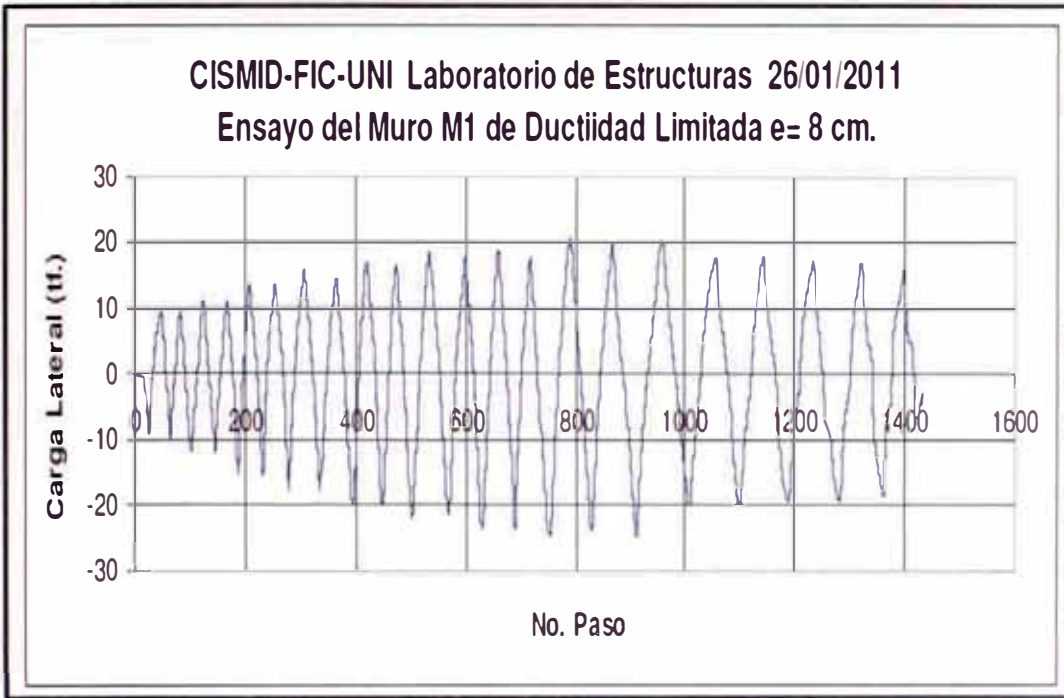


Fig. 4.35 Registro de la carga lateral vs el N° de pasos

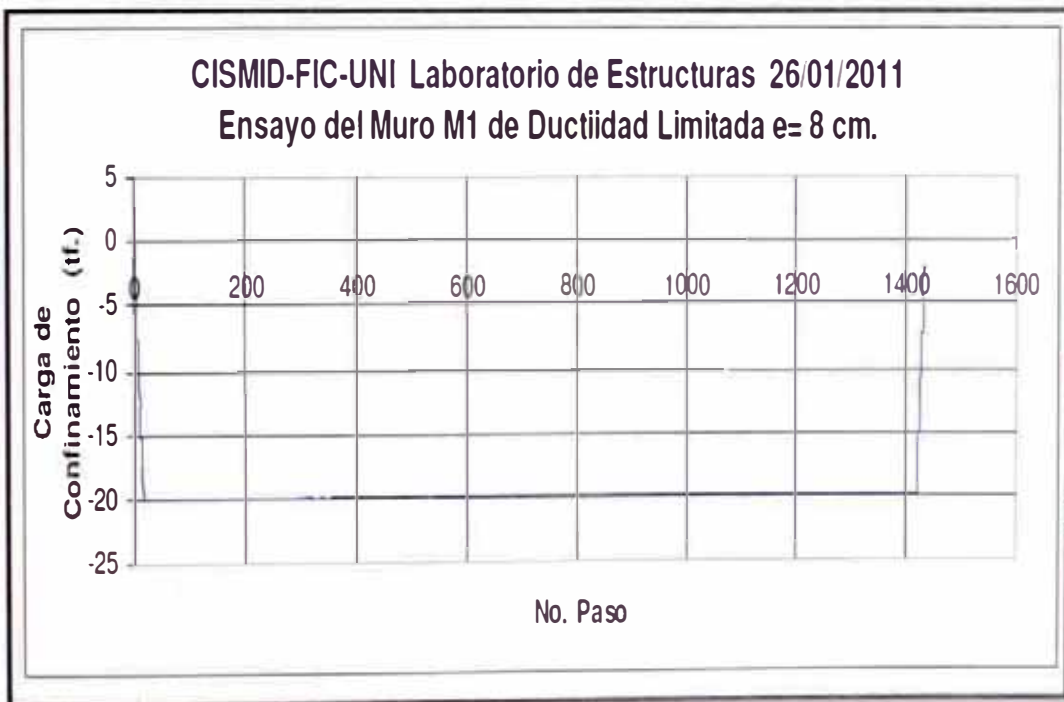


Fig. 4.36 Registro de la carga vertical o de confinamiento vs el N° de pasos

**ESPECIMEN M-02**

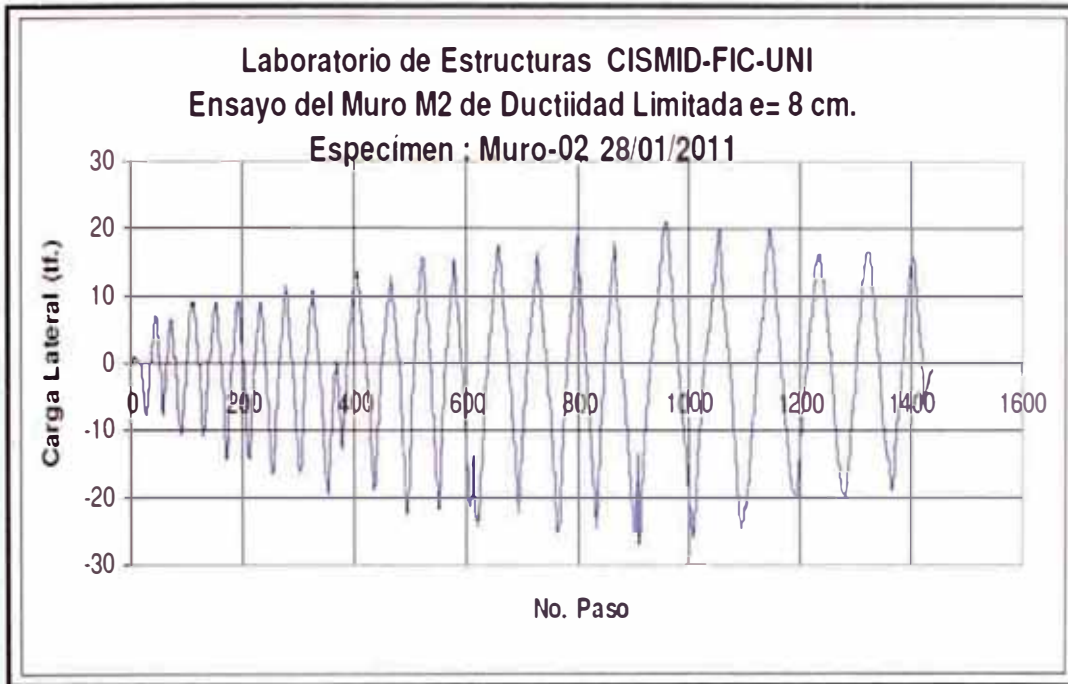


Fig. 4.37 Registro de la carga lateral vs el N° de pasos

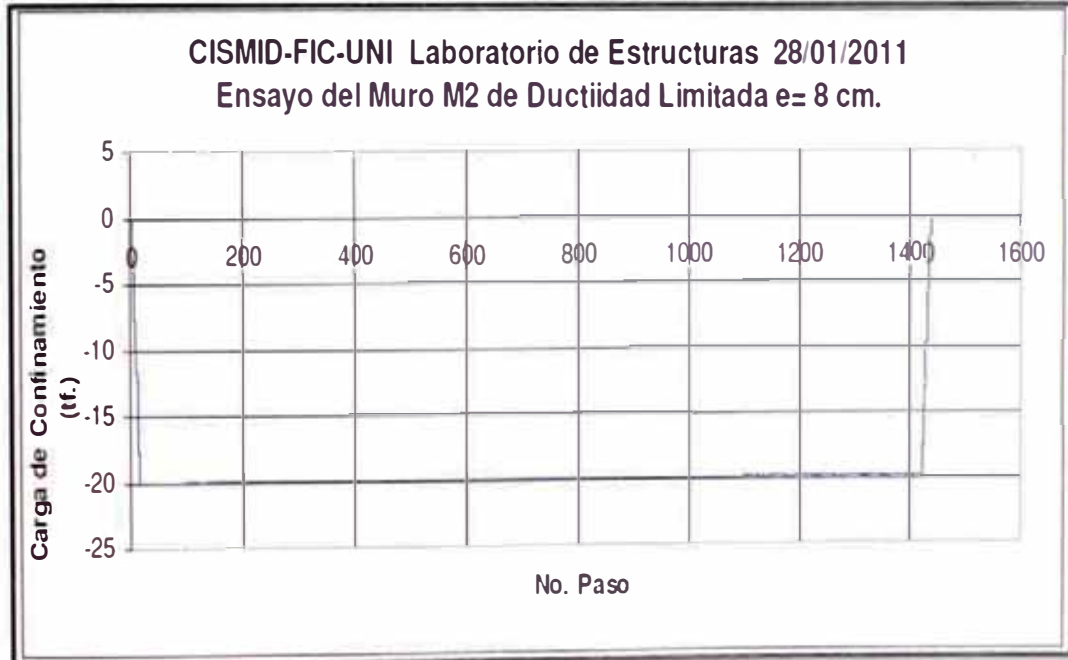


Fig. 4.38 Registro de la carga vertical o de confinamiento vs el N° de pasos

**ESPECIMEN M-03**

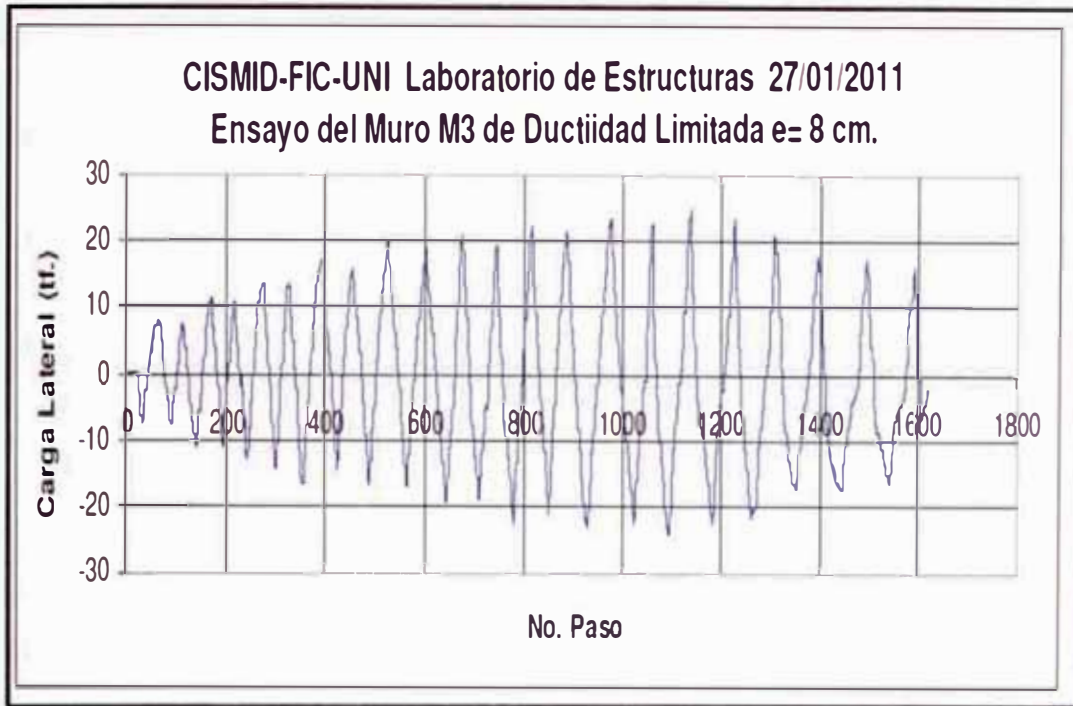


Fig. 4.39 Registro de la carga lateral vs el N° de pasos



Fig. 4.40 Registro de la carga vertical o de confinamiento vs el N° de pasos.

**ESPECIMEN M-04**

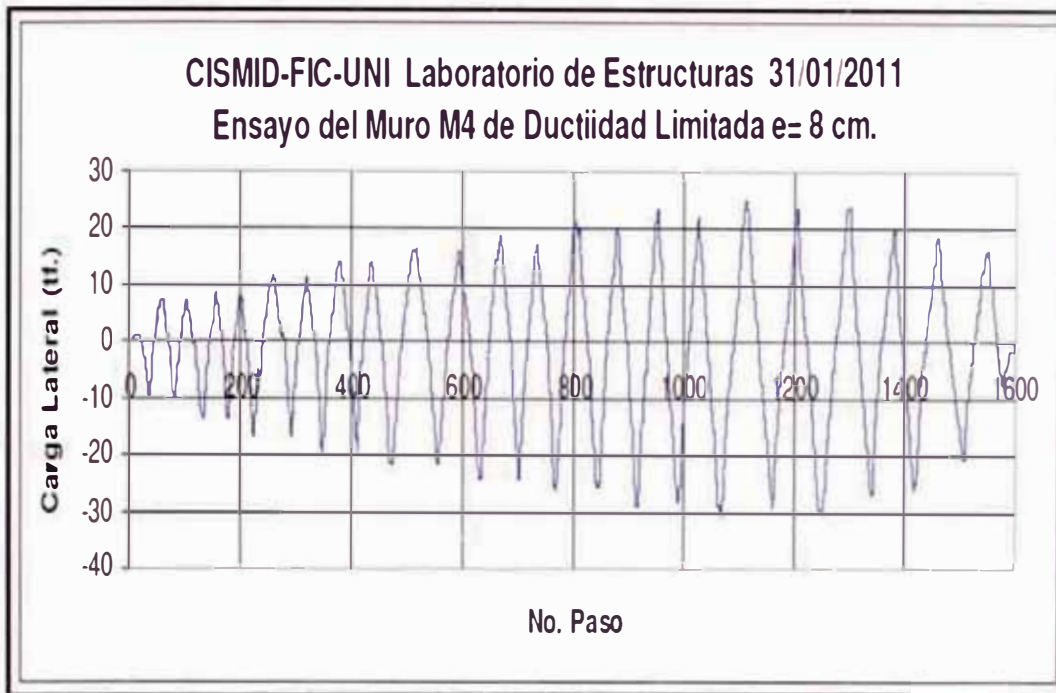


Fig. 4.41 Registro de la carga lateral vs el N° de pasos

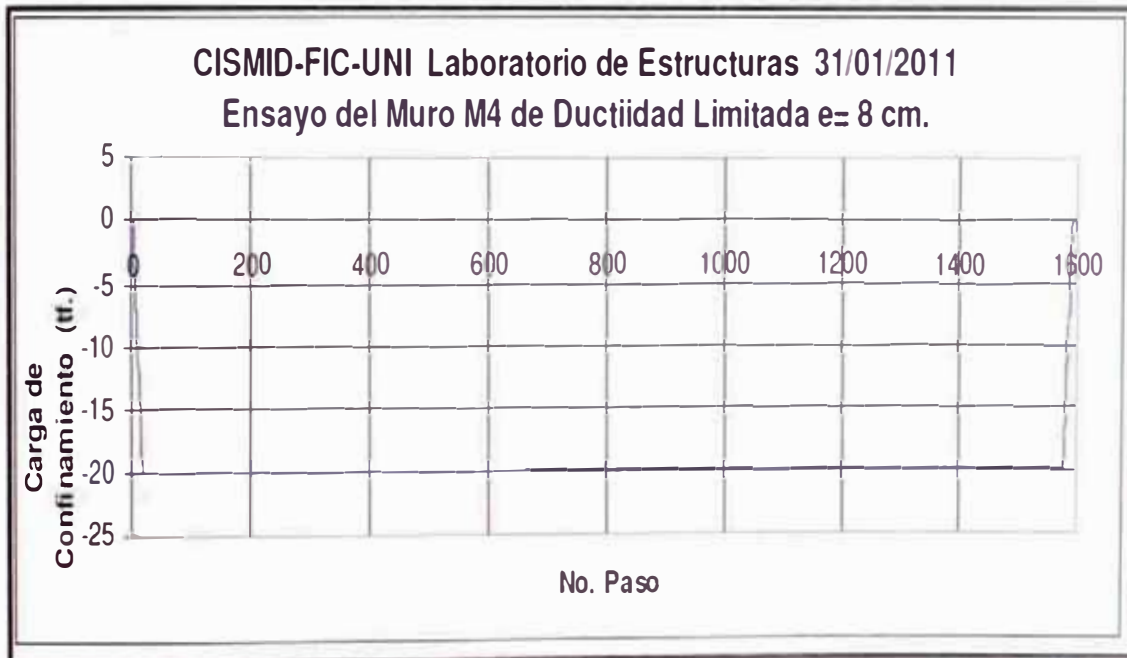


Fig. 4.42 Registro de la carga vertical o de confinamiento vs el N° de pasos

Además de los resultados del laboratorio se puede obtener las siguientes gráficas según lecturas de los sensores de desplazamiento, de acuerdo con la gráfica 3.2 presentada en el capítulo III.

### ESPECIMEN M-01

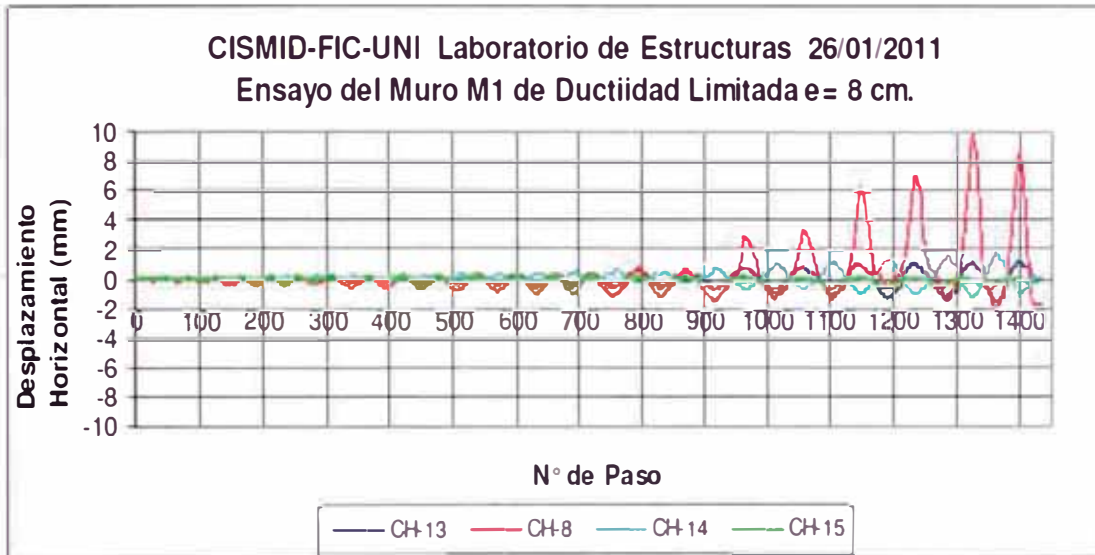


Fig. 4.43 Relaciones desplazamiento horizontal versus el número de pasos para espécimen M-01

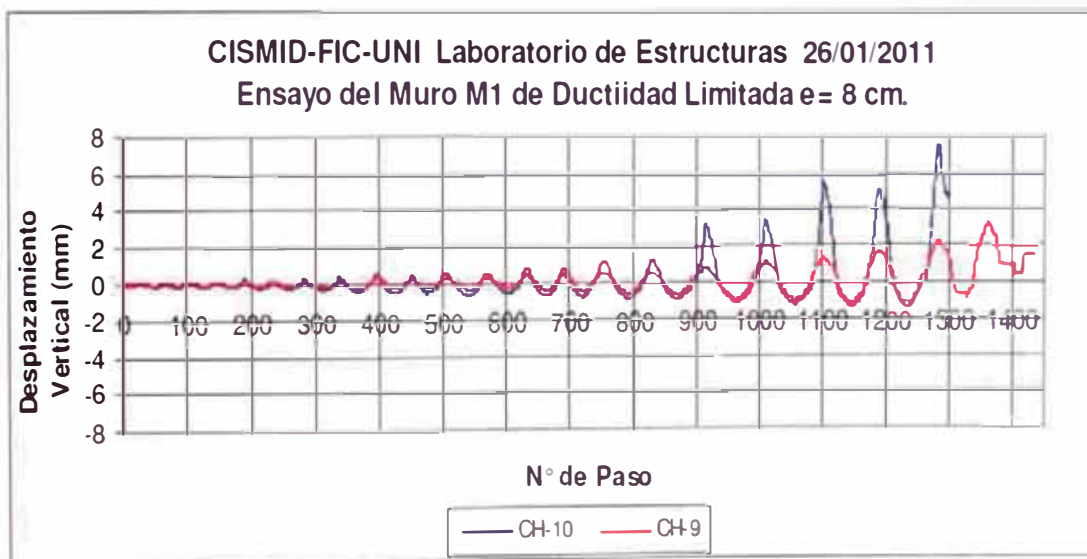


Fig. 4.44 Relaciones carga vertical versus el número de pasos para espécimen M-01

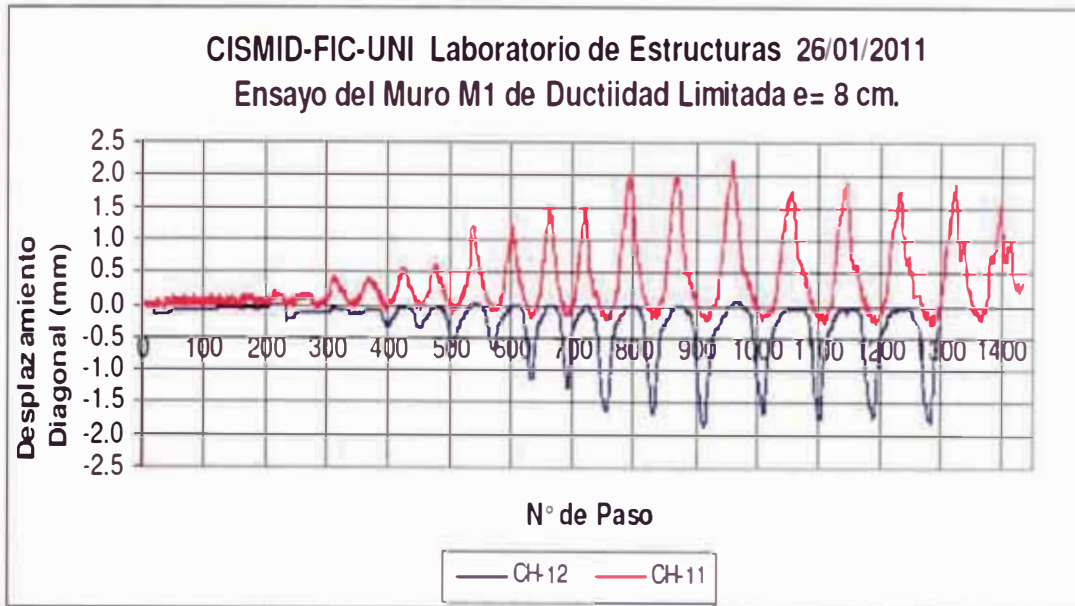


Fig. 4.45 Relaciones desplazamiento diagonal versus el número de pasos para espécimen M-01

### ESPECIMEN M-02

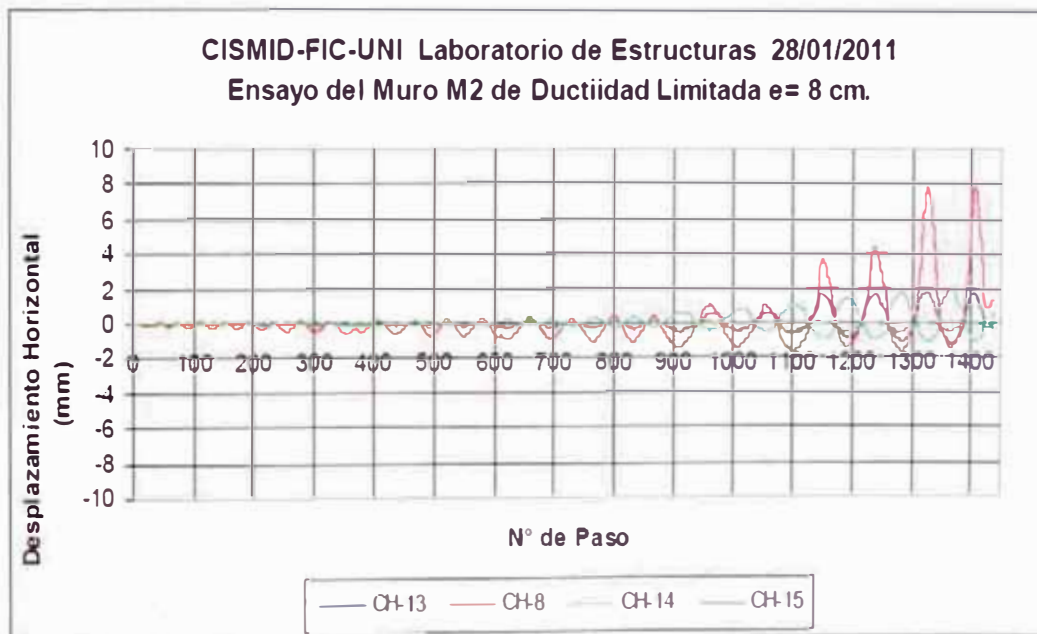


Fig. 4.46 Relaciones desplazamiento horizontal versus el número de pasos para espécimen M-02

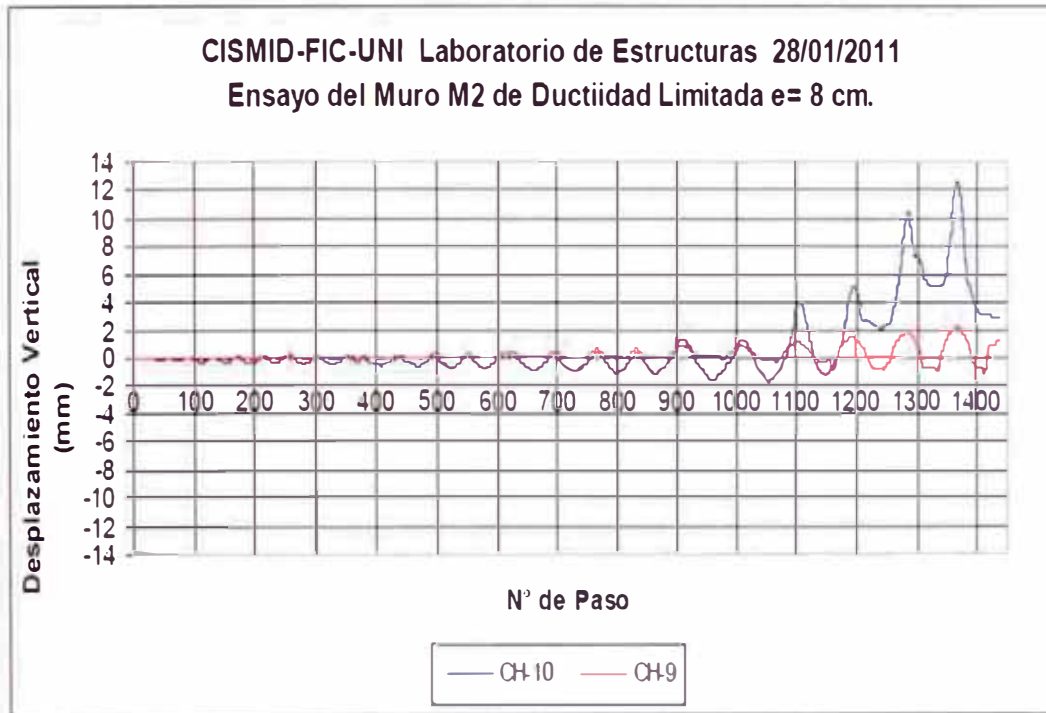


Fig. 4.47 Relaciones carga vertical versus el número de pasos para espécimen M-02

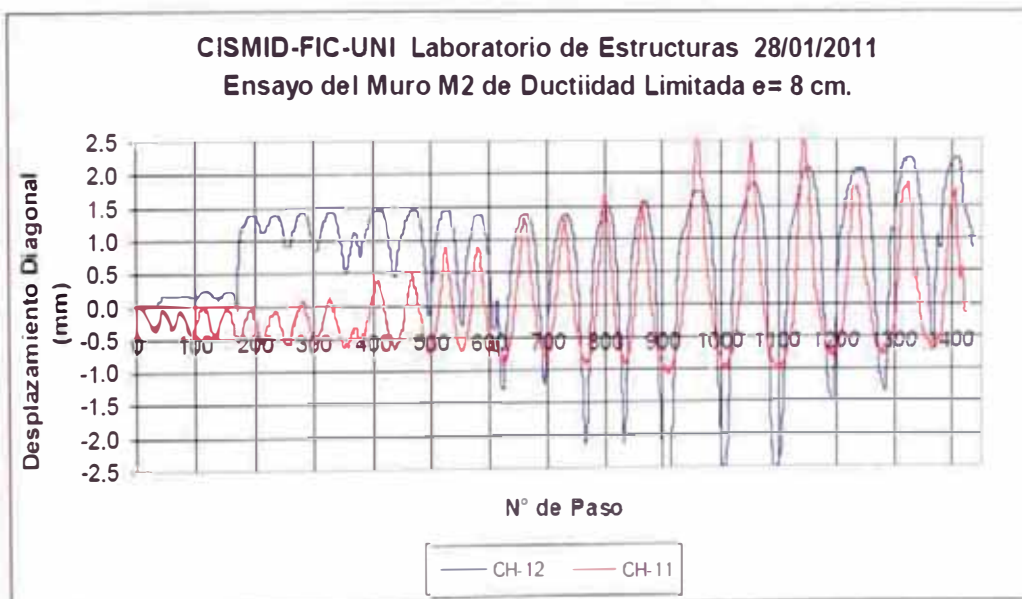


Fig. 4.48 Relaciones desplazamiento diagonal versus el número de pasos para espécimen M-02



### ESPECIMEN M-03

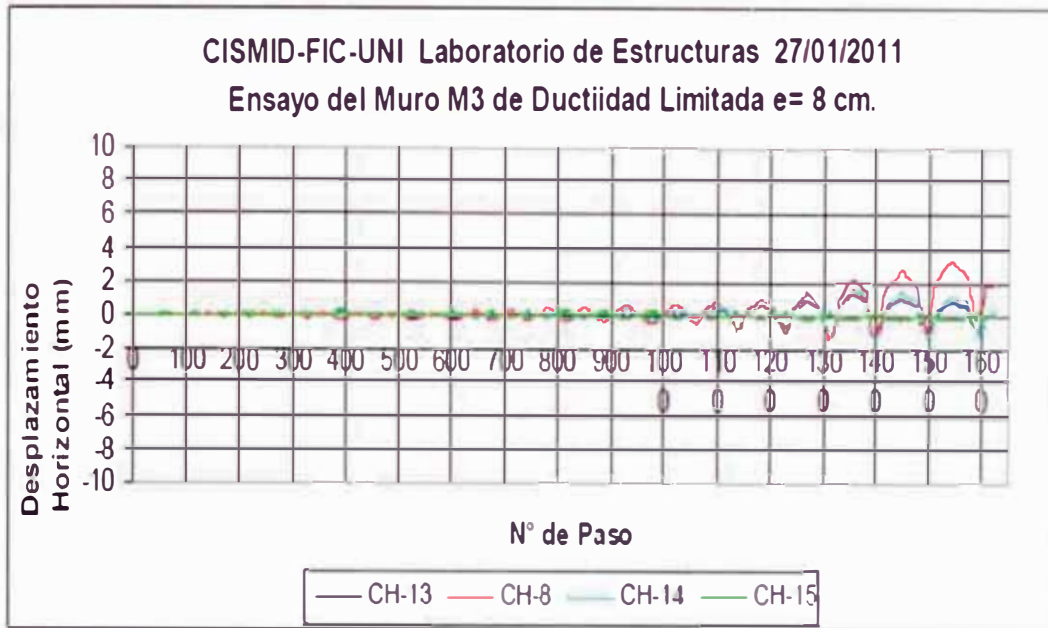


Fig. 4.49 Relaciones desplazamiento horizontal versus el número de pasos para espécimen M-03

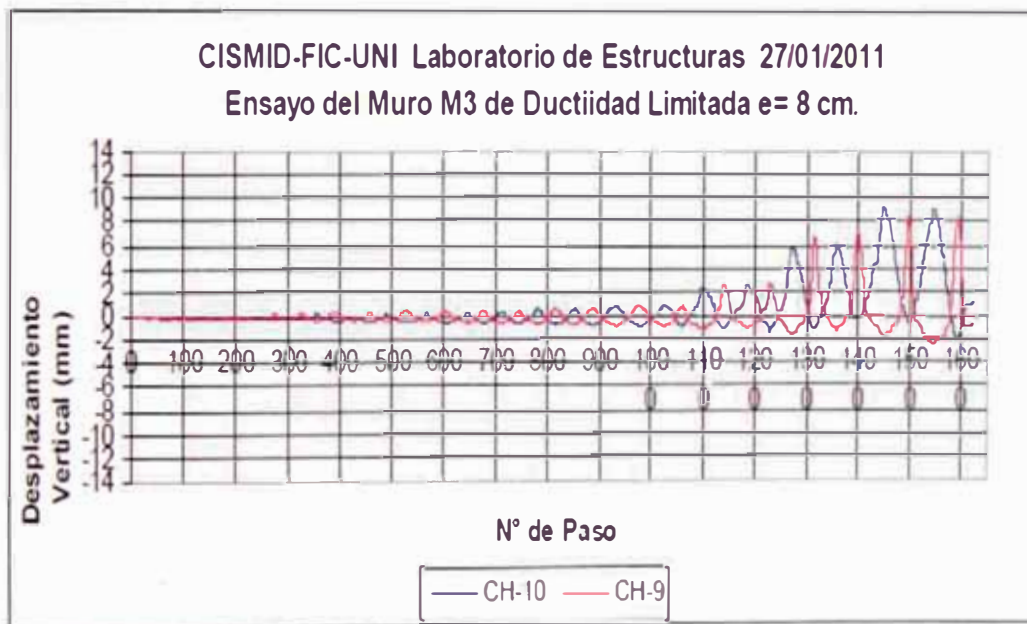


Fig. 4.50 Relaciones carga vertical versus el número de pasos para espécimen M-03

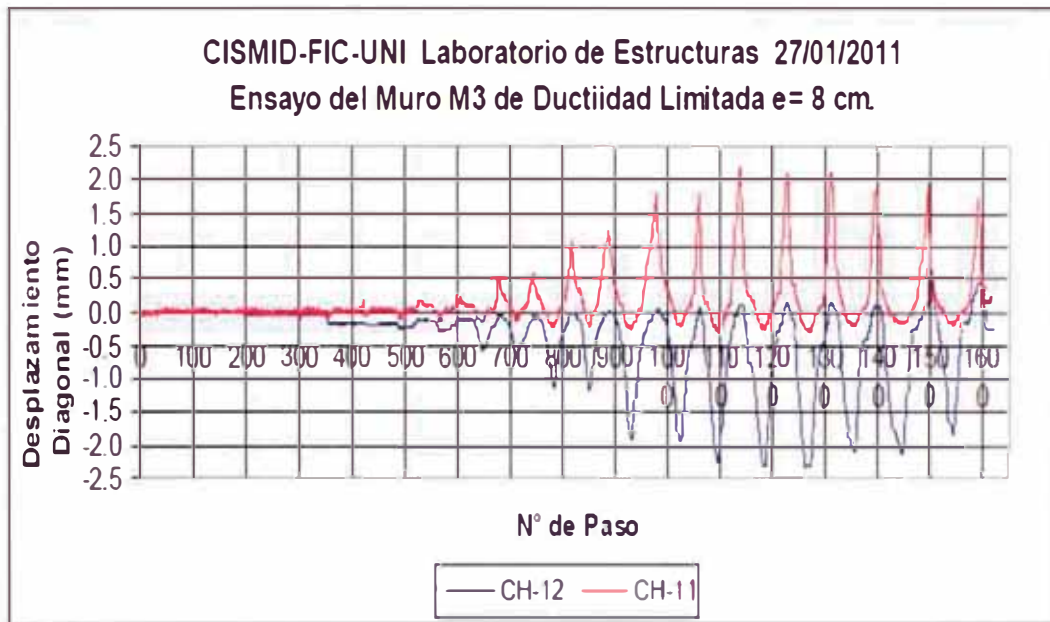


Fig. 4.51 Relaciones desplazamiento diagonal versus el número de pasos para espécimen M-03

#### ESPECIMEN M-04

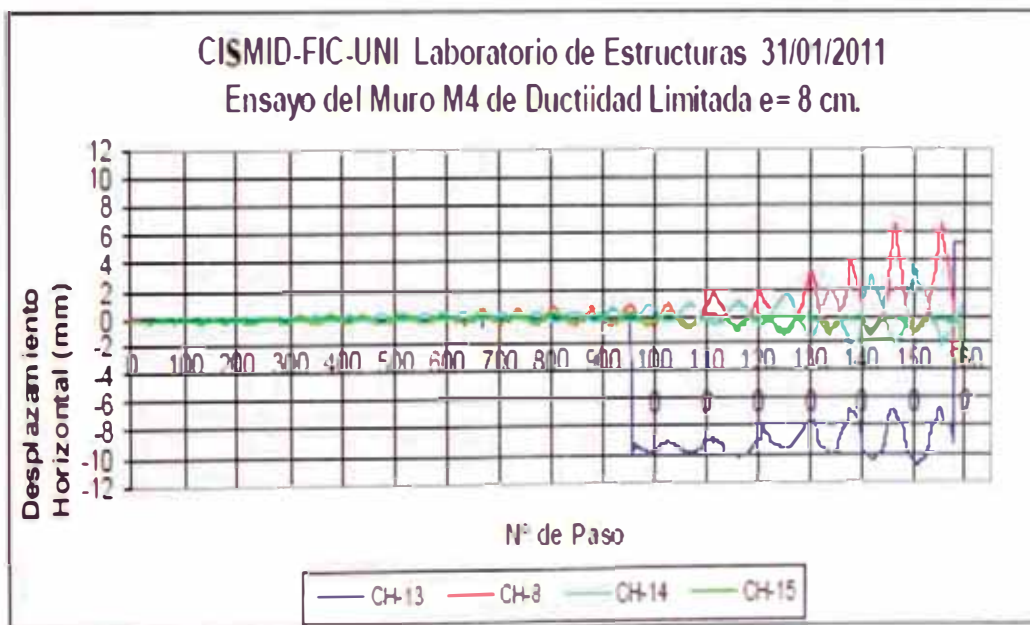


Fig. 4.52 Relaciones desplazamiento horizontal versus el número de pasos para espécimen M-04

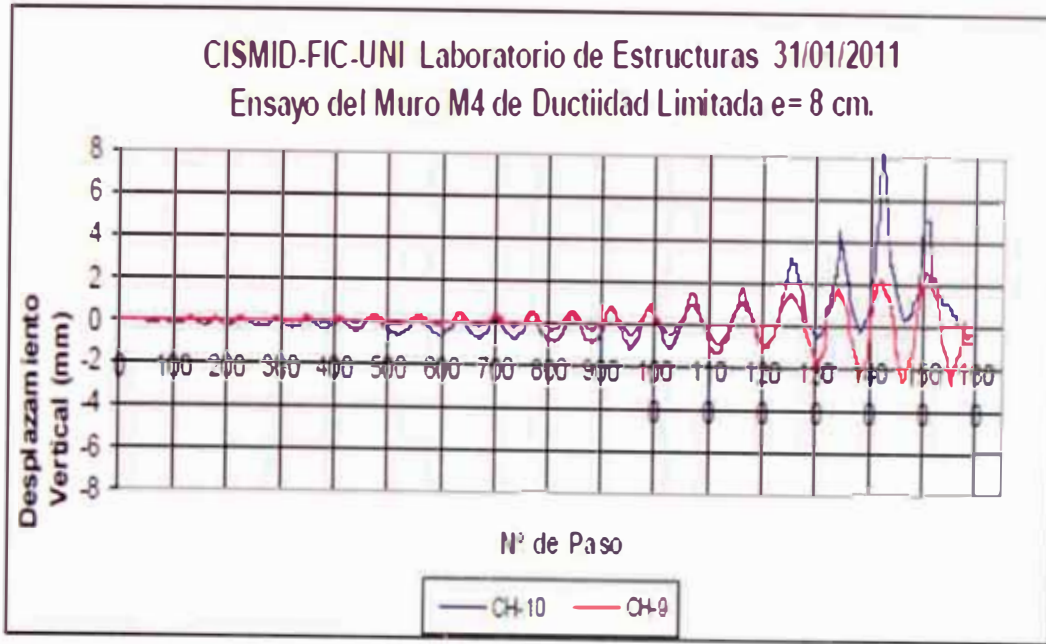


Fig. 4.53 Relaciones carga vertical versus el número de pasos para espécimen M-04

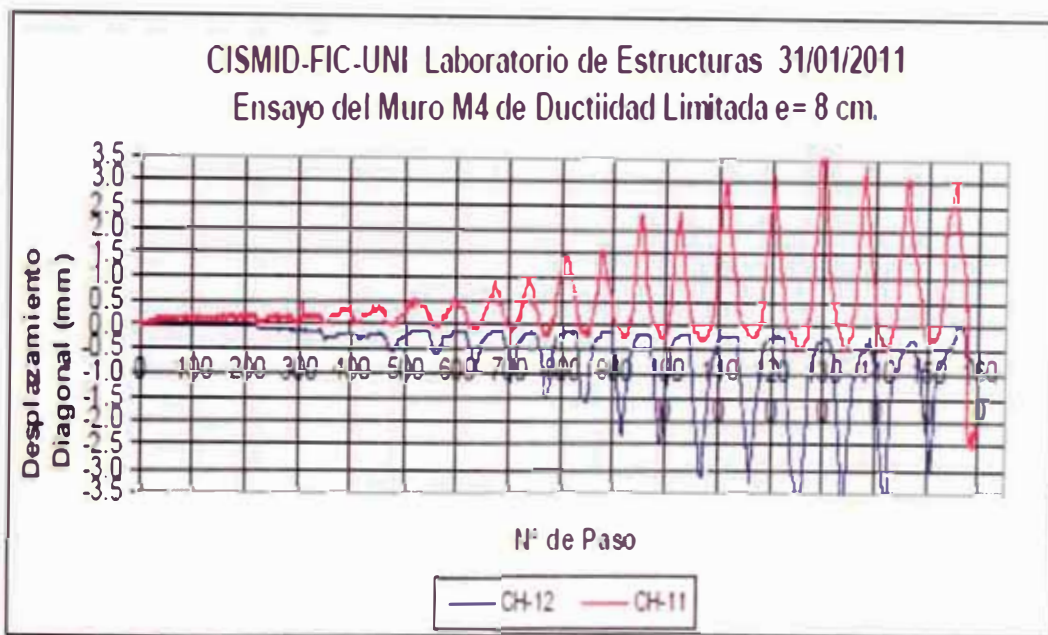


Fig. 4.54 Relaciones desplazamiento diagonal versus el número de pasos para espécimen M-04

## 4.4 RESULTADOS DEL ENSAYO DE REPARACIÓN

### 4.4.1 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Tal como se mencionó en el capítulo III, el espécimen M-01 fue sometido a un sistema de reparación, para luego ser nuevamente sometido al ensayo de carga lateral cíclica, del cual se obtuvo lo siguiente:

Durante el desarrollo de los ensayos de carga lateral cíclica al espécimen reparado, se empezó a observar el desarrollo de grietas diagonales producto del desarrollo de la falla por flexión, en donde la característica fue que estas grietas se desarrollaron de manera paralela a las desarrolladas en el ensayo inicial, pudiéndose afirmar que no ha fallado el aditivo epóxico usado, sino el concreto cerca a la grieta.

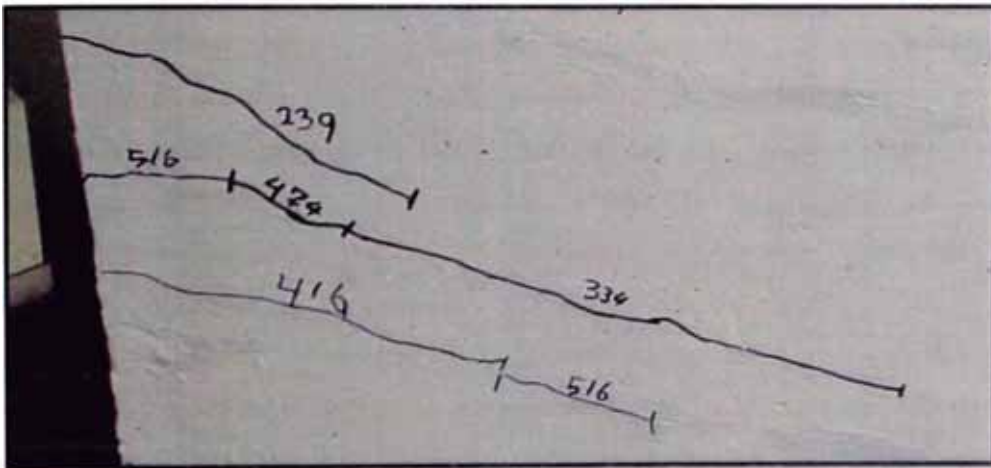


Fig. 4.55 Vista de fisuras diagonales desarrolladas de manera paralela a las fisuras del ensayo inicial.

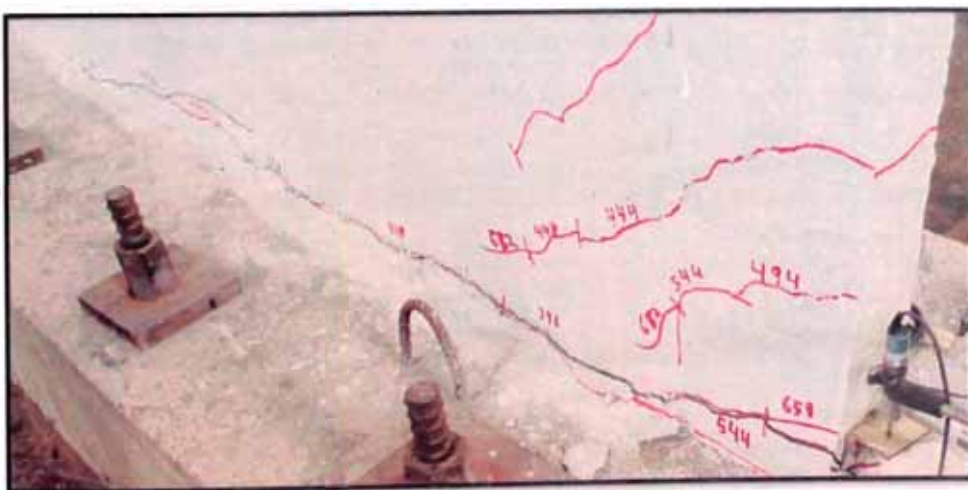


Fig. 4.56 Vista de fisuras en la zona de talones del muro, desarrolladas de manera paralela a las desarrolladas en el ensayo inicial.

#### 4.4.2 ESPECIMEN REPARADO M-01

En general se pudo observar que luego de terminado el ensayo, este espécimen no presentaba una gran cantidad de fisuras en el alma del muro, (tal como se muestra en la figura 4.57) con lo cual se puede decir que hubo un dominio de la falla de contacto por cizallamiento en la base. Inicialmente se empezó a desarrollar fisuras diagonales debido a la falla por flexión, luego hubo un dominio de la falla por cortante en la base del muro, la zona de los talones reparados no presentó fisuras, salvo en las zonas cerca de la junta entre el mortero epóxico y el concreto del espécimen, como se puede observar en la figura 4.58. En líneas generales se puede afirmar que las fisuras desarrolladas en el espécimen M-01, tienen el mismo patrón que las desarrolladas en el espécimen en el ensayo inicial.

A partir de los resultados de los ensayos se construyó la curva histerética del muro, donde se observa que el espécimen alcanzó un desplazamiento de 14.240 mm para la carga máxima de 18.21tf. Es posible expresar la curva histerética del ensayo en términos de sus valores máximos alcanzados por ciclo, determinándose la curva de comportamiento o envolvente histerética del espécimen. Basados en la histéresis del espécimen es posible determinar la rigidez elástica, siendo este valor 19.41 ton/mm, la cual es mayor que la rigidez inicial del muro sin reparar. Puede apreciarse de los resultados de los ensayos que el espécimen M-01 fue sometido a desplazamientos controlados con un comportamiento elástico hasta llegar a un desplazamiento de 0.475mm equivalente a una carga de 9.21tf.

En la figura 4.62 se presenta el comparativo entre el patrón de grietas producto del ensayo de carga lateral cíclica para el espécimen M-01 reforzado y sin reforzar.

En el anexo 01 se presenta el panel fotográfico del proceso de ensayo para el muro M-01 reparado.

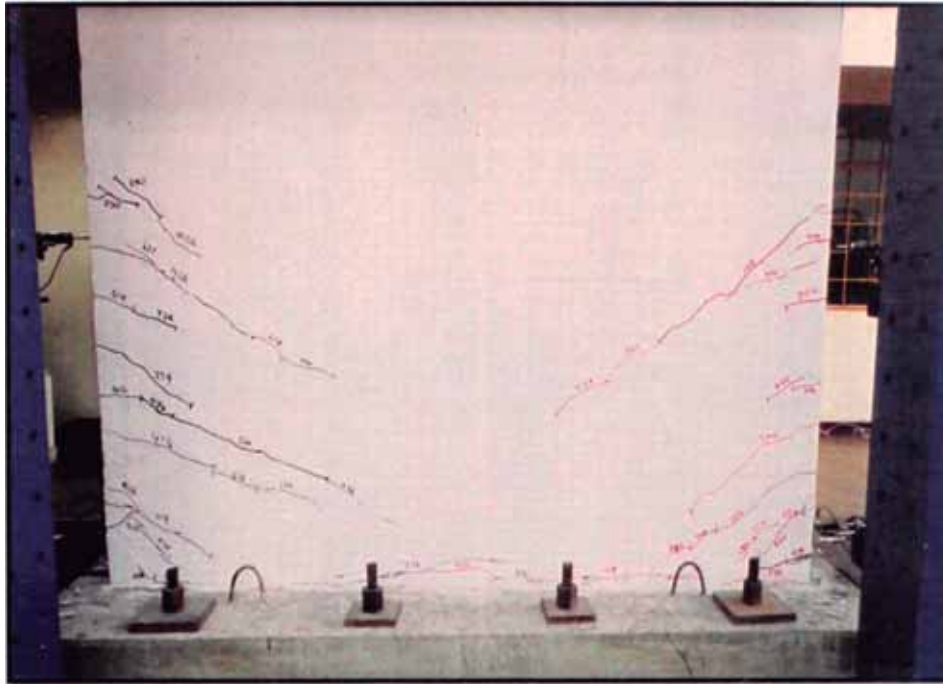


Fig. 4.57 Estado final de muro M-01, luego de haber sido sometido al ensayo de carga lateral cíclica.

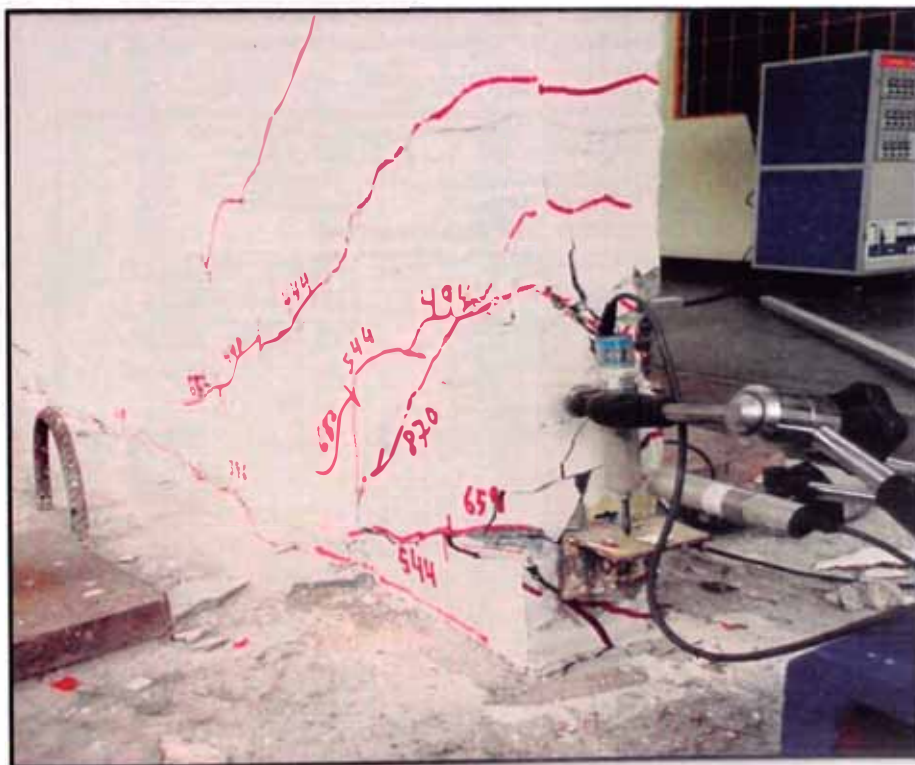


Fig. 4.58 Vista de las fisuras en la zona del talón de muro

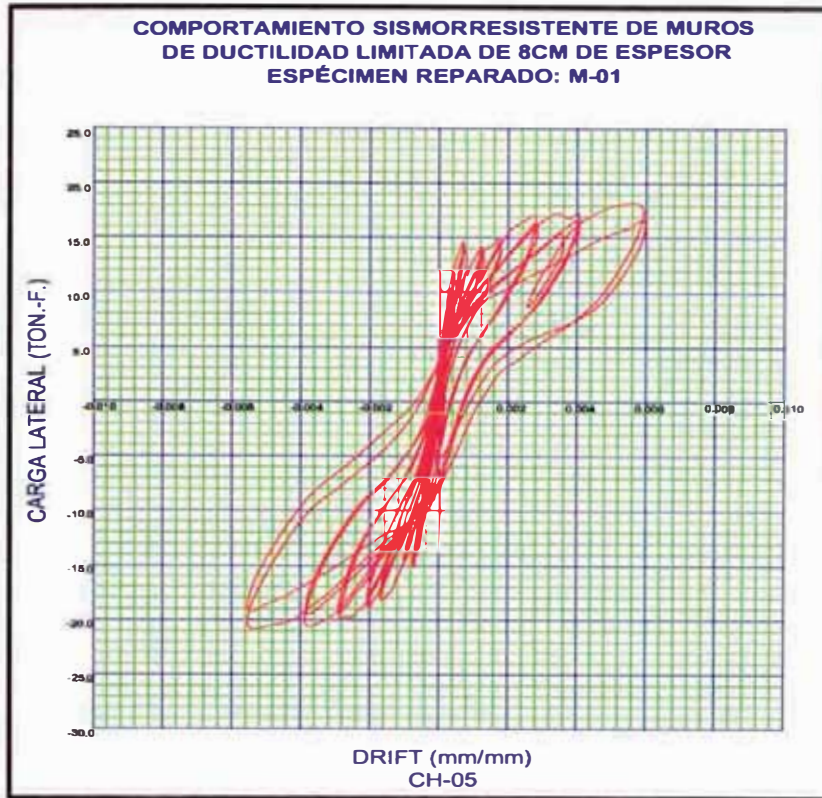


Fig. 4.59 Comportamiento Histerético del espécimen M-01 reparado.

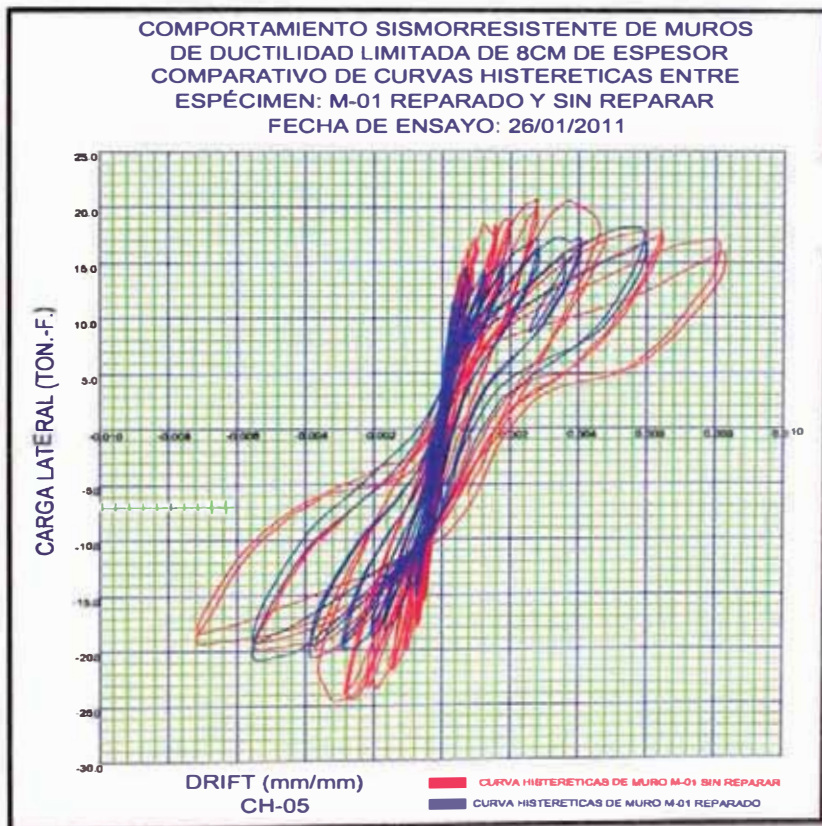


Fig. 4.60 Comparativo de curvas histeréticas entre espécimen M-01 reparado y sin reparar

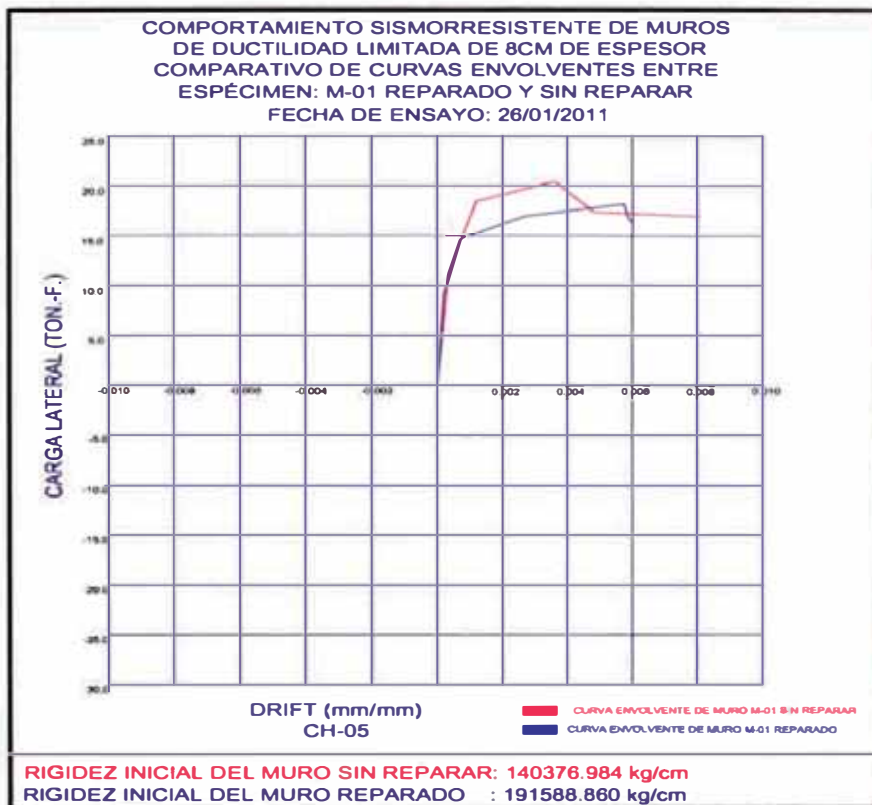


Fig. 4.61 Comparativo de curvas envolventes entre espécimen M-01 reparado y sin reparar



Fig. 4.62 Patrón de grietas de espécimen M-01 reparado y sin reparar – Cara posterior





Fig. 4.63 Patrón de grietas de espécimen M-01 reparado y sin reparar– Cara frontal

#### 4.4.3 ANÁLISIS DE COSTO DE REPARACIÓN

A continuación presentamos un análisis de costos producto de la reparación del espécimen M.01

ANÁLISIS DE COSTO DE REPARACIÓN DE ESPECIMEN M-01					COSTO PARCIAL
ITEM	MATERIALES	UNID	METRADO	COSTO UNITARIO (S./)	2621
1.00	SELLADO DE FISURAS				
1.10	EUCO 452 GEL				264.00
1.1.1	Parte A	kg	3.50	52.8	184.8
1.1.2	Parte B	kg	1.50	52.8	79.2
2.00	INYECCION DE FISURAS				
2.10	EUCOPOXI INJECTION RESIN				328.02
2.1.1	Parte A (Resina)	kg	2.86	79.04	226.05
2.1.2	Parte B (Endurecedor)	kg	1.29	79.04	101.96
3.00	REPARACIÓN DE TALONES DE MURO				
3.10	EUCO 3G				197.96

3.1.1	Componente A (Resina Epóxica)	Lt	0.85	24.9	21.165
3.1.2	Componente B (Endurecedor)	Lt	0.10	24.9	2.49
3.1.3	Componente C (Agregado)	kg.	7.00	24.9	174.3
4.00	AFINES				
4.10	TUBERIA DE COBRE	m	7.00	3.9	27.3
4.20	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m2	0.12	28.62	3.4
ITEM	EQUIPOS Y MANO DE OBRA	UND	METRADO	COSTO UNITARIO (S./)	1800
1.00	INCLUYE, LIMPIEZA DE SUPERFICIE, SELLADO DE FISURAS MEDIANTE INYECCIÓN EPÓXICA, COLOCACIÓN DE MORTERO EPÓXICO EN BASE, SEGUROS, EPP, MOVILIDAD.	Glb	1	1800	1800
EL COSTO DE REPARACIÓN DE FISURAS(COSTO DIRECTO):					2621 SOLES
METRADO DE FISURAS PARA EL ESPECIMEN M-01:					29.0 METROS
EL COSTO DE REPARACIÓN DE FISURAS POR METRO LINEAL:					90.4 Soles/M

#### 4.5 FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA

Para la presente investigación presentamos la metodología de cálculo del factor de reducción de fuerza sísmica para los especímenes ensayados; se debe hacer notar la diferencia entre el factor de reducción de fuerza sísmica del espécimen ensayado y el usado en el análisis sísmico de edificaciones.

Para determinar el factor de reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ), se utilizó el criterio de igualdad de desplazamientos (ver Fig. 4.64). Según este criterio, se iguala el desplazamiento último con el desplazamiento máximo elástico.

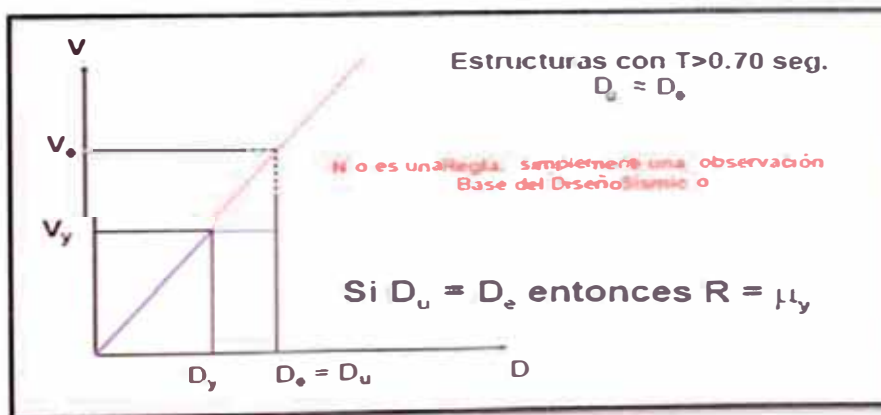


Fig. 4.64 Regla de igualdad de desplazamientos

Se seguirá la siguiente metodología para el muro M-01:

En primer lugar se calcula el cortante elástico asociado al peso del muro y a la carga axial:

$$V_e = ZUCS (P. \text{ muro} + P. \text{ axial}) = 25.69 \text{ ton.}$$

Tabla 4.3 Parámetros sísmicos (fuente R.N.E.)

FACTORES	DESCRIPCIÓN	VALOR
<b>Z</b>	FACTOR DE ZONA	0.4
<b>U</b>	FACTOR DE USO	1
<b>C</b>	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA	2.5
<b>S</b>	FACTOR DE SUELO	1.2

Luego de la curva envolvente, se prolonga la parte elástica hasta interceptar con el cortante  $V=25.69\text{ton}$ , de donde obtenemos el desplazamiento  $U_e=1.8964\text{mm}$ . De la misma gráfica obtenemos el máximo desplazamiento inelástico  $U_i=7.768\text{mm}$ .

Por lo tanto:

$$U_d = U_e / U_i = 4.096$$

Entonces:

$$R = \sqrt{2U_d - 1} = 2.68$$

De igual forma realizamos el cálculo para los demás muros, los cuales se resumen en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Cálculo del factor reducción de fuerza sísmica (R)

ESPECIMEN	$U_e$	$U_i$	$U_d$	R
<b>MURO M-01</b>	1.8964	7.768	4.09618224	2.68
<b>MURO M-02</b>	2.9578	9.663	3.26695517	2.35
<b>MURO M-03</b>	1.8099	9.085	5.01961434	3.01
<b>MURO M-04</b>	2.1779	9.27	4.25639377	2.74

## CAPÍTULO V

# ESTUDIO ANALÍTICO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE MUROS DE OCHO CENTÍMETROS DE ESPESOR

### 5.1 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo tiene como objetivo, la evaluación analítica de muros de ductilidad limitada a través del uso de elementos finitos, para lo cual se utilizará el programa de análisis estructural ETABS 9.7, realizando en primer lugar un análisis comparativo de la respuesta sísmica de un edificio estructurado en base a muros de 10cm versus el mismo edificio pero con espesor de muros de 08cm; se tomará como arquitectura típica para el análisis, uno de los bloques del Proyecto Parques del Agustino (En el anexo 03 se adjuntan los planos del proyecto), en donde para el análisis sísmico se hará uso del espectro de respuesta según RNE–E030.

Como segunda parte del análisis se modelará y analizará uno de los bloques del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II, desarrollado en la ciudad de Cali – Colombia, el cual fue estructurado en base al sistema de muros de ductilidad limitada con la consideración de que los muros tendrán un espesor de 08cm. Para el análisis se utilizará el espectro de respuesta según RNE – E030 (En el anexo 03 se adjuntan los planos del proyecto).

El tipo de análisis sísmico a usar será un Análisis Dinámico Lineal, tomando como base las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones E030 “Diseño Sismorresistente”.

Además como análisis complementario se realizará un comparativo entre la fuerza cortante resistente según el Reglamento Nacional de Edificaciones versus el cortante máximo obtenido de los ensayos de carga lateral cíclica, mostrado en el capítulo IV.

## 5.2 CONSIDERACIONES GENERALES

### 5.2.1 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

Para la evaluación analítica de la presente investigación se usará el tipo de análisis dinámico lineal, el cual se basa en las ecuaciones fundamentales de la mecánica estructural; en donde estas pueden ser clasificadas en tres categorías, en primer lugar, *la relación esfuerzo deformación* que contiene información sobre los materiales, los mismos que deben ser evaluados mediante experimentos de laboratorio o de campo. En segundo lugar, *la estructura global*, en donde cada elemento, y cada partícula infinitesimal dentro de cada elemento deben de estar en equilibrio de fuerzas en su posición deformada. En tercer lugar se deben de cumplir *la compatibilidad de los desplazamientos*. De cumplirse las tres condiciones, por ejemplo en cualquier momento dado, el trabajo total de las cargas externas debe de ser equivalente a la energía cinética y de deformación almacenada dentro del sistema estructural, más cualquier energía que haya sido disipada por el sistema.

En general toda estructura física real se comporta dinámicamente cuando se le aplica cargas o desplazamientos y según la segunda ley de Newton, las fuerzas adicionales de inercia, son iguales a la masa multiplicada por la aceleración; si las cargas o los desplazamientos se le aplican lentamente, las fuerzas de inercia pueden despreciarse, y se puede justificar un análisis Estático. El análisis dinámico de sistemas estructurales constituye una extensión directa del análisis estático en donde las matrices de rigidez elástica son las mismas que para el análisis Estático, solamente se requiere concentrar las masas de la estructura en los nudos y que las fuerzas de inercia y fuerzas de disipación de energía satisfagan el equilibrio dinámico.<sup>1</sup>

### 5.2.2 MODELAMIENTO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE PROGRAMAS DE CÓMPUTO

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño de ingeniería se ha extendido ampliamente, particularmente en ingeniería estructural, donde los programas cubren un campo de aplicación que van desde las estructuras aporticadas con arriostres o muros de corte, hasta la inclusión de disipadores de energía o de aisladores sísmicos. Asimismo, debido

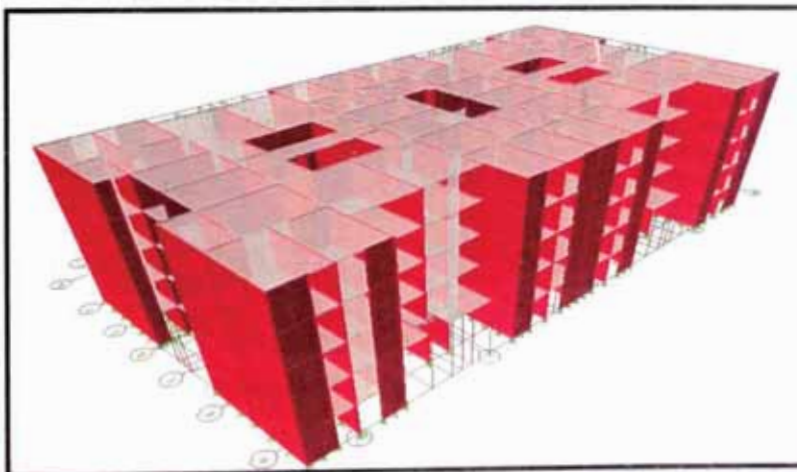
<sup>1</sup>Análisis Estático y Dinámico de Estructuras, Edwar L. Wilson. Octubre del 2009

al desarrollo de aplicaciones con elementos finitos, es posible modelar el suelo circundante para que interactúe con la superestructura.

En la actualidad se cuenta con programas de uso general, para diversos tipos de estructuras como por ejemplo edificios, puentes etc. Sin embargo, la demanda mayor sigue siendo los programas de análisis de edificaciones, de donde es evidente resaltar las ventajas siguientes:

- Facilidad en el ingreso de datos, enfocado en trabajar con términos propios a los edificios, pues el modelamiento se hace a partir de pisos, vanos, ejes de columnas, muros, en lugar de nudos y elementos genéricos.
- En forma consistente con los datos, los resultados son presentados en forma rápidamente entendible para el ingeniero, de acuerdo a cada elemento de la estructura.
- A nivel interno de programación, los métodos de solución de las ecuaciones involucradas se concentran en aquellas más apropiadas, según las características numéricas de un problema que viene a ser típico.

El programa ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems* o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar análisis estáticos y dinámicos. Los análisis se realizan básicamente en el rango lineal, pero se puede considerar ciertos elementos no lineales como por ejemplo los disipadores de energía. En lo que sigue se hará referencia a la versión 9.7.



**Fig. 5.1** Modelo con elementos finitos de edificio de muros de ductilidad limitada en el programa Etabs 9.7

### 5.2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL SÍSMICO

Para la presente investigación se realizará un serie de modelos estructurales con elementos finitos a través del programa de análisis estructural ETABS 9.7, los mismos que serán construidos en base a los planos estructurales adjuntos en el anexo 03, tanto del proyecto Parques del Agustino como el proyecto Bosques de Ciudad 2000 –II. El análisis se realizará teniendo en cuenta las siguientes consideraciones generales:

#### ➤ MATERIAL

##### Concreto:

- $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- $E = 150000 \sqrt{f'c} \text{ ton/m}^2 = 1984313.48 \text{ ton/m}^2$
- **Peso por unidad de volumen = 2.4 ton/m<sup>3</sup>**

#### ➤ CARGAS

- **Carga muerta (CM):** peso propio + acabados (0.1 ton/m<sup>2</sup>)
- **Carga viva (CV):** vivienda (0.2 ton/m<sup>2</sup>) – menos en azotea
- **Carga viva en azotea:** vivienda (0.1 ton/m<sup>2</sup>)
- **Combinaciones de carga según RNE:**
  - C1: 1.4CM + 1.7CV
  - S1: CM + CV
  - C2X: 1.25CM + 1.25CV + 1.0SX
  - C2Y: 1.25CM + 1.25CV + 1.0SY
  - C3X: 0.9CM + 1.0 SX
  - C3Y: 0.9CM + 1.0 SY
- **Peso sísmico: CM + 25%CV**

#### ➤ TIPO ESTRUCTURA

- **Muros:** Tipo Shell
- **Losas de pisos:** Tipo Shell
- **Configuración estructural:**
  - **Proyecto Parques de Agustino:** Regular
  - **Proyecto Bosques de Ciudad 2000-II:** Irregular

## ➤ ESPECTRO DE RESPUESTA

- Factor de Zona (Z): 0.4
- Categoría de la Edificación (U): 1.0
- Tipos de Suelo (S1): S=1;  $T_p=0.4$
- Factor de Amplificación Sísmica (C): 2.5
- Factor de Reducción de Fuerza Sísmica:
  - Proyecto Parques de Agustino: R=4
  - Proyecto Bosques de Ciudad 2000-II: R=3

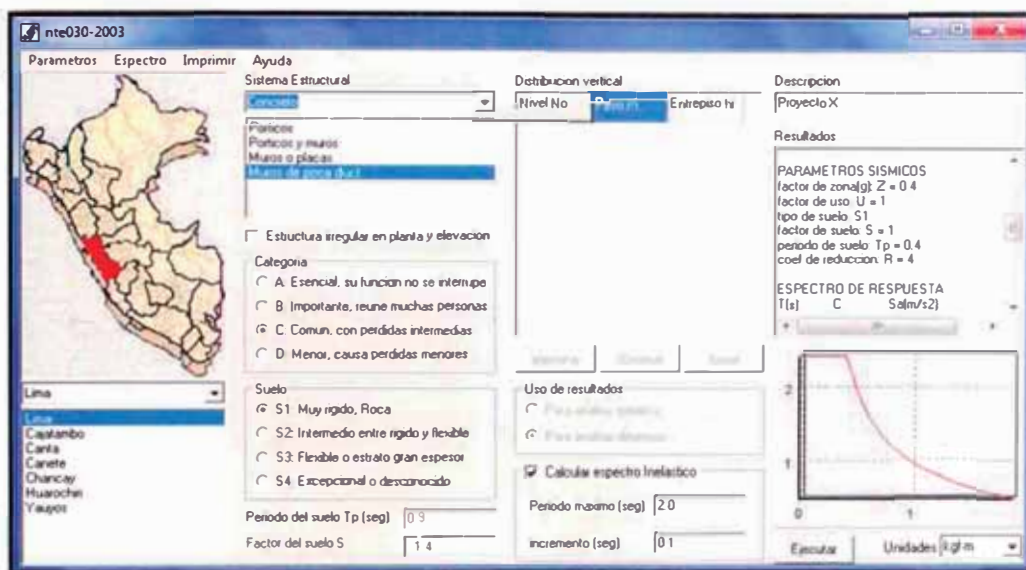


Fig. 5.2 Vista del entorno del programa NTE030 para el cálculo del espectro de respuesta según RNE.

## 5.3 ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE DIEZ Y OCHO CENTÍMETROS DE ESPESOR

Para el realizar el análisis comparativo entre un edificio de muros de ductilidad limitada de 10cm de espesor versus el mismo edificio pero bajo la consideración que los muros serán de 08cm; se modelará un bloque típico del proyecto Parques del Agustino.

### 5.3.1 ESPECTRO DE RESPUESTA

Para el análisis sísmico correspondiente se usará el siguiente espectro de respuesta según RNE.

Parámetros sísmicos:



Tabla 5.1 Parámetros de espectro de respuesta según RNE-E030

Espectro Inelástico	
Zona (Z)=	0.40
S =	1.00
Irregular? =	NO
Uso (U) =	1.00
Tp =	0.40
R =	4.00

Con los parámetros sísmicos considerados se obtiene el siguiente espectro de respuesta:

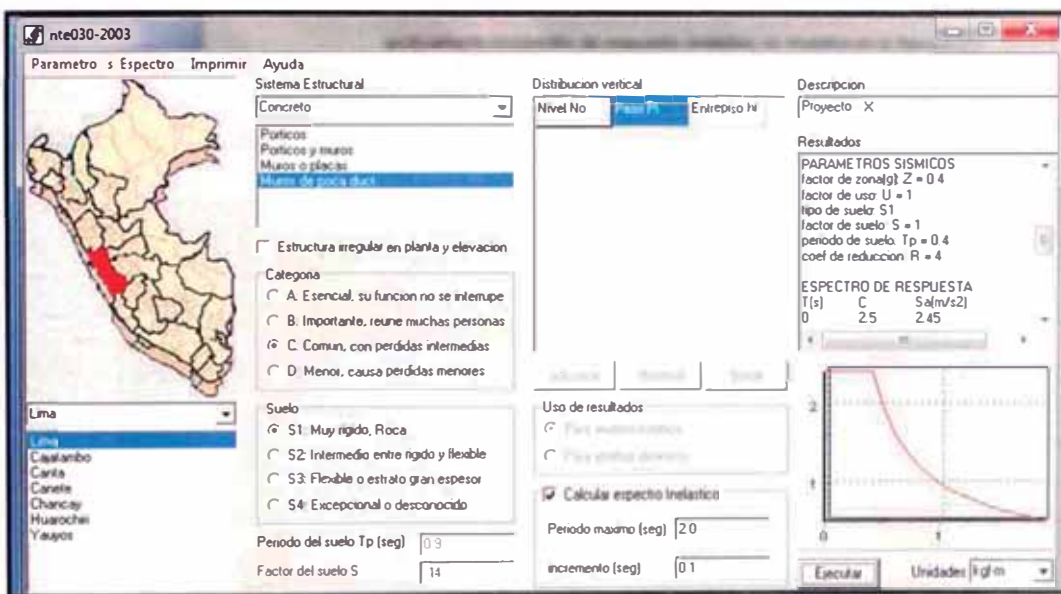


Fig. 5.3 Vista del entorno del programa NTE030 para el cálculo del espectro de respuesta según RNE

Tabla 5.2 Espectro de respuesta según RNE-E030

C	T (seg)	Sa (m/seg <sup>2</sup> )
2.50	0.00	2.45
2.50	0.10	2.45
2.50	0.20	2.45
2.50	0.30	2.45
2.50	0.40	2.45
2.00	0.50	1.96
1.67	0.60	1.64
1.43	0.70	1.40

1.25	0.80	1.23
1.11	0.90	1.09
1.00	1.00	0.98
0.91	1.10	0.89
0.83	1.20	0.82
0.77	1.30	0.75
0.71	1.40	0.70
0.67	1.50	0.65
0.63	1.60	0.61
0.59	1.70	0.58
0.56	1.80	0.55
0.53	1.90	0.52
0.50	2.00	0.49

gráficamente el espectro de respuesta inelástico se muestra en la figura 5.4



Fig. 5.4 Espectro de Respuesta Inelástico según RNE – Estructura Regular

## 5.3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

### 5.3.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

A continuación presentamos las características de la estructura analizada referida a uno de los bloques típico del proyecto Parques del Agustino:

➤ **Arquitectura Simple:** Muro sobre muro.

- **Relación de Aspecto:** Baja, menor de 3.

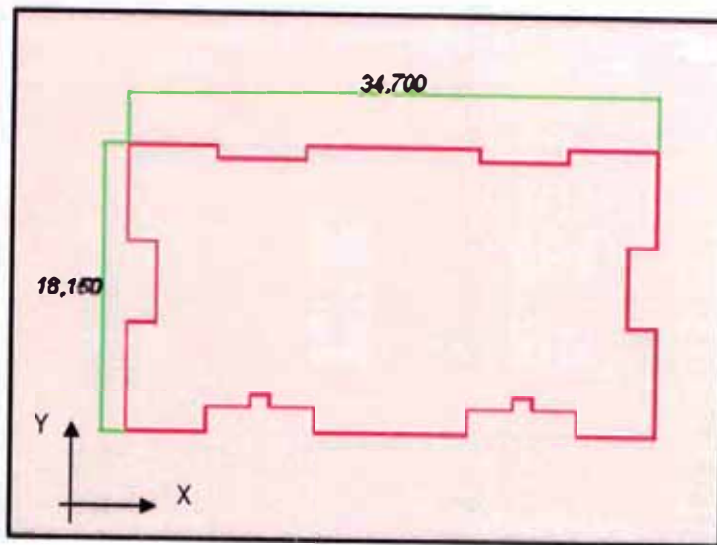


Fig. 5.5 Dimensiones en planta de bloque típico - Proyecto Parques del Agustino

Tabla 5.3 Cálculo de la relación de aspecto para el bloque típico - Proyecto Parques del Agustino

PROYECTO EL AGUSTINO		
ALTURA=	12	m
ax=	34.79	m
by=	18.15	m
R aspecto X=	0.345	
R aspecto Y=	0.661	

- **Luces:** pequeñas menores a 6m.
- **Altura de entresuelo:** 2.30m
- **Cimentados sobre plateas, sin dinteles y con alfeizares aislados**
- **Densidad de Muros:** alta.

Tabla 5.4 Cálculo de la densidad de muros en las dos direcciones principales de análisis

DENSIDAD DE MUROS			
PROYECTO PARQUES DEL AGUSTINO			
ESPESOR DE MUROS = 10 Y 08CM			
ÁREA DE MUROS EN DIRECCIÓN X		ÁREA DE MUROS EN DIRECCIÓN Y	
9.54	m2	15.2	m2
ÁREA TOTAL		ÁREA TOTAL	
576.41	m2	576.41	m2
DENSIDAD DE MUROS (%)=	1.66	DENSIDAD DE MUROS (%)=	2.64

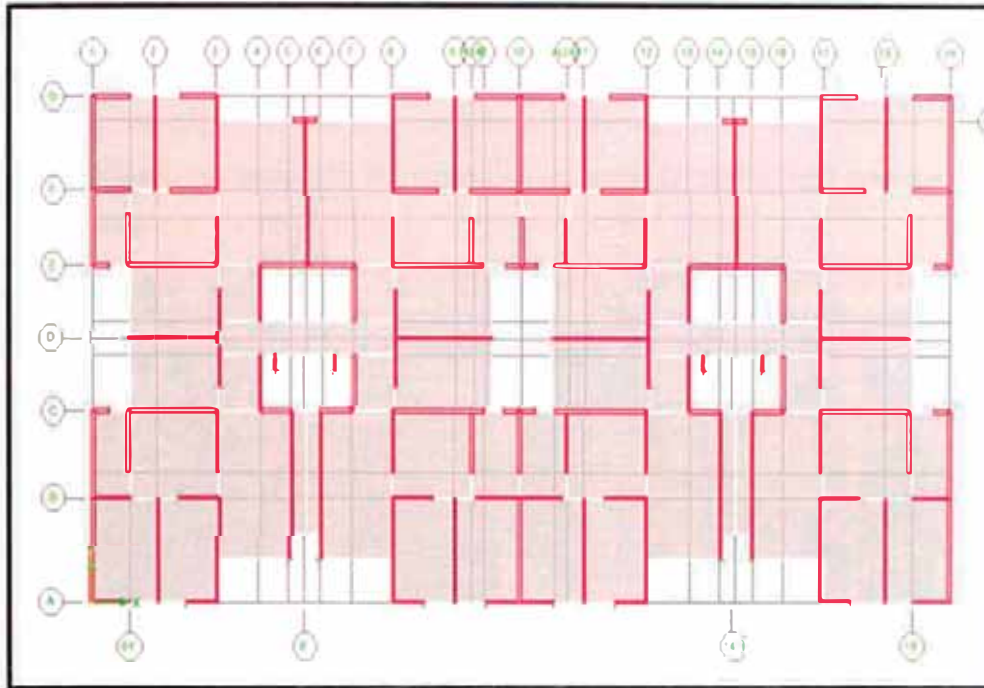


Fig. 5.6 Vista en planta del bloque típico del proyecto Parques del Agustino

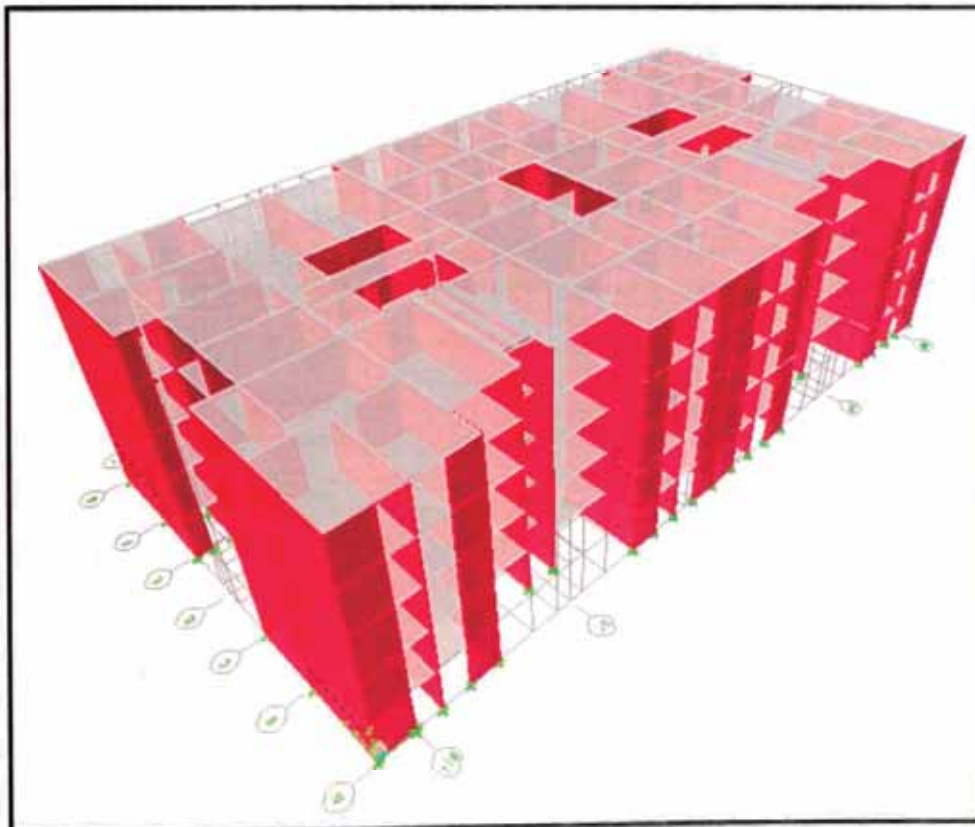


Fig. 5.7 Vista del modelo en 3D con elementos finitos del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, modelado en el programa Etabs V9.7

### 5.3.2.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS

#### 1.- Periodo y Formas de Modo

A continuación presentamos las tres primeras formas de modos para el modelo del bloque típico del proyecto Parques del Agustino considerando que los muros tienen un espesor de 10 y 08cm.

**Forma de Modo 01, Espesor de Muros =10cm: (Periodo=0.15151seg.)**

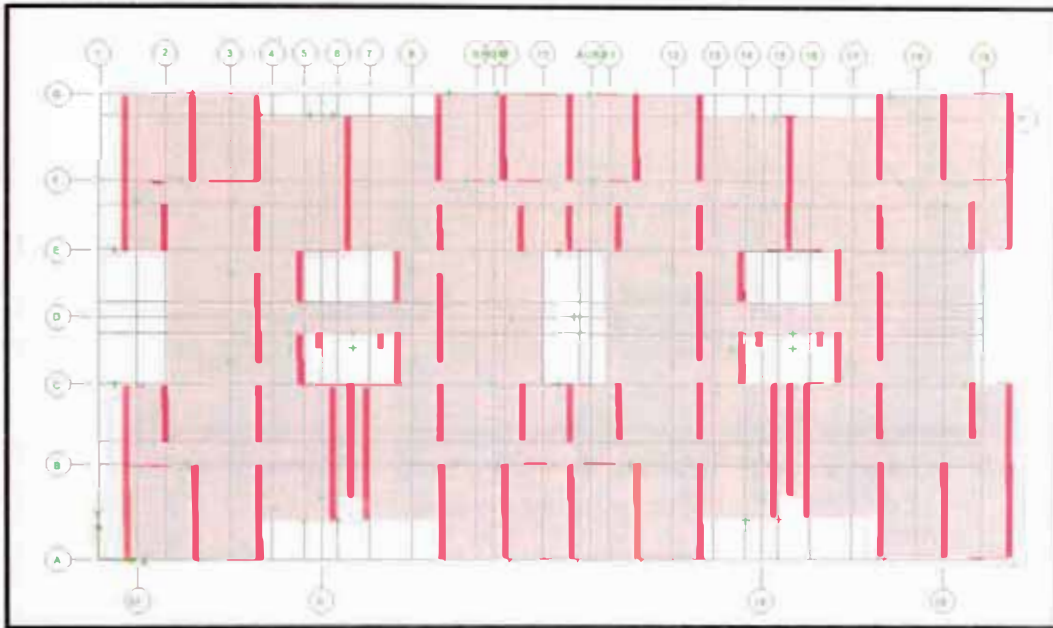


Fig. 5.8 Primera forma de modo del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, dirección X-X

**Forma de Modo 02, Espesor de Muros =10cm: (Periodo=0.1028seg.)**

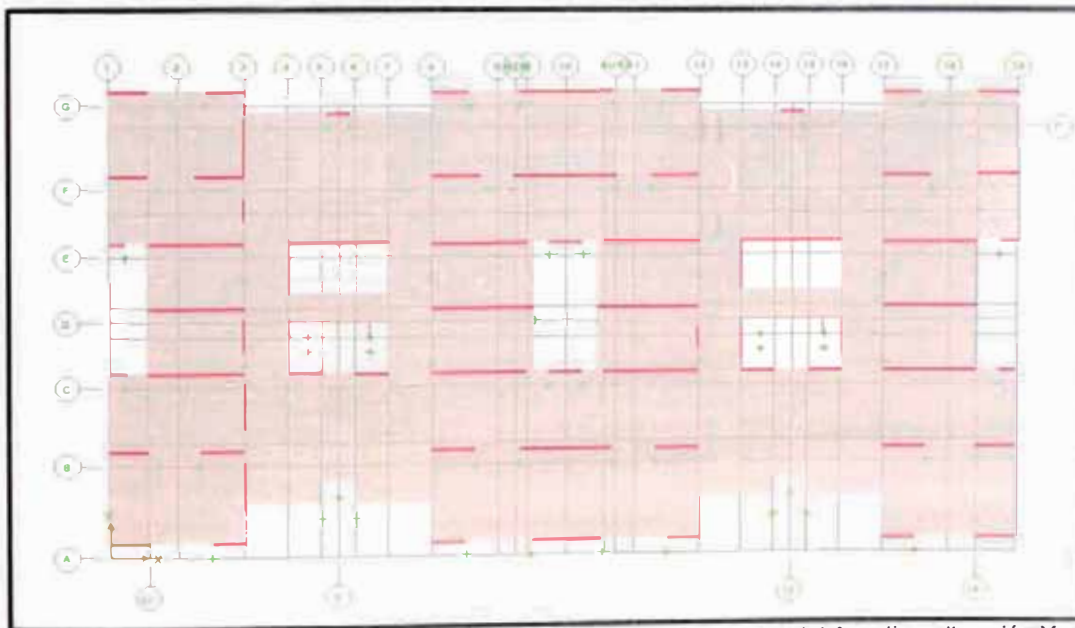


Fig. 5.9 Segunda forma de modo del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, dirección Y-Y

**Forma de Modo 03, Espesor de Muros =10cm: (Periodo=0.1014seg.)**

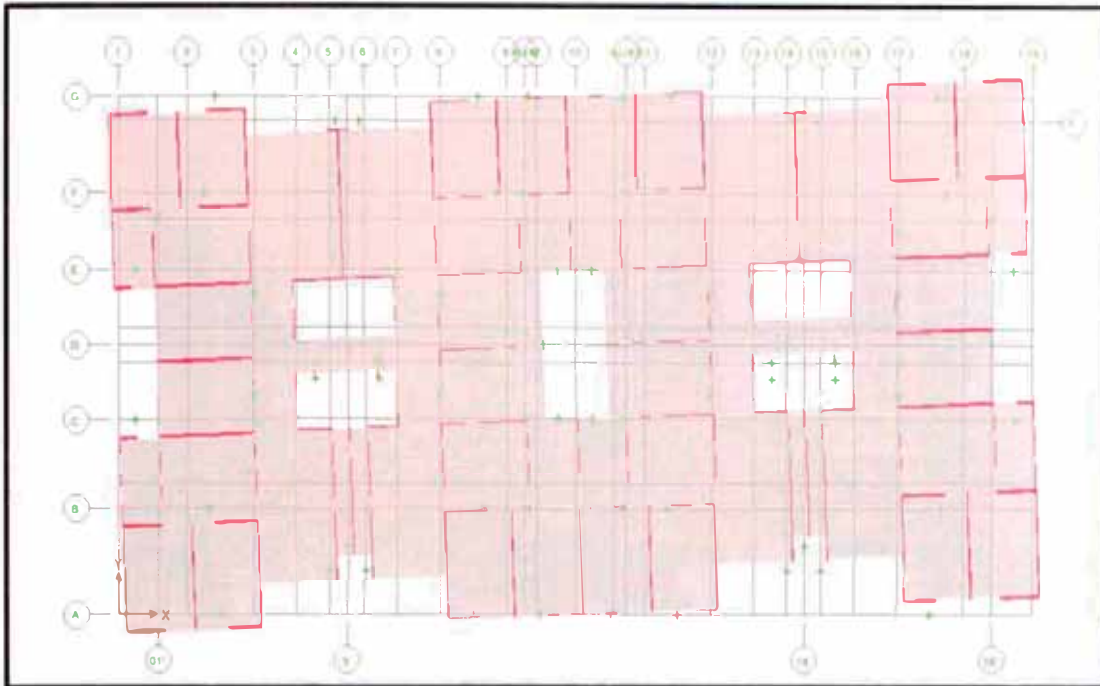


Fig. 5.10 tercera forma de Modo del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, Rotación alrededor del eje vertical

**Forma de Modo 01, Espesor de Muros =08cm: (Periodo=0.16150seg.)**

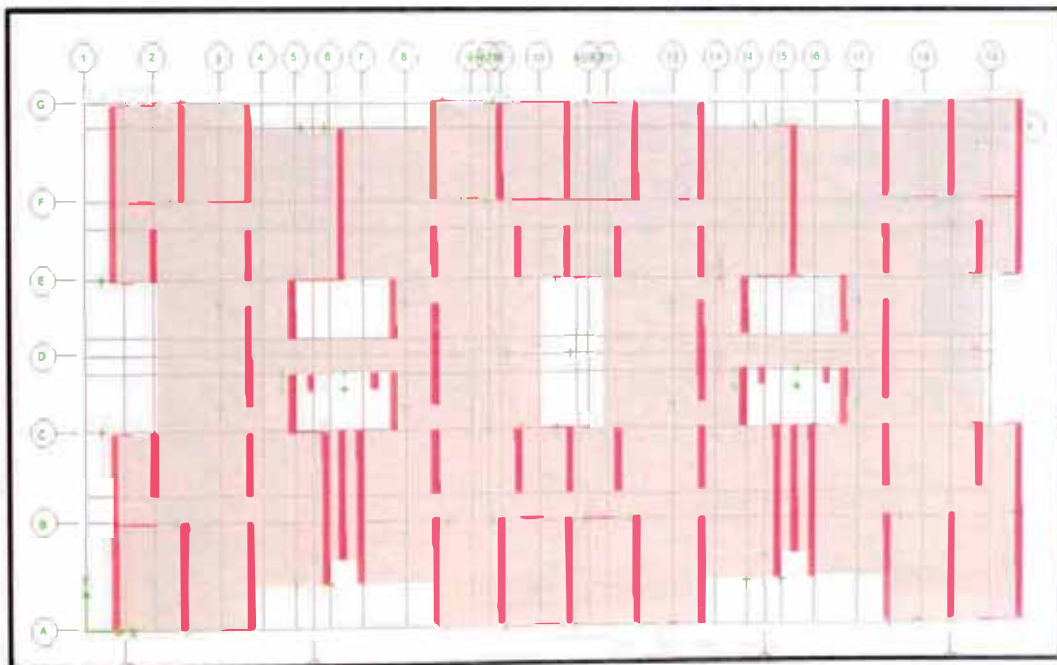


Fig. 5.11 Primera forma de Modo del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, dirección X-X

**Forma de Modo 02, Espesor de Muros =08cm: (Periodo=0.1092seg.)**

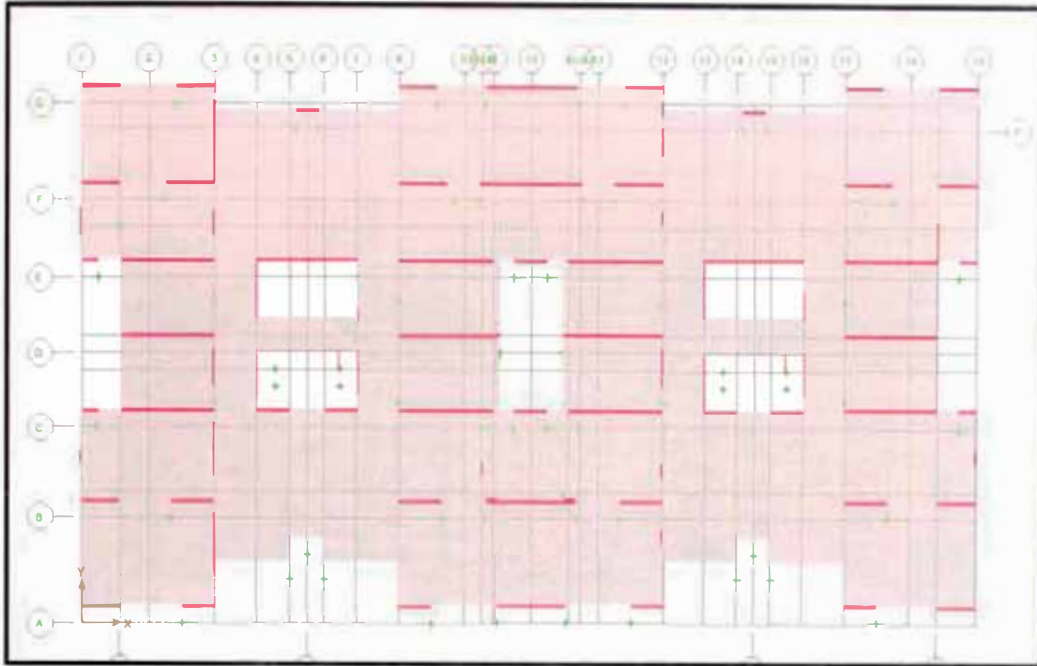


Fig. 5.12 Segunda forma de Modo del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, dirección Y-Y

**Forma de Modo 03, Espesor de Muros =08cm: (Periodo=0.1079seg.)**

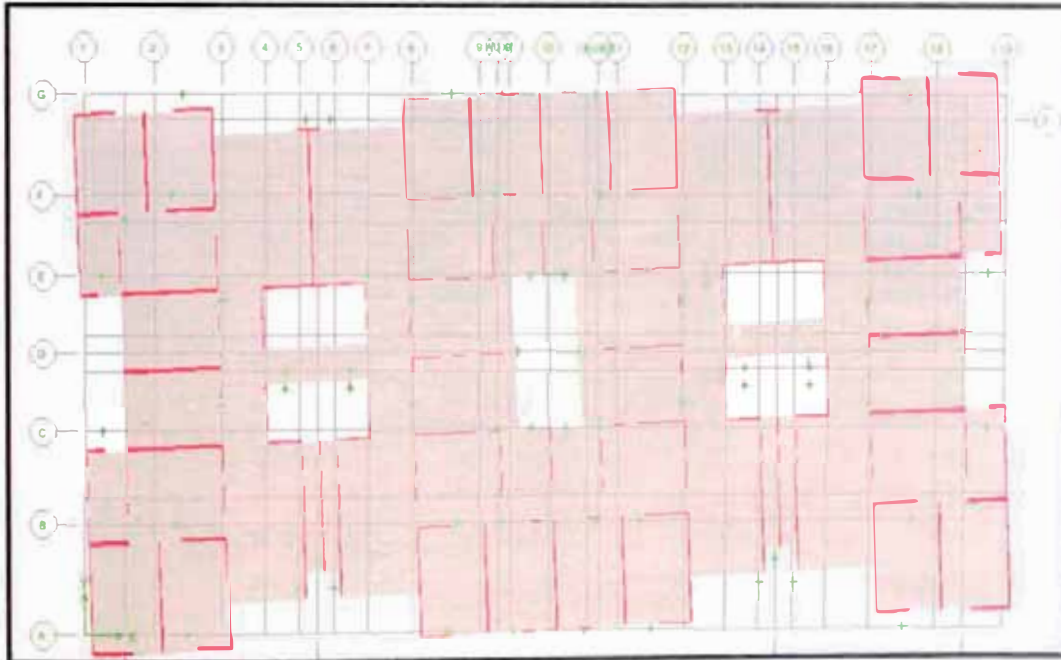


Fig. 5.13 Tercera forma de Modo del bloque típico del proyecto Parques del Agustino, Rotación alrededor del eje vertical

En la siguiente tabla se muestra el comparativo de periodos y frecuencias para el bloque típico del proyecto Parques del Agustino, para los casos en que los muros sean estructurados con espesores del 10 y 08cm.

Tabla 5.5 Frecuencias y periodos para el modelo en base a muros de 10 y 08cm

FORMA DE MODO	EMDL E=10cm		EMDL E=08cm	
	Frecuencia (ciclos/seg.)	Periodo (seg.)	Frecuencia (ciclos/seg.)	Periodo (seg.)
MODO 01	6.6002	0.1515	6.1912	0.1615
MODO 02	9.7286	0.1028	9.1583	0.1092
MODO 03	9.8629	0.1014	9.2696	0.1079
MODO 04	24.9066	0.0402	23.2019	0.0431
MODO 05	32.6904	0.0306	26.3227	0.0380

## 2.-Desplazamientos y Distorsiones

En las siguientes tablas se muestran los desplazamientos y distorsiones para el bloque típico del proyecto Parques del Agustino, para los casos en que los muros sean estructurados con espesores del 10 y 08cm.

Tabla 5.6 Desplazamientos y Drift, del modelo en base a muros de 10cm

MODELO: PROYECTO PARQUES DE AGUSTINO MUROS = 10cm					
NIVELES	Dirección de Análisis	Máximo Desplazamiento Inelástico (cm)	Drift	Máximo Drift Inelástico E0-30	
PISO 05	SISMO DX	0.1454400	0.0006060	0.005	OK
	SISMO DY	0.0640800	0.0002670	0.005	OK
PISO 04	SISMO DX	0.3024000	0.0006540	0.005	OK
	SISMO DY	0.1332000	0.0002880	0.005	OK
PISO 03	SISMO DX	0.4564800	0.0006420	0.005	OK
	SISMO DY	0.2008800	0.0002820	0.005	OK
PISO 02	SISMO DX	0.5860800	0.0005400	0.005	OK
	SISMO DY	0.2584800	0.0002400	0.005	OK
PISO 01	SISMO DX	0.6595200	0.0003060	0.005	OK
	SISMO DY	0.2930400	0.0001440	0.005	OK



Tabla 5.7 Desplazamientos y Drift, del modelo en base a muros de 08 cm

MODELO: PROYECTO PARQUES DE AL JUSTINO MUROS = 08					
NIVELES	Dirección de Análisis	Máximo Desplazamiento Inelástico (cm)	Drift	Máximo Drift Inelástico E0-30	
PISO 05	SISMO DX	0.1641600	0.0006840	0.005	OK
	SISMO DY	0.0712800	0.0002970	0.005	OK
PISO 04	SISMO DX	0.3420000	0.0007410	0.005	OK
	SISMO DY	0.1483200	0.0003210	0.005	OK
PISO 03	SISMO DX	0.5162400	0.0007260	0.005	OK
	SISMO DY	0.2246400	0.0003180	0.005	OK
PISO 02	SISMO DX	0.6631200	0.0006120	0.005	OK
	SISMO DY	0.2894400	0.0002700	0.005	OK
PISO 01	SISMO DX	0.7473600	0.0003510	0.005	OK
	SISMO DY	0.3290400	0.0001650	0.005	OK

### 3.- Esfuerzos en Muros

De acuerdo con los resultados del análisis se ha identificado los muros mas esforzados tanto a solicitaciones de carga axial como de corte, en la figura 5.15 se presenta un esquema en planta del proyecto Parques del Agustino en el cual según el análisis lineal dinámico se ha identificado los muros más solicitados.

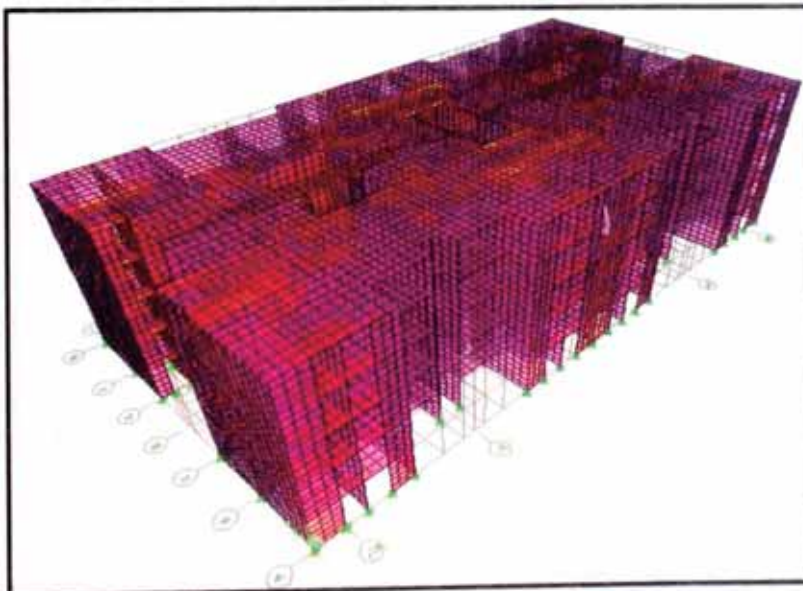
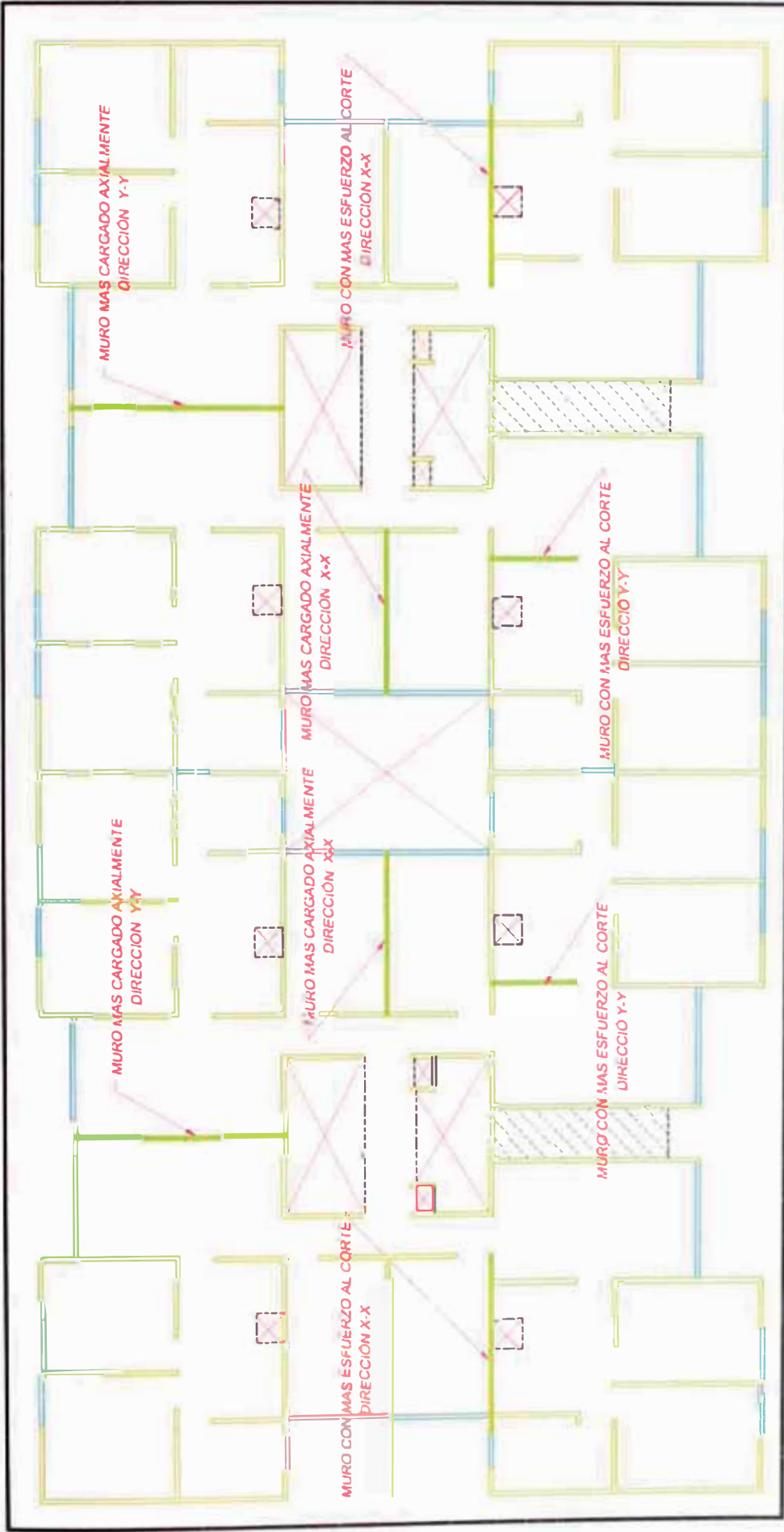


Fig. 5.14 Vista del modelo en 3D con elementos finitos luego de haber sido sometido al espectro de respuesta según RNE



**Fig. 5.15** Identificación de los muros más esforzados en la dos direcciones de principales de análisis.

**Modelo Pargues del Agustino: Espesor de muros = 10cm**

**Resultados Dirección X-X:**

Muros más Cargados a través de Fuerza Axial (Kq/cm<sup>2</sup>)

C1: 1.4CM + 1.7CV

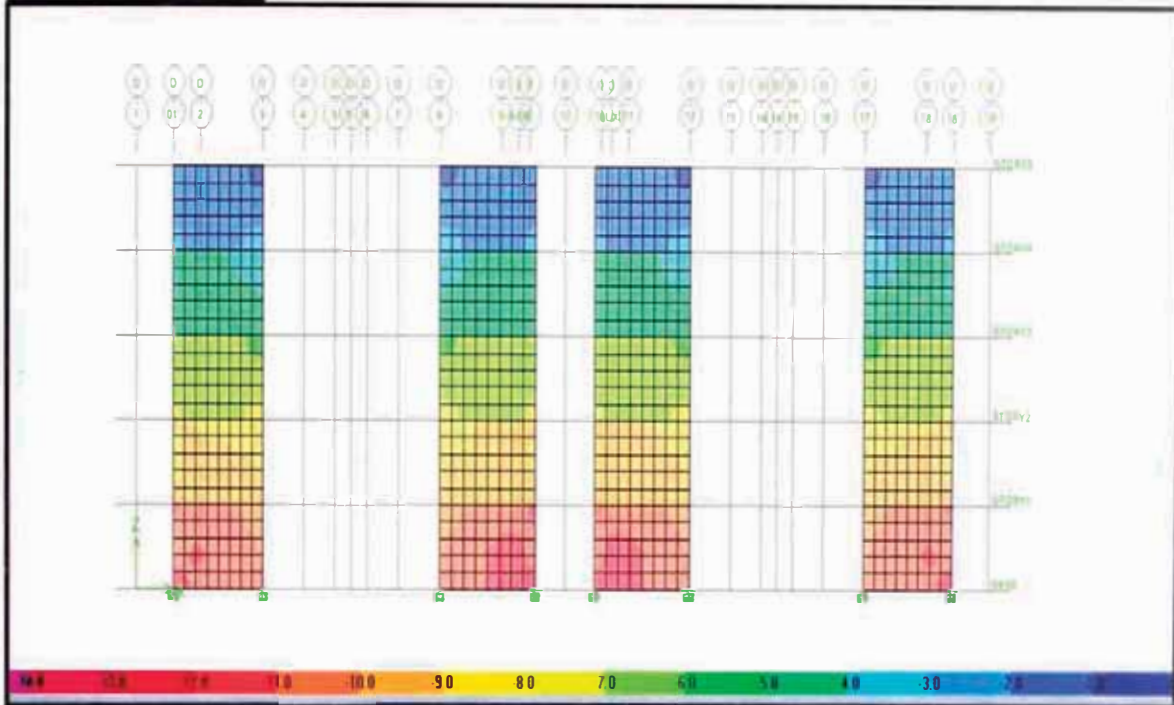


Fig. 5.16 Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección X-X

Muros con más Esfuerzo de Corte (Kq/cm<sup>2</sup>)

C2X: 1.25CM + 1.25CV + 1.0SX

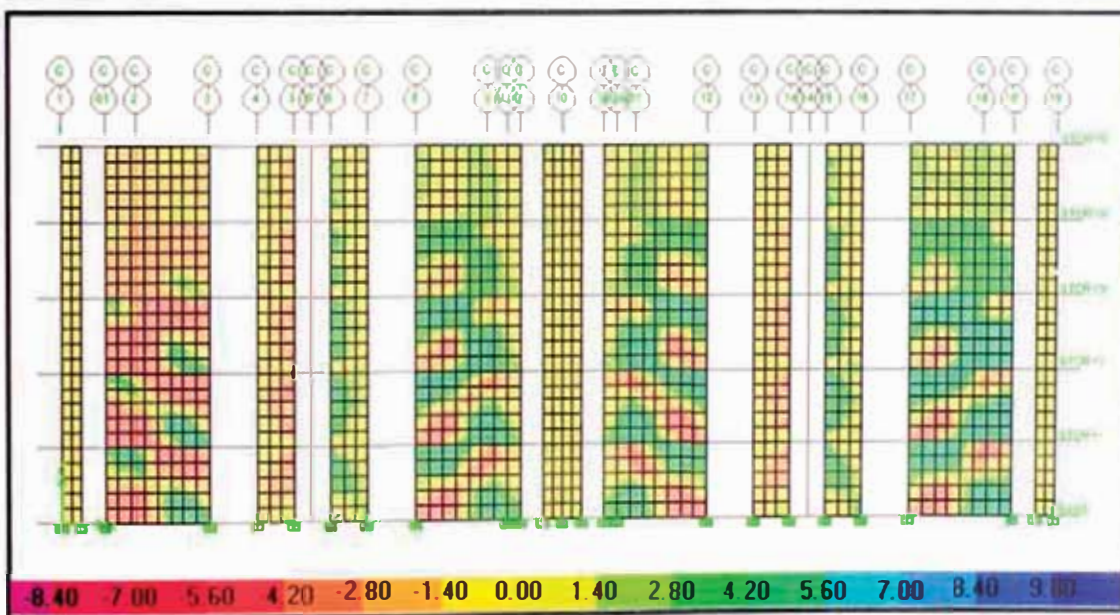


Fig. 5.17 Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección X-X

**Resultados Dirección Y-Y:**

Muros más Cargados a través de Fuerza Axial (Kg/cm<sup>2</sup>)

C1: 1.4CM + 1.7CV

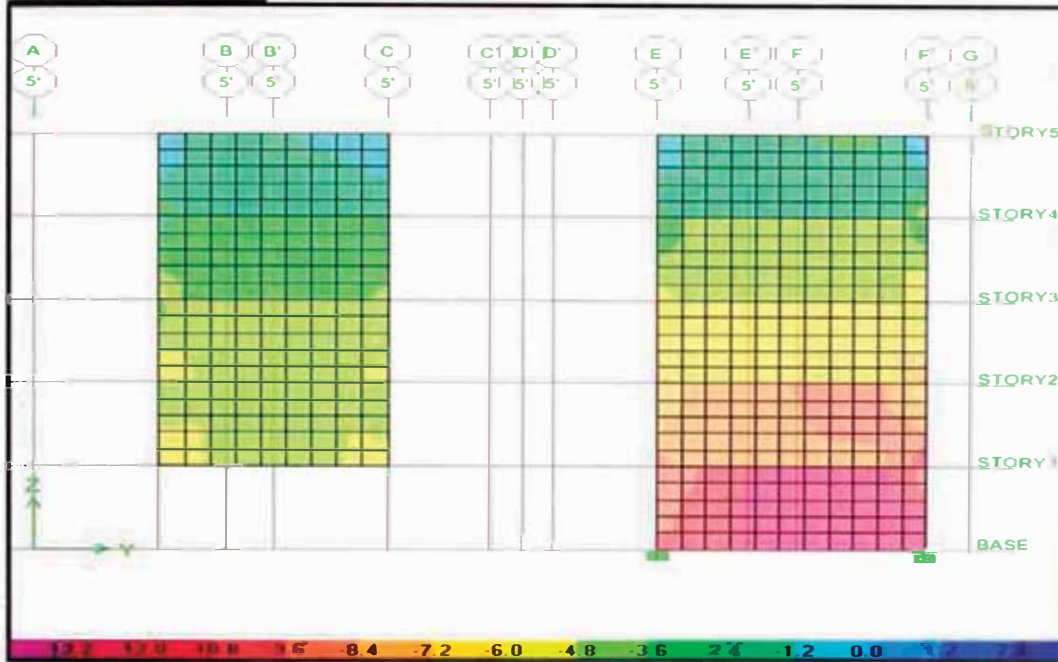


Fig. 5.18 Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección Y-Y

Muros con más Esfuerzo de Corte (Kg/cm<sup>2</sup>)

C2Y: 1.25CM + 1.25CV + 1.0SY

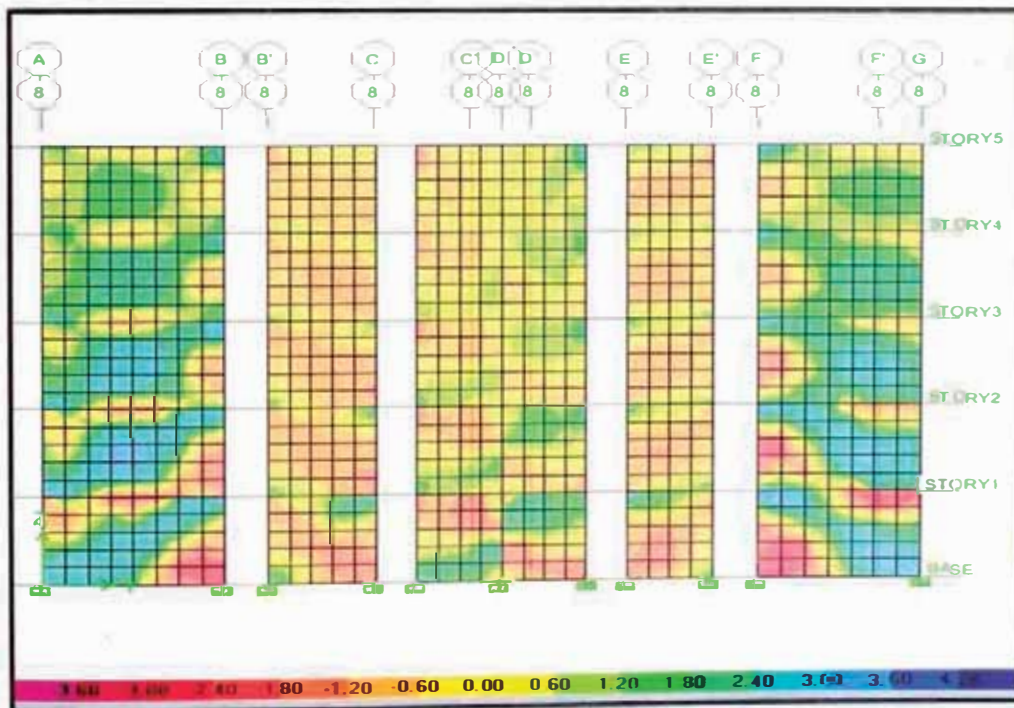


Fig. 5.19 Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección Y-Y

**Modelo Parques del Agustino: Espesor de muros = 08cm**

**Resultados Dirección X-X:**

Muros más Cargados a través de Fuerza Axial (Kg/cm<sup>2</sup>)

C1: 1.4CM + 1.7CV

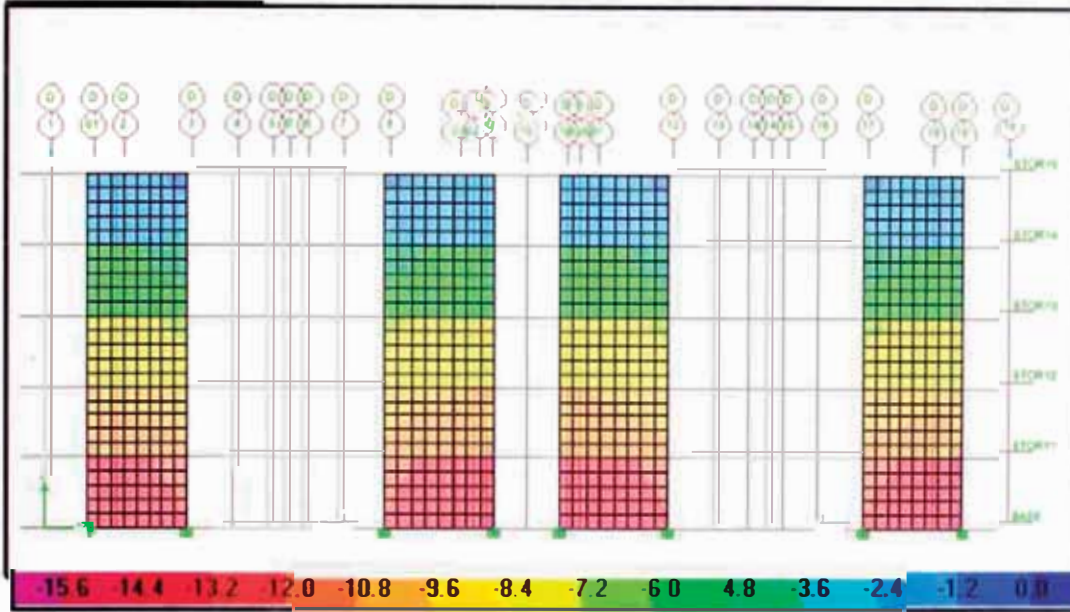


Fig. 5.20 Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección X-X

Muros con más Esfuerzo de Corte (Kg/cm<sup>2</sup>)

C2X: 1.25CM + 1.25CV + 1.0SX

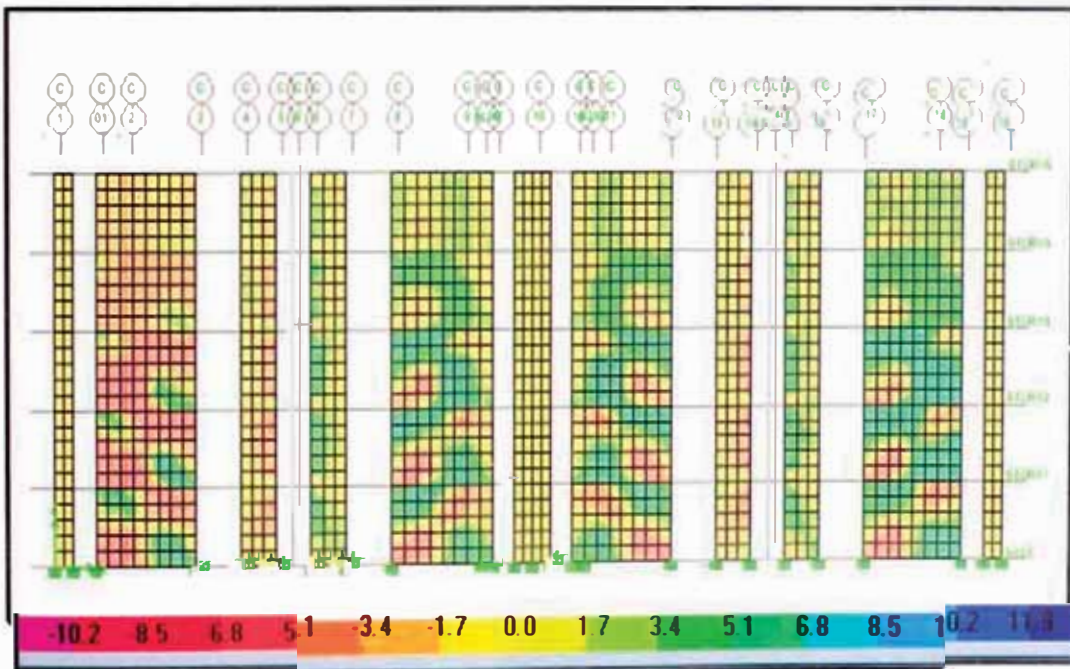


Fig. 5.21 Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección X-X

**Resultados Dirección Y-Y:**

Muros más cargados a través de fuerza axial (Kg/cm<sup>2</sup>)

C1: 1.4CM + 1.7CV

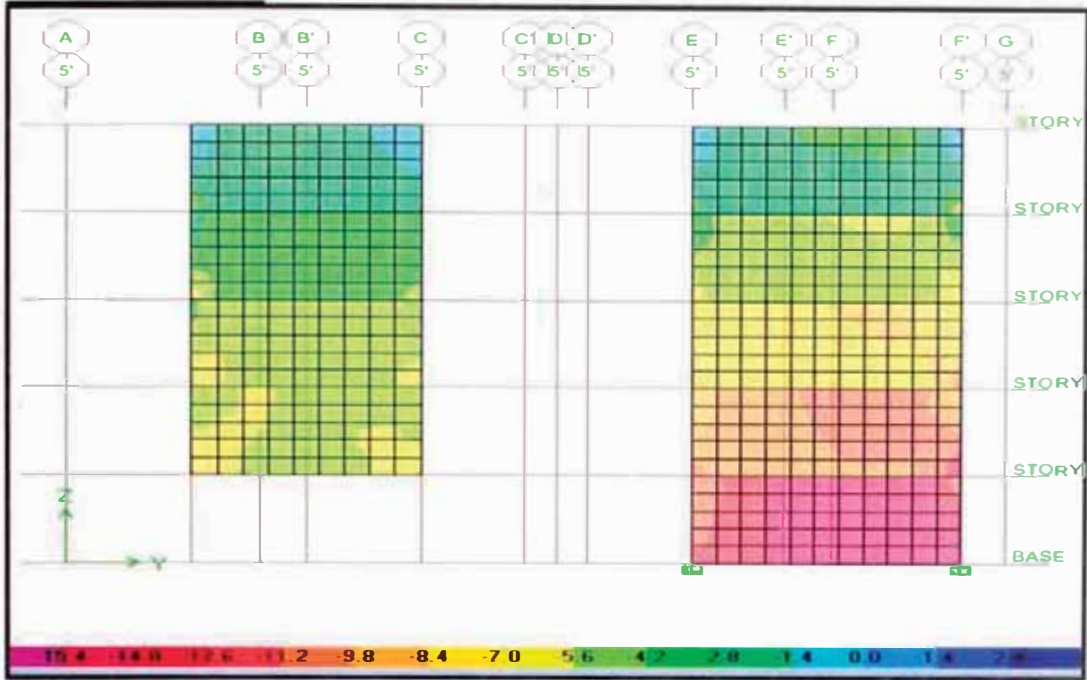


Fig. 5.22 Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección Y-Y

Muros con más esfuerzo de corte (Kg/cm<sup>2</sup>)

C2Y: 1.25CM + 1.25CV + 1.0SY

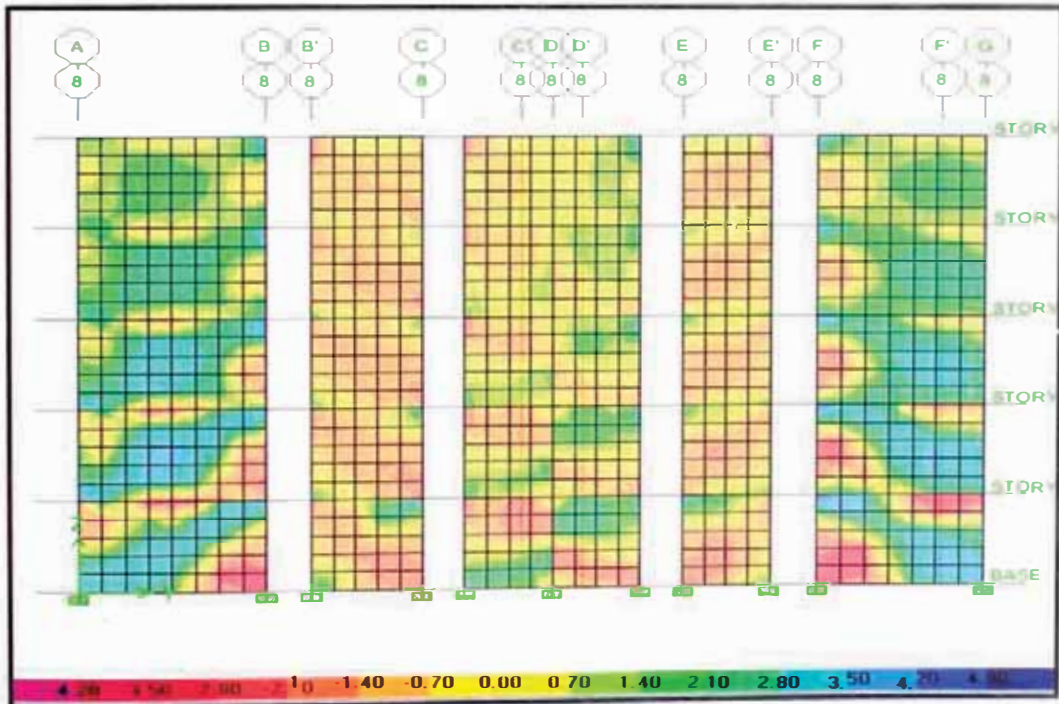


Fig. 5.23 Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección Y-Y

## 5.4 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL DEL PROYECTO COLOMBIANO

Como parte del estudio analítico se presenta el análisis lineal dinámico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II desarrollado en Cali – Colombia, el cual ha sido estructurado en base a muros de ductilidad limitada de 08cm de espesor, los planos en los cuales se basa el modelo realizado se encuentran adjuntos en el anexo 03.

### 5.4.1 PROYECTO BOSQUES DE CIUDAD 2000-II CALI - COLOMBIA

El proyecto Bosques de Ciudad 2000 – II está localizado en la ciudad de Cali en Colombia, es un proyecto residencial cerrado, compuesto de 11 torres de 5 pisos cada una, en donde cada departamento tiene un área aproximada de 65.6 m<sup>2</sup>, la configuración arquitectónica de las vivienda contiene una sala, comedor, balcón, un dormitorio principal con baño y dos secundarios, baño de visitas además de una área de esparcimiento que contiene piscinas para adultos y niños, zonas de áreas verdes, zona de recreación para niños, parqueaderos por apartamento y para visitas. En cuanto a la configuración estructural, éste se encuentra estructurado en base al sistema de muros de ductilidad limitada donde los muros de concreto armado tienen un espesor de 08cm, las losas de piso de concreto armado tienen un espesor de 10cm, el acero de refuerzo está compuesto por mallas electrosoldadas.

En la figura 5.24 se presenta la distribución arquitectónica para cada departamento del proyecto Bosques de Ciudad 2000 – II.



Fig. 5.24 Distribución típica en planta de uno de los departamentos del Proyecto Bosques de Ciudad 2000 – II

Con el propósito de poder complementar la información del proyecto Colombiano se presenta el layout general del proyecto, así como algunas imágenes del proyecto post – construcción.



Fig. 5.25 Layout general en planta del Proyecto Bosques de Ciudad 2000 – II



Fig. 5.26 Vista lateral, torres del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II



Fig. 5.27 Vista lateral, torres del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II



### 5.4.2 ESPECTRO DE RESPUESTA

Para el análisis sísmico correspondiente se usará el siguiente espectro de respuesta según RNE.

Parámetros sísmicos:

Tabla 5.8 Parámetros de espectro de respuesta según RNE-E030

Espectro Inelástico	
Zona (Z)=	0.40
S =	1.00
Irregular? =	SI
Uso (U) =	1.00
Tp =	0.40
R =	3.00

Con los parámetros sísmicos considerados se obtiene el siguiente espectro de respuesta:

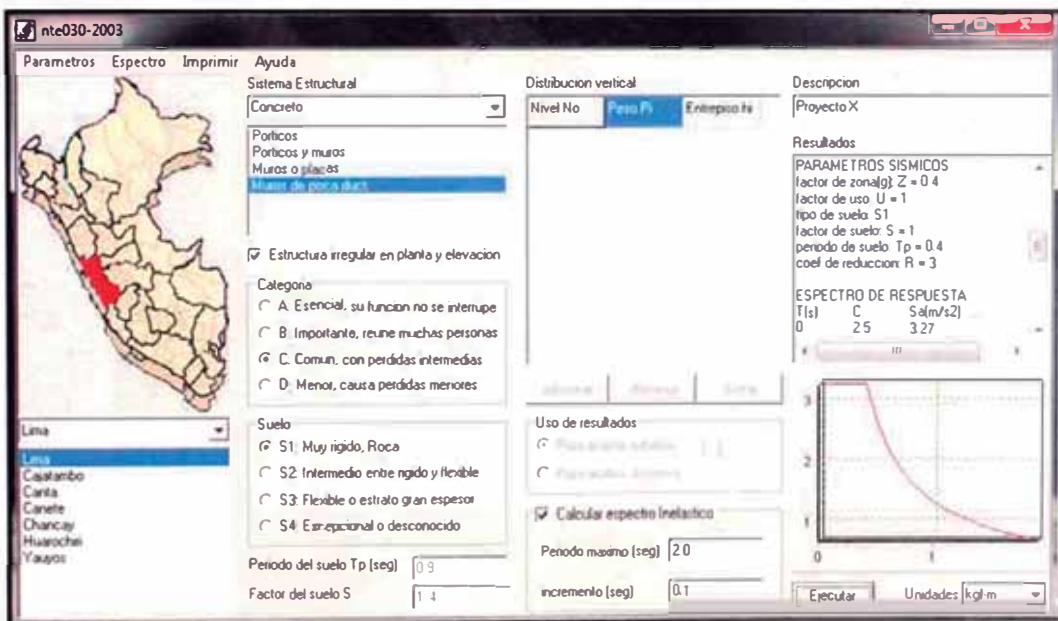


Fig. 5.28 Vista del entorno del programa NTE030 para el cálculo del espectro de respuesta según RNE

Tabla 5.9 Espectro de respuesta según RNE-E030

C	T (seg)	Sa (m/seg <sup>2</sup> )
2.5	0	3.27
2.5	0.1	3.27
2.5	0.2	3.27

2.5	0.3	3.27
2.5	0.4	3.27
2	0.5	2.62
1.67	0.6	2.18
1.43	0.7	1.87
1.25	0.8	1.63
1.11	0.9	1.45
1.00	1	1.31
0.91	1.1	1.19
0.83	1.2	1.09
0.77	1.3	1.01
0.71	1.4	0.93
0.67	1.5	0.87
0.62	1.6	0.82
0.59	1.7	0.77
0.56	1.8	0.73
0.53	1.9	0.69

gráficamente el espectro de respuesta inelástico se muestra en la figura 5.29



Fig. 5.29 Espectro de Respuesta Inelástico según RNE – Estructura Irregular

### 5.4.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

#### 5.4.3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

A continuación presentamos las características de la estructura analizada referida a uno de los bloques típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II:

- **Arquitectura Simple:** Muro sobre muro.
- **Relación de Aspecto:** Baja, menor de 3.

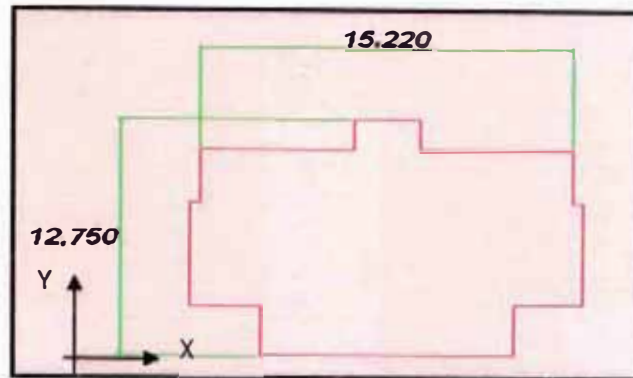


Fig. 5.30 Dimensiones en planta - Bosques de Ciudad 2000-II

Tabla 5.10 Cálculo de la relación de aspecto para el bloque típico - Bosques de Ciudad 2000-II

PROYECTO COLOMBIA		
ALTURA=	12.5	m
ax=	15.22	m
by=	12.75	m
R aspecto X=	0.821	
R aspecto Y=	0.980	

- **Luces:** pequeñas menores a 6m.
- **Altura de entepiso:** 2.30m
- **Cimentados sobre plateas, sin dinteles y con alfeizares aislados**
- **Densidad de Muros:** alta.

Fig. 5.11 Cálculo de la relación de aspecto para el bloque típico - Bosques de Ciudad 2000-II

DENSIDAD DE MUROS			
PROYECTO BOSQUES DE CIUDAD 2000-II			
ESPESOR DE MUROS = 08CM			
ÁREA DE MUROS EN DIRECCIÓN X		ÁREA DE MUROS EN DIRECCIÓN Y	
5.25	m2	3.80	m2
ÁREA TOTAL		ÁREA TOTAL	
164.16	m2	164.16	m2
DENSIDAD DE MUROS (%)=	3.20	DENSIDAD DE MUROS (%)=	2.31

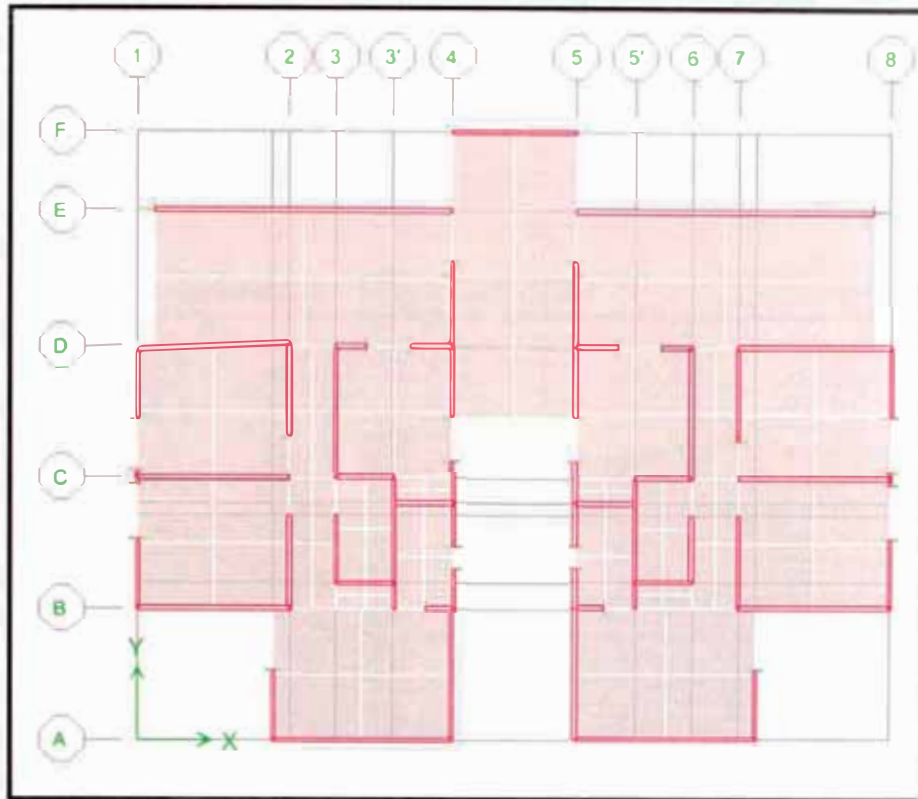


Fig. 5.31 Vista en planta del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II

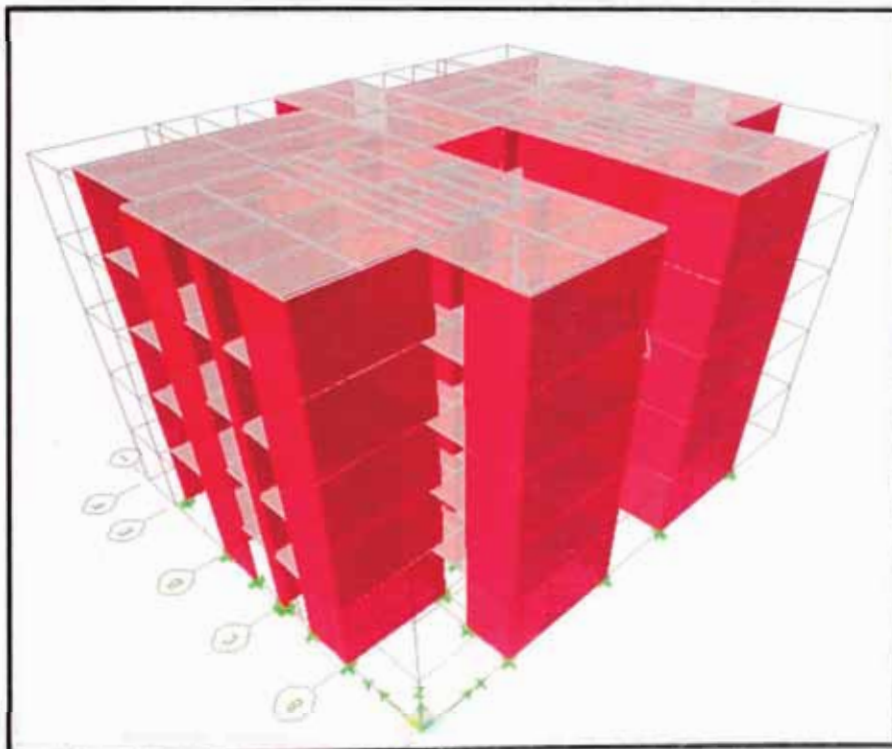


Fig. 5.32 Vista del modelo con elementos finitos del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II, modelado en el programa Etabs V9.7

### 5.4.3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS

#### 1.-Periodo y Formas de Modo:

A continuación presentamos las cuatro primeras formas de modos para el modelo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II, el cual ha sido estructurado en base a muros que tienen un espesor de 08cm.

***Forma de Modo 01, Espesor de Muros =08cm: (Periodo=0.1376seg.)***



Fig. 5.33 Primera forma de Modo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II

***Forma de Modo 02, Espesor de Muros =08cm: (Periodo=0.1330seg.)***

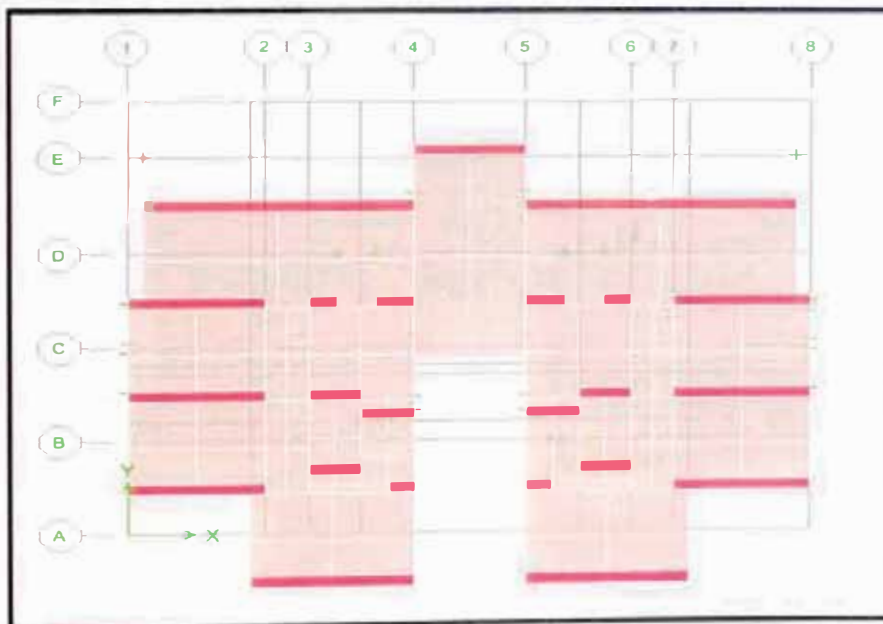


Fig. 5.34 Segunda forma de Modo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II

**Forma de Modo 03, Espesor de Muros =08cm: (Periodo=0.1197seg.)**

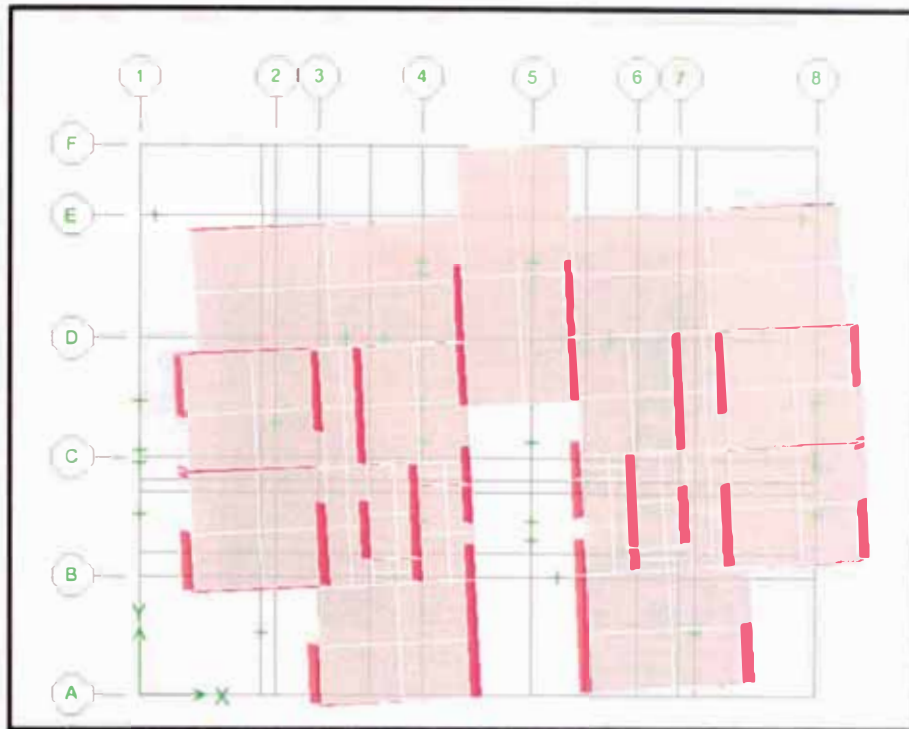


Fig. 5.35 Tercera forma de Modo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II

**Forma de Modo 04, Espesor de Muros =08cm: (Periodo=0.0362seg.)**

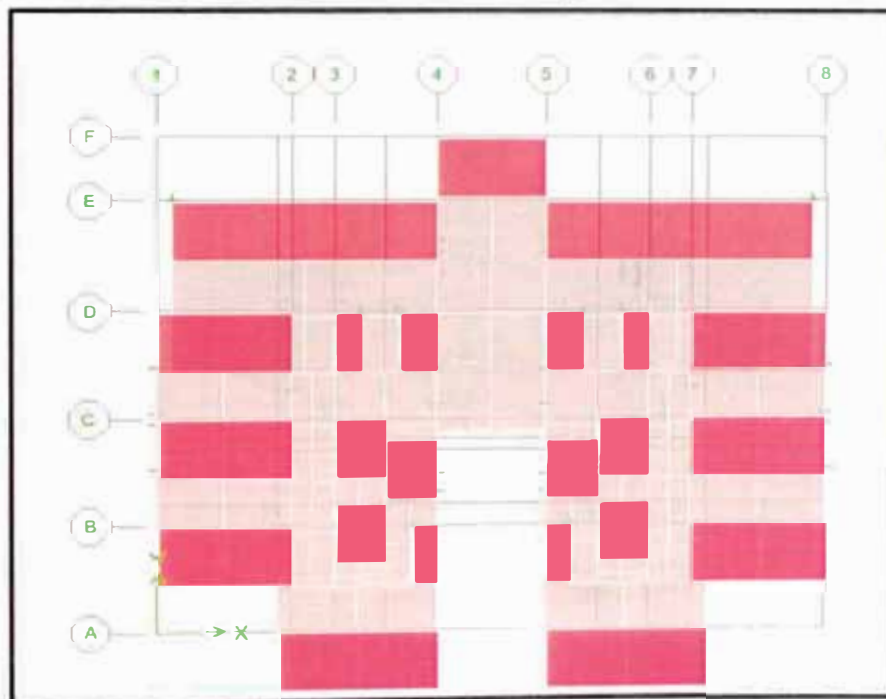


Fig. 5.36 Cuarta forma de Modo del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II

En la siguiente tabla se muestra los periodos y frecuencias para el bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II, el cual ha sido estructurado en base a muros que tienen un espesor de 08cm.

**Tabla 5.12** Frecuencias y periodos para el modelo en base a muros de 08cm, proyecto Bosques de Ciudad 2000-II

EMDL E=08cm		
FORMA DE MODO	Frecuencia (ciclos/seg.)	Periodo (seg.)
MODO 01	7.2674	0.1376
MODO 02	7.5188	0.1330
MODO 03	8.3542	0.1197
MODO 04	27.6243	0.0362
MODO 05	29.3255	0.0341

## 2.-Desplazamientos y Distorsiones

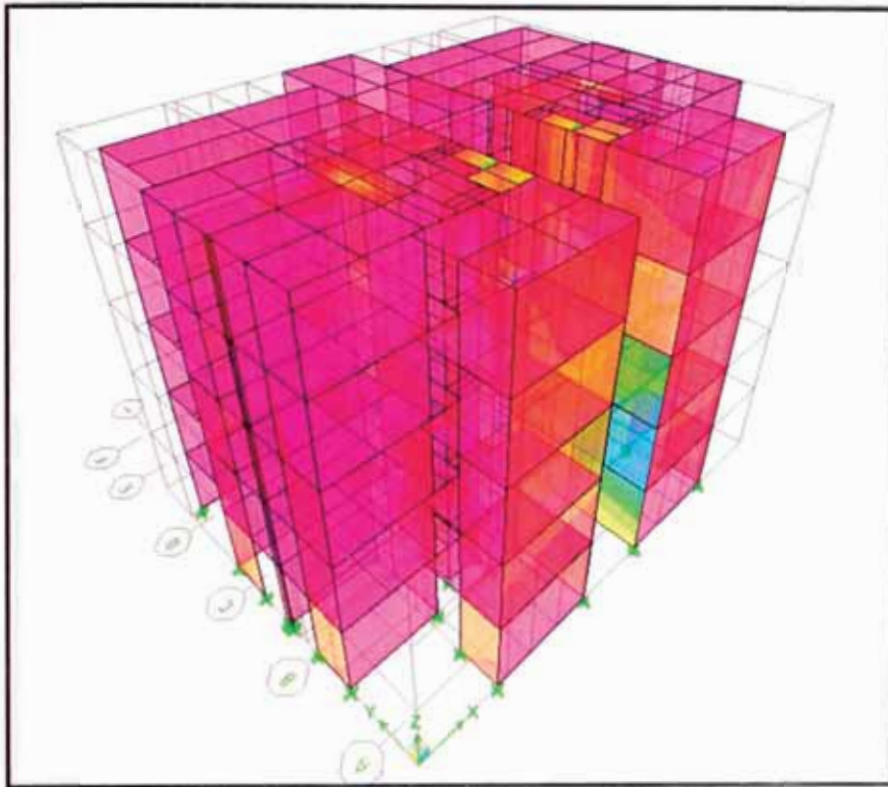
En la siguiente tabla se muestran los desplazamientos y distorsiones para el bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II, el cual ha sido estructurado en base a muros de 08cm de espesor.

**Tabla 5.13** Desplazamientos y Drift, del modelo en base a muros de 08cm, proyecto Bosques de Ciudad 2000-II

MODELO: PROYECTO BOSQUES DE CIUDAD 2000-II MUROS E=08cm					
NIVELES	Dirección de Análisis	Máximo Desplazamiento Inelástico (CM)	Drift	Máximo Drift Inelástico E0-30	
PISO 05	SISMO DX	0.12312	0.000513	0.005	OK
	SISMO DY	0.11880	0.000495	0.005	OK
PISO 04	SISMO DX	0.25560	0.000552	0.005	OK
	SISMO DY	0.25488	0.000567	0.005	OK
PISO 03	SISMO DX	0.38448	0.000537	0.005	OK
	SISMO DY	0.39744	0.000594	0.005	OK
PISO 02	SISMO DX	0.49248	0.000450	0.005	OK
	SISMO DY	0.52344	0.000525	0.005	OK
PISO 01	SISMO DX	0.55296	0.000252	0.005	OK
	SISMO DY	0.59184	0.000285	0.005	OK

### 3.-Esfuerzos en Muros

De acuerdo con los resultados del análisis se ha identificado los muros mas esforzados tanto a solicitaciones de carga axial como de corte, en la figura 5.38 se presenta un esquema en planta del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II, en el cual según el análisis lineal dinámico se ha identificado los muros más solicitados.



**Fig. 5.37** Vista del modelo en 3D con elementos finitos luego de haber sido sometido al espectro según RNE.



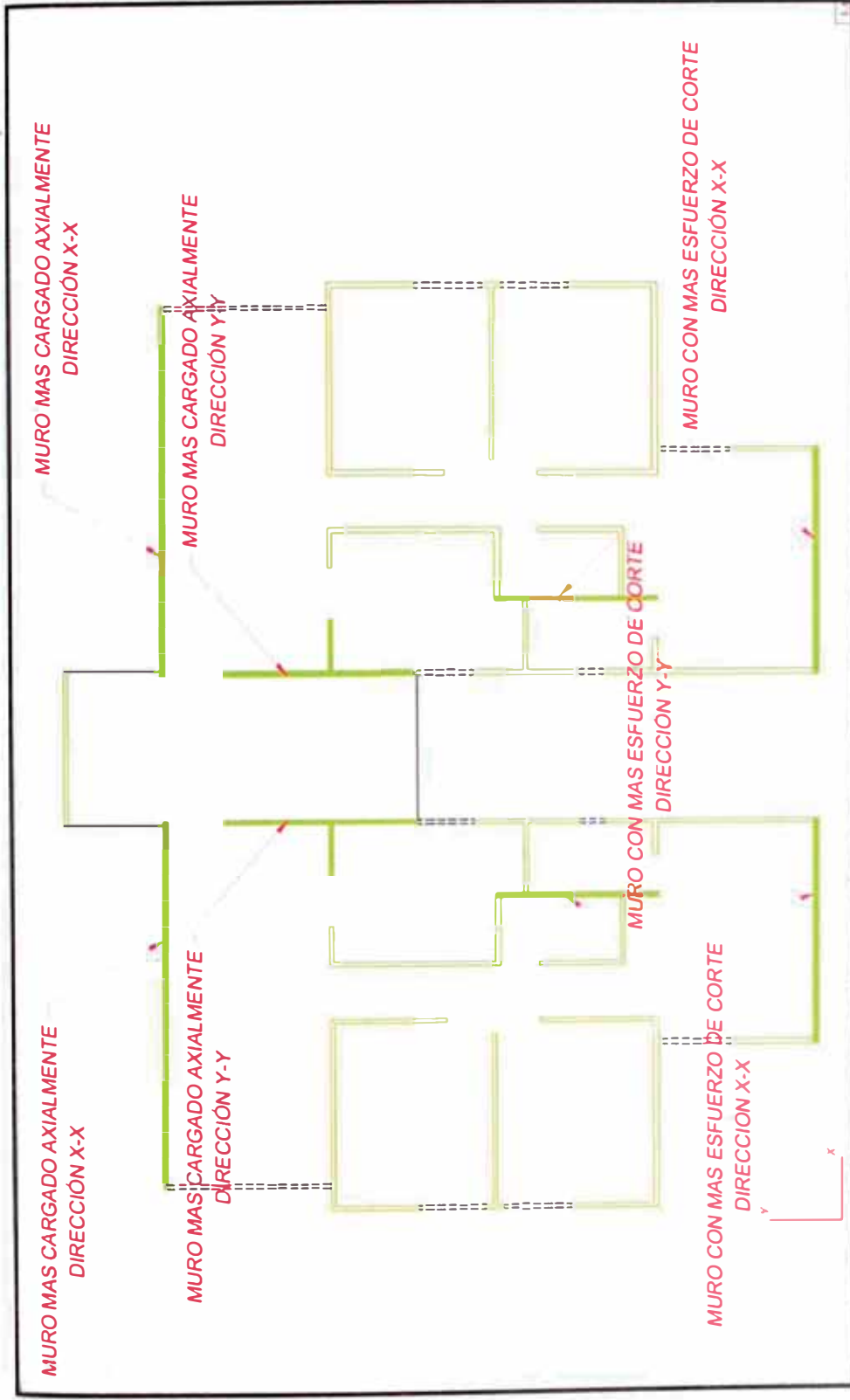


Fig. 5.38 Vista en planta del bloque típico del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II Cali - Colombia

**Modelo Bosques de Ciudad 2000-II: Espesor de muros = 08cm**

**Resultados Dirección X-X:**

*Muros más Cargados a Través de Fuerza Axial (Kg/cm<sup>2</sup>)*

C1: 1.4CM + 1.7CV

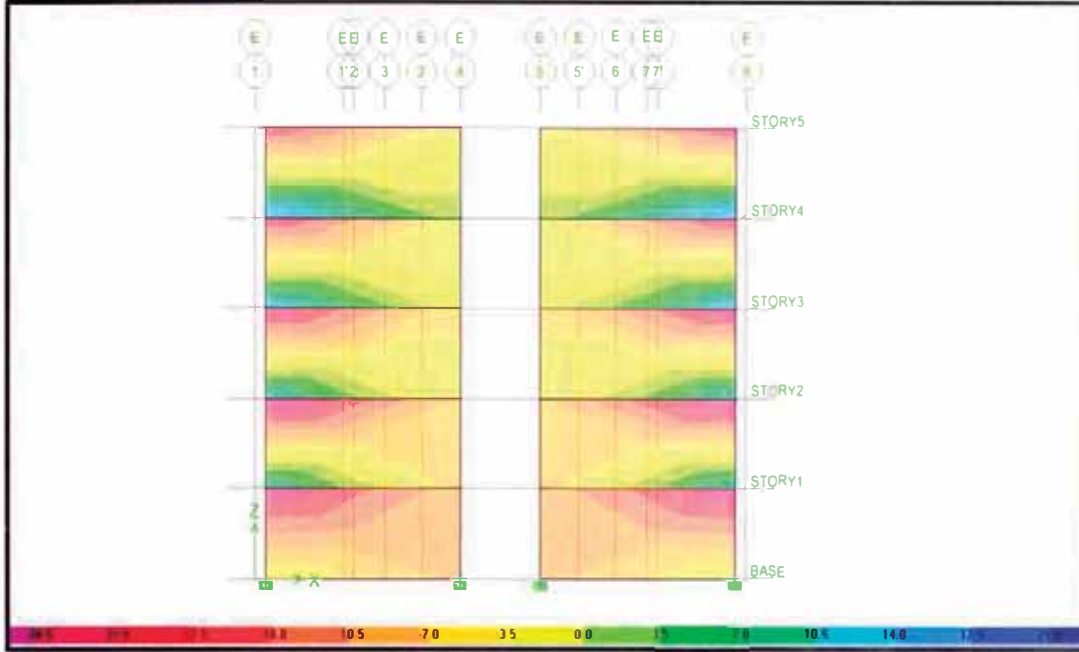


Fig. 5.39 Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección X-X

*Muros con más Esfuerzo de Corte (Kg/cm<sup>2</sup>)*

C2X: 1.25CM + 1.25CV + 1.0SX

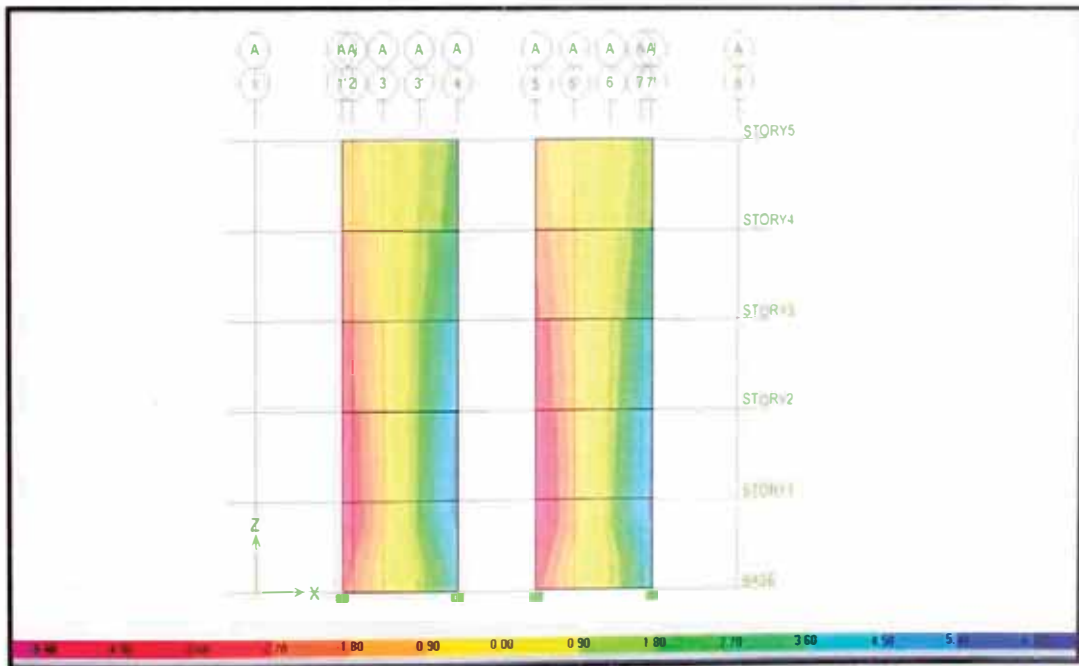


Fig. 5.40 Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección X-X

**Resultados Dirección Y-Y:**

Muros más Cargados a Través de Fuerza Axial (Kg/cm<sup>2</sup>)

C1: 1.4CM + 1.7CV

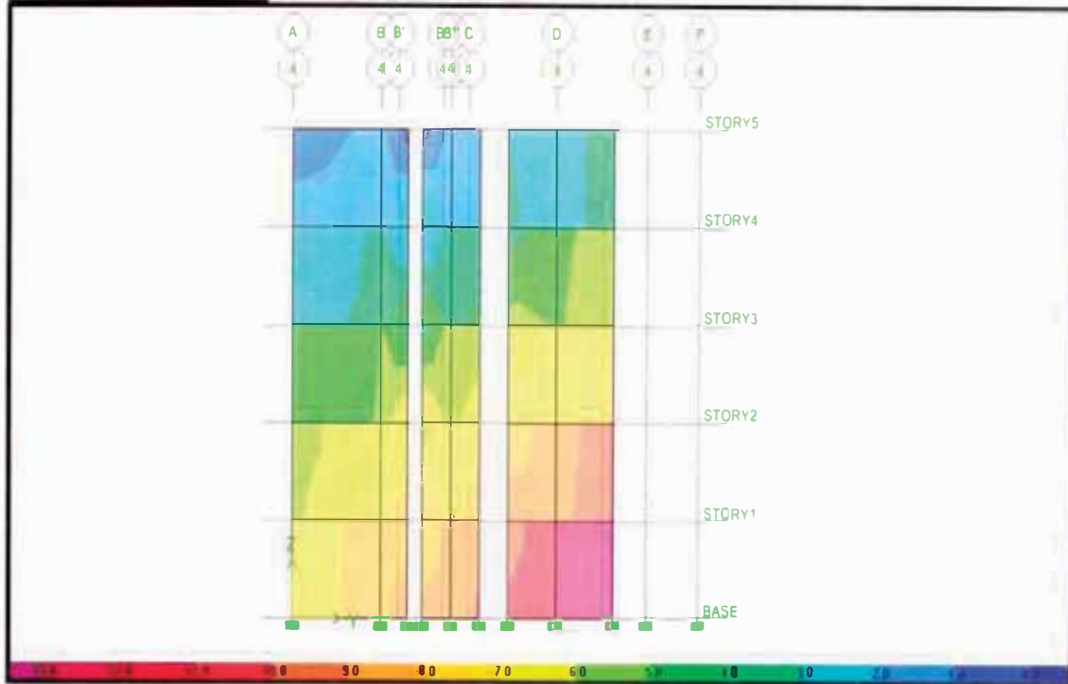


Fig. 5.41 Esfuerzos axiales S22 en muros de dirección Y-Y

Muros con más Esfuerzo de Corte (Kg/cm<sup>2</sup>)

C2X: 1.25CM + 1.25CV + 1.0SY

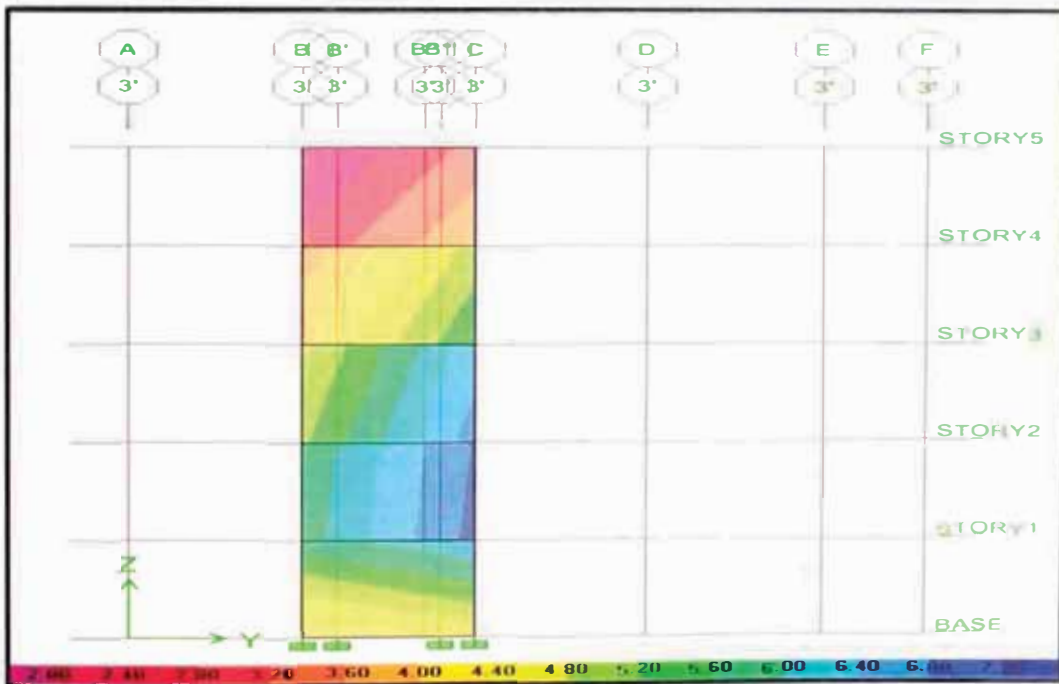


Fig. 5.42 Esfuerzos de corte S12 en muros de dirección Y-Y

## 5.5 COMPARATIVO ENTRE FUERZA CORTANTE RESISTENTE Y FUERZA CORTANTE MÁXIMA DEL ENSAYOS

En el presente ítem se realiza un análisis analítico comparando la fuerza cortante resistente según el Reglamento Nacional de Edificaciones versus la fuerza cortante máxima obtenida de los ensayos de carga lateral cíclica.

El cálculo de la fuerza cortante resistente se realiza según las ecuaciones mostradas en el ítem 11.1 “Resistencia al Cortante” del RNE-E060, la cual plantea que en el diseño por fuerza cortante, debe cumplirse la siguiente desigualdad:

$$\phi V_n \geq V_u \dots (1)$$

Donde  $V_u$  es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y  $V_n$  es la resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s \dots (2)$$

Para el presente comparativo vamos a calcular el cortante nominal, para luego comparar con el máximo cortante obtenido de los ensayos de carga lateral cíclica. De la ecuación (2),  $V_c$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y  $V_s$  es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

Según las disposiciones del RNE se debe cumplir que los valores de  $\sqrt{f'c}$  usado en el cálculo no deben de exceder 8.3Mpa

$$\sqrt{f'c} \leq 8.3Mpa \dots (3)$$

Según los resultados de los ensayos de compresión en el concreto, los especímenes alcanzaron una resistencia a la compresión de 35Mpa el día del ensayo, según este valor y reemplazando en la ecuación (3) se estaría cumpliendo la desigualdad.

Según el ítem 11.10.5 del RNE se cumple que:

$$V_c = A_c w. (\alpha c. \sqrt{f'c}) \dots (4)$$

De donde el coeficiente  $\alpha$  depende de la relación de aspecto del muro, para los cuatro especímenes se tiene una relación de aspecto de 0.96 (Hm/Lm), siendo Hm, la altura total del muro y Lm su longitud. De acuerdo con el reglamento se tiene que  $\alpha=0.25$  para una relación de aspecto menor a 1.5.

De la ecuación (4),  $A_{cw}$  representa el área de corte del muro, en general para los cuatro especímenes se tiene:

$$A_{cw} = 0.8 \times \text{Espesor de muro} \times \text{Longitud de muro}$$

$$A_{cw} = (80\text{mm})(0.8 \times 2400\text{mm}) = 153600\text{mm}^2$$

Reemplazando valores en la ecuación (4) se tiene:

$$V_c = 153600\text{cm}^2 \cdot (0.25 \cdot \sqrt{35\text{Mpa}}) = 227\,177.46\text{ N} = 23.16\text{Ton}$$

Para el cálculo de la fuerza cortante resistente por el acero de refuerzo se tendrá en cuenta las disposiciones del ítem 11.10.10 del RNE:

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y \dots (5)$$

De donde  $\rho_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal y  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, que para este caso se considerará 4200kg/cm<sup>2</sup>. Según la ecuación (5) se nota que se tendrá un valor diferente para cada espécimen:

### **Para el muro M-01**

El muro M-01 presenta una cuantía horizontal de 0.0012. A continuación se presenta la sección del muro para el espécimen M-01:

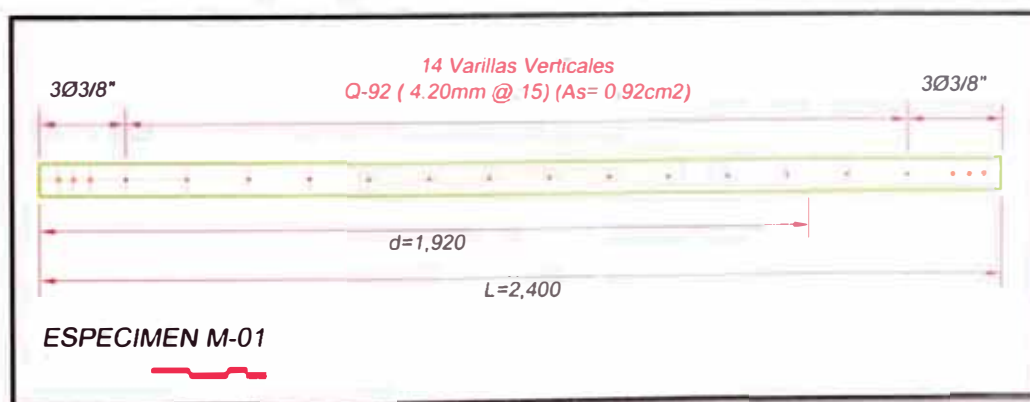


Fig. 5.43 Sección transversal del muro M-01

Reemplazando valores en la ecuación (5) se tiene:

$$V_s = 1536 \times 0.0012 \times 4200 = 7.74 \text{ ton}$$

Por lo tanto de la ecuación (2) se tiene:

$$V_n = 23.16 + 7.74 = 30.90 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 30.90 = 26.27 \text{ ton}$$

### **Para el muro M-02**

El muro M-02 presenta una cuantía horizontal de 0.0018. A continuación se presenta la sección del muro para el espécimen M-02:

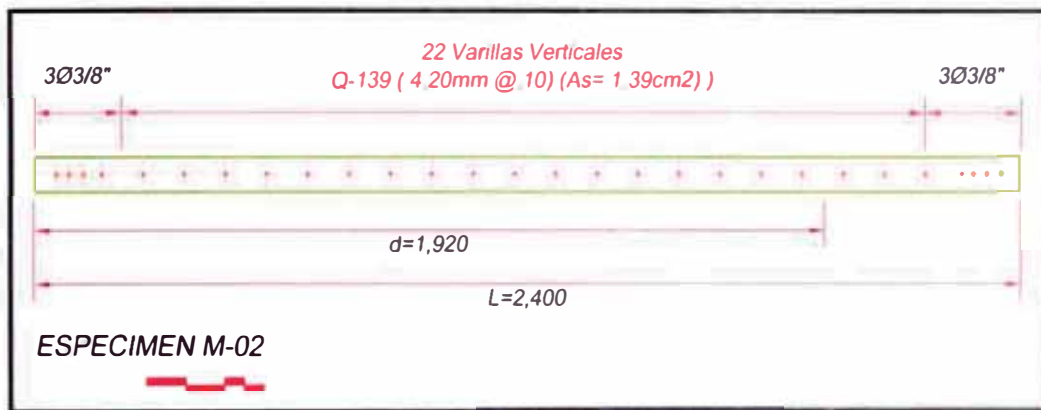


Fig. 5.44 Sección transversal del muro M-02

Reemplazando valores en la ecuación (5) se tiene:

$$V_s = 1536 \times 0.0018 \times 4200 = 11.61 \text{ ton}$$

Por lo tanto de la ecuación (2) se tiene:

$$V_n = 23.16 + 11.61 = 34.77 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 34.77 = 29.55 \text{ ton}$$

### **Para el muro M-03**

El muro M-02 presenta una cuantía horizontal de 0.0020. A continuación se presenta la sección del muro para el espécimen M-03:

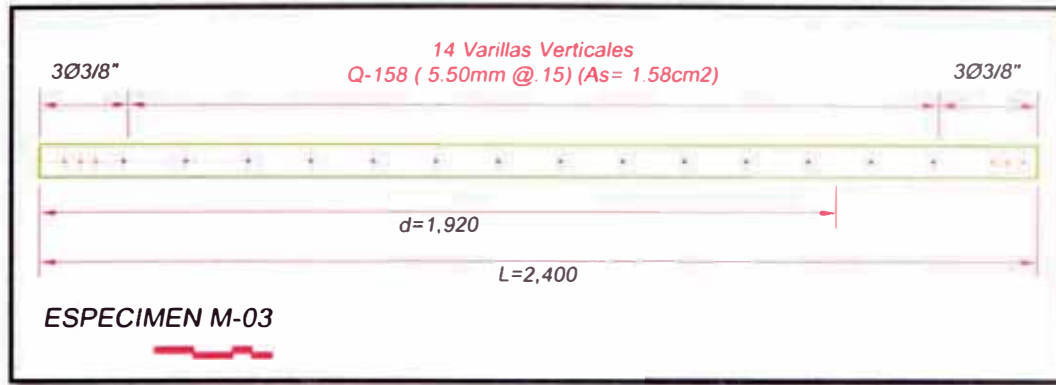


Fig. 5.45 Sección transversal del muro M-03

Reemplazando valores en la ecuación (5) se tiene:

$$V_s = 1536 \times 0.0020 \times 4200 = 12.90 \text{ ton}$$

Por lo tanto de la ecuación (2) se tiene:

$$V_n = 23.16 + 12.90 = 36.06 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 36.06 = 30.65 \text{ ton}$$

#### Para el muro M-04

El muro M-04 presenta una cuantía horizontal de 0.0025. A continuación se presenta la sección del muro para el espécimen M-04:

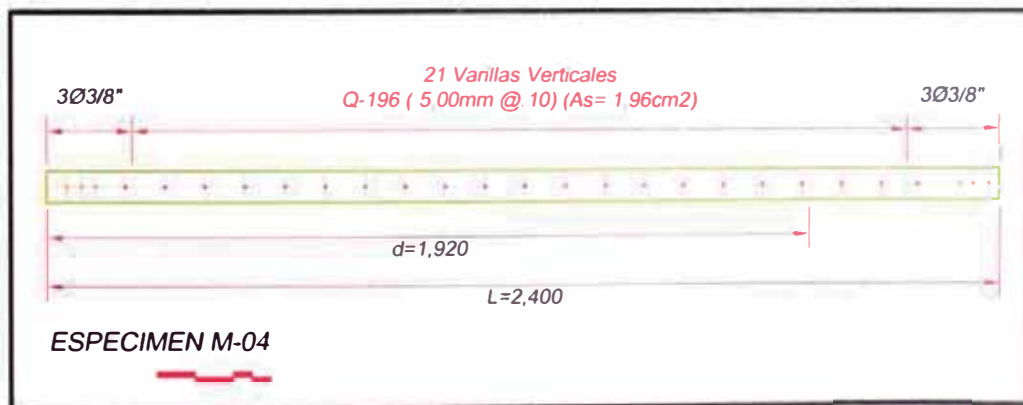


Fig. 5.46 Sección transversal del muro M-04

Reemplazando valores en la ecuación (5) se tiene:

$$V_s = 1536 \times 0.0025 \times 4200 = 16.13 \text{ ton}$$

Por lo tanto de la ecuación (2) se tiene:

$$V_n = 23.16 + 16.13 = 39.29 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 39.29 = 33.40 \text{ ton}$$

Resumiendo para los cuatros especímenes se tiene el siguiente cuadro comparativo, en donde en general se nota que la fuerza cortante resistente según el RNE es mayor que la fuerza cortante máxima obtenida de los ensayos de carga lateral cíclica.

**Tabla 5.14** Tabla resumen donde se muestra el comparativo de la fuerza cortante resistente versus la fuerza cortante máxima obtenida de los ensayos de carga lateral cíclica

ESPECIMEN	FUERZA CORTANTE RESISTENTE			FUERZA CORTANTE SEGÚN ENSAYOS DE CARGA CÍCLICA
	V <sub>c</sub> (ton)	V <sub>s</sub> (ton)	ϕV <sub>n</sub> (ton)	V <sub>u</sub> (ton)
M-01	23.16	7.74	26.27	20.72
M-02	23.16	11.61	29.55	20.96
M-03	23.16	12.90	30.65	24.85
M-04	23.16	16.13	33.40	29.96



## CAPÍTULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 CONCLUSIONES

**6.1.1.** El objetivo general y los específicos han sido desarrollados en su totalidad; consistiendo éstos en líneas generales, en el desarrollo de pruebas experimentales y analíticas. En cuanto a las pruebas experimentales se construyó cuatro especímenes a escala natural, los mismos que fueron sometidos al ensayo de carga lateral cíclica. Además se eligió a uno de los cuatro especímenes ya ensayados, para ser sometido a un sistema de reparación, siendo este nuevamente sometido al ensayo de carga lateral cíclica. Para el caso de las pruebas analíticas, se realizaron estas en base a modelos computarizados basados en elementos finitos, tomando como arquitectura típica, un módulo del proyecto Parques del Agustino (Lima - Perú) y uno del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II (Cali - Colombia).

**6.1.2.** Según datos estadísticos del INEI la población en la ciudad de Lima presenta en la actualidad, un incremento del 2% anual, lo cual genera que incremente la demanda de viviendas, sobre todo las dirigidas hacia los sectores de bajos recursos económicos. La presente investigación está dirigida básicamente a este sector, buscando a través de pruebas experimentales y analíticas hacer cumplir los ítems 1.3.1 y 21.2.12 del RNE, con el fin de buscar su aplicabilidad y una disminución en el costo final de las viviendas.

**6.1.3.** Se realizaron ensayos de carga lateral cíclica en cuatro muros, cuyas características geométricas son de 2300mm de altura, 2400mm de ancho y 80mm de espesor aproximadamente. Estos muros han sido reforzadas con mallas electrosoldadas de diferentes cuantías tal como se muestra en la tabla 3.3. Así el muro M1 de menor refuerzo, presenta una cuantía de 0.0012, el muro M2 presenta una cuantía de 0.0018, el muro M3 presenta una cuantía de 0.0020, y el muro M4 de mayor refuerzo, presenta una cuantía de 0.0025.

**6.1.4.** La carga aplicada en los ensayos de los cuatro muros y el muro reparado consistió, en una carga lateral que obedece al patrón de desplazamientos según el código FEMA-461, mientras que la carga vertical de valor constante (20 tonf), equivale al peso promedio que soportaría un muro del primer nivel dentro de una edificación de muros de ductilidad limitada de cinco pisos de altura.

**6.1.5.** El concreto utilizado en los cuatro muros, presentó un asentamiento previo al vaciado de 9". Mientras que su resistencia a la compresión promedio el día del ensayo alcanzó los 350Kg/cm<sup>2</sup>.

**6.1.6.** En general para los cuatro muros ensayados se encontró que esfuerzo promedio de corte máximo encontrado varía desde 11.7 kgf/cm<sup>2</sup> a 15.3kgf/cm<sup>2</sup>. Además se identifica que el rango elástico de los muros termina bajo una distorsión 1/1500 bajo un esfuerzo de 5.50kgf/cm<sup>2</sup>, generándose una no linealidad que se inicia con el agrietamiento de los talones del muro, siguiendo una secuencia de grietas diagonales en los lados del muro hacia la zona central, la misma que se acentúa bajo una distorsión de 1/770, llegando la falla del muro por el levantamiento del talón y el cizallamiento interior de la malla de refuerzo. Esta falla depende del refuerzo en el muro, encontrándose que para el muro de menor refuerzo M1 la falla del talón ocurre bajo una distorsión de 1/400 bajo un esfuerzo de 12.0kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo para los muros con mayor refuerzo M3 y M4 la falla se alcanza para una distorsión de 1/250 y un esfuerzo promedio aproximadamente de 13.5kg/cm<sup>2</sup>.

**6.1.7.** De acuerdo con los resultados encontrados por los investigadores del CISMID; se propone que para el agrietamiento de estos muros debe considerarse un límite elástico de 1/1500, de manera que no se supere un esfuerzo de 5.5Kg/cm<sup>2</sup>, a fin de controlar los agrietamientos en caso de sismos moderados.

**6.1.8.** De acuerdo con los resultados encontrados por los investigadores del CISMID; se recomienda considerar una de distorsión de 1/400 para el diseño con este tipo de muro. Además deberá considerarse que el esfuerzo límite deberá ser menor a 13.50 Kgf./cm<sup>2</sup>.

**6.1.9.** De acuerdo con los resultados encontrados por los investigadores del CISMID; se estima que para este tipo de muro se puede asignar una ductilidad no mayor de 3.0 para asegurar que los parámetros sugeridos en este reporte sean válidos.

**6.1.10.** De acuerdo con el plano presentado en el anexo 03, donde se presenta el registro de las fisuras producidas durante el ensayo en los cuatro muros, se nota por ejemplo que el muro M-01 presenta menos fisuras en el alma en comparación con los demás muros, llegando a registrar el muro M-04 un mayor número de fisuras, de donde se puede inferir que el nivel de fisuración depende de la cuantía de reforzamiento, de donde a mayor cuantía, mayor es el dominio de la falla por flexo-compresión y por ende mayor el número de fisuras diagonales. Cabe hacer notar que el grado de fisuración también depende del espaciamiento de las varillas de la malla electrosoldada y el tipo de anclaje de ésta con la cimentación.

**6.1.11.** Para el análisis analítico a través de elementos finitos se usó el programa de análisis estructural ETABS V9.7, en el cual se utilizó el módulo de análisis lineal dinámico, simulando los parámetros sísmicos del RNE-E030 para una edificación cimentada en la ciudad de Lima.

**6.1.12.** Para el proyecto Parques del Agustino desarrollado en Perú y el proyecto Bosques de Ciudad 2000-II de Colombia se tiene que la densidad de muros en la dirección más débil es de 1.66% y 2.31% respectivamente y una relación de aspecto baja menor a 3.

**6.1.13.** Del análisis lineal dinámico, aplicado al modelo en base a muros de 10cm del proyecto Parques del Agustino, se tiene que el esfuerzo producido en los muros debido a la carga axial, no supera el valor de 13kg/cm<sup>2</sup>, mientras que el esfuerzo de corte no supera los 7kg/cm<sup>2</sup>.

**6.1.14.** Del análisis lineal dinámico, aplicado al modelo en base a muros de 08cm del proyecto Parques del Agustino, se tiene que el esfuerzo debido a la carga axial no supera los 15kg/cm<sup>2</sup>, mientras que el esfuerzo debido al cortante no supera los 9kg/cm<sup>2</sup>.

**6.1.15.** Del análisis lineal dinámico, aplicado al modelo en base a muros de 08cm del proyecto Bosques de Ciudad 2000-II se tiene que el esfuerzo producido en los muros debido a la carga axial se tiene que este no supera el valor de 18kg/cm<sup>2</sup>, mientras que el esfuerzo de corte no supera los 5kg/cm<sup>2</sup>.

**6.1.16.** En base a los resultados del análisis lineal dinámico realizado en el modelo Parques del Agustino, en el cual se consideró como espesor de muro 10cm (ver ítem 6.1.17) y las recomendaciones de diseño hechas por los investigadores del CISMID producto de las pruebas experimentales (ver ítems 6.1.11 y 6.1.12) se puede notar que la distorsión presentada en cada nivel del modelo no supera el valor de 1/400, tal como se muestra en la siguiente tabla, donde se presenta los drift registrados del modelo, comparados con el drift del RNE y el recomendado por los investigadores del CISMID.

MODELO: PROYECTO PARQUES DE AGUSTINO MUROS ⇒ 10cm					
NIVELES	Dirección de Análisis	Máximo Desplazamiento Inelástico (cm)	Drift	Máximo Drift NTE E0-30	Máximo Drift CISMID
PISO 05	SISMO DX	0.1454400	0.0006060	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.0640800	0.0002670	0.005	0.0025
PISO 04	SISMO DX	0.3024000	0.0006540	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.1332000	0.0002880	0.005	0.0025
PISO 03	SISMO DX	0.4564800	0.0006420	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.2008800	0.0002820	0.005	0.0025
PISO 02	SISMO DX	0.5860800	0.0005400	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.2584800	0.0002400	0.005	0.0025
PISO 01	SISMO DX	0.6595200	0.0003060	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.2930400	0.0001440	0.005	0.0025

Además el esfuerzo de corte de 7.0kg/cm<sup>2</sup> registrado en el modelo, no supera el esfuerzo de corte límite 13.50kg/cm<sup>2</sup>, sin embargo supera el esfuerzo límite de agrietamiento de 5.5Kg/cm<sup>2</sup>. En la figura 5.17 se presenta el esfuerzo de corte que se presenta en los muros mas esforzado de modelo en base a elementos finitos.

**6.1.17.** En base a los resultados del análisis lineal dinámico realizado en el modelo Parques del Agustino, en el cual se consideró como espesor de muro 08cm (ver ítem 6.1.18) y las recomendaciones de diseño hechas por los

investigadores del CISMID producto de las pruebas experimentales (ver ítems 6.1.11 y 6.1.12) se puede notar que la distorsión presentada en cada nivel del modelo no supera el valor de 1/400, tal como se muestra en la siguiente tabla, donde se presenta los drift registrados del modelo, comparados con el drift del RNE y el recomendado por los investigadores del CISMID.

MODELO: PROYECTO PARQUES DE AGUSTINO MUROS = 08 cm					
NIVELES	Dirección de Análisis	Máximo Desplazamiento Inelástico (cm)	Drift	Máximo Drift NTE E0-30	Máximo Drift CISMID
PISO 05	SISMO DX	0.1641600	0.0006840	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.0712800	0.0002970	0.005	0.0025
PISO 04	SISMO DX	0.3420000	0.0007410	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.1483200	0.0003210	0.005	0.0025
PISO 03	SISMO DX	0.5162400	0.0007260	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.2246400	0.0003180	0.005	0.0025
PISO 02	SISMO DX	0.6631200	0.0006120	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.2894400	0.0002700	0.005	0.0025
PISO 01	SISMO DX	0.7473600	0.0003510	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.3290400	0.0001650	0.005	0.0025

Además el esfuerzo de corte registrado 9.0kg/cm<sup>2</sup> no supera el esfuerzo de corte límite 13.50kg/cm<sup>2</sup>, sin embargo supera el esfuerzo límite de agrietamiento 5.5Kg/cm<sup>2</sup>. En la figura 5.21 se presenta el esfuerzo de corte que se presenta en los muros mas esforzado de modelo en base a elementos finitos

**6.1.18.** En base a los resultados del análisis lineal dinámico realizado en el modelo Bosques de Ciudad 2000-II, en el cual se consideró como espesor de muro 08cm (ver ítem 6.1.18) y las recomendaciones de diseño hechas por los investigadores del CISMID producto de las pruebas experimentales (ver ítems 6.1.11 y 6.1.12) se puede notar que la distorsión presentada en cada nivel del modelo no supera el valor de 1/400, tal como se muestra en la siguiente tabla, donde se presenta los drift registrados del modelo, comparados con el drift del RNE y el recomendado por los investigadores del CISMID.

MODELO: PROYECTO BOSQUES DE CIUDAD 2000-II					
MUROS E=08cm					
NIVELES	Dirección de Análisis	Máximo Desplazamiento Inelástico (CM)	Drift	Máximo Drift NTE E0-30	Máximo Drift CISMID
PISO 05	SISMO DX	0.12312	0.000513	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.11880	0.000495	0.005	0.0025
PISO 04	SISMO DX	0.25560	0.000552	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.25488	0.000567	0.005	0.0025
PISO 03	SISMO DX	0.38448	0.000537	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.39744	0.000594	0.005	0.0025
PISO 02	SISMO DX	0.49248	0.000500	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.52344	0.000525	0.005	0.0025
PISO 01	SISMO DX	0.55296	0.000252	0.005	0.0025
	SISMO DY	0.59184	0.000285	0.005	0.0025

Además el esfuerzo de corte registrado  $9.0\text{kg/cm}^2$  no supera el esfuerzo de corte límite  $13.50\text{kg/cm}^2$ , sin embargo supera el esfuerzo límite de agrietamiento  $5.5\text{Kg/cm}^2$ . En la figura 5.40 se presenta el esfuerzo de corte que se presenta en los muros mas esforzado de modelo en base a elementos finitos

6.1.19. Para todos los especímenes se obtuvo que la fuerza cortante resistente según las formulaciones del RNE, es mayor que la fuerza cortante máxima obtenida del ensayo de carga lateral cíclica, según se muestra en la siguiente tabla:

ESPECIMEN	FUERZA CORTANTE RESISTENTE			FUERZA CORTANTE SEGÚN ENSAYOS DE CARGA CÍCLICA
	Vc (ton)	Vs (ton)	$\phi V_n$ (ton)	Vu (ton)
M-01	23.16	7.74	26.27	20.72
M-02	23.16	11.61	29.55	20.96
M-03	23.16	12.90	30.65	24.85
M-04	23.16	16.13	33.40	29.96

6.1.20. La reparación del espécimen M-01, se realizó a través de inyecciones epóxicas, consistiendo en la colocación de un material de alta performance superior al concreto para otorgar un monolitismo y funcionamiento de la estructura reparada. El aditivo usado para la reparación de las fisuras en el alma

del muro y entre la junta con la base de concreto fue una resina epóxica llamada comercialmente Eucopoxi Injection Resin, además la reparación de los talones de muro se realizó a través de un mortero epóxico llamado EUCO E3G.

**6.1.21.** En general se pudo observar que luego de terminado el ensayo, este espécimen no presentaba una gran cantidad de fisuras en el alma del muro. En líneas generales se puede afirmar que las fisuras desarrolladas en el espécimen, tienen el mismo patrón que las desarrolladas en el espécimen en el ensayo inicial. A partir de la histéresis del espécimen se observó que este alcanzó un desplazamiento de 14.240 mm para la carga máxima de 18.21tf y una rigidez inicial de 19.41 ton/mm, la cual es mayor que la rigidez inicial del muro sin reparar. Además se puede apreciar que este tuvo un comportamiento elástico hasta un desplazamiento de 0.475mm equivalente a una carga de 9.21tf y un esfuerzo de corte 5.41kg/cm<sup>2</sup>. Por último se produce la falla en el muro y este pierde su verticalidad, llegando a un nivel de esfuerzos de 8.92kgf/cm<sup>2</sup>. En la figura 4.61 se presenta un gráfico, donde se muestra el comparativo entre curvas envolventes de esfuerzo cortante, de donde se puede notar que se ha perdido aproximadamente el 12% de su capacidad inicial.

## 6.2 RECOMENDACIONES

**6.2.1.** Del mismo modo como el estado impulsó en los años 60 a través del proyecto PREVI el desarrollo de un conjunto de sistemas estructurales que hagan posible que la vivienda esté al alcance de los sectores de bajos ingresos; hoy en día éste mismo ente debe de impulsar la investigación a fin de poder mitigar el problema de escasez de vivienda antisísmica, donde no solo se monopolice el sistema de muros de ductilidad limitada como solución única al mencionado problema, sino que se busque alternativas de sistemas estructurales no convencionales, a fin de poder poner a disposición del sector de bajos ingresos, alternativas de vivienda mas económicas y sísmicamente competentes.

**6.2.2.** Además del comportamiento sísmico del sistema de muros de ductilidad limitada se debe de investigar medidas de solución ante los problemas funcionales mencionados en el capítulo II, como por ejemplo la propagación del sonido entre habitaciones contiguas, debido al paso del fluido a través de las montantes y además buscar soluciones ante los problemas térmicos que se presentan debido al poco espesor de los muros. En general se debe poner énfasis en el funcionamiento ya que el objetivo es brindarle al usuario final una vivienda antisísmica y funcionalmente de buena calidad, entendiéndose como calidad la satisfacción del cliente.

**6.2.3.** Se recomienda revisar la norma E060 del RNE, ya que esta fue basada en el reglamento ACI 318, el cual es aplicable para edificios y no para viviendas; entendiéndose una edificación de máximo 3 pisos de altura. El objetivo es tener ciertos lineamientos que apliquen de manera diferenciada tanto para una vivienda como para un edificio, ya que por ejemplo las demandas sísmicas podrían ser diferentes en ambos casos. Esto con el fin de poder mitigar aun más el problema de vivienda económica antisísmica.

**6.2.4.** Con el fin de tener un mejor conocimiento del comportamiento sismorresistente de muros de ductilidad limitada se recomienda que se complemente los ensayos experimentales de la presente investigación con la construcción y posterior ensayo de muros en forma de T y H, con el fin de



conocer el aporte de resistencia debido a las aletas de los muros ortogonales, ya que en los proyectos de hoy en día estructurados en este sistema la mayoría de los muros presentan en sus extremos muros de arriostre perpendiculares.

**6.2.5.** Como complemento a la presente investigación se recomienda efectuar un análisis comparativo, entre los resultados de los ensayos de carga lateral cíclica mostrados en el capítulo IV y el modelo analítico propuesto en la tesis “Seismic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Squat Shear Walls” propuesta por Christian Greifenhagen, quien ha elaborado un modelo en el cual toma en cuenta la interacción entre el cortante y la flexión en muros de corte ligeramente reforzados.

**6.2.6.** Además se recomienda realizar un análisis del pandeo en los muros, poniendo énfasis en aquellos que no se encuentren arriostrados por muros ortogonales, a fin de verificar la estabilidad lateral del mismo.

**6.2.7.** Se recomienda seguir las recomendaciones hechas por el Prof. Richard E. Klingner de la Universidad de Texas en Austin – EEUU, donde nos dice que: “Las normas de diseño y detallamiento, y de factores de diseño sísmico, para los llamados “edificios de ductilidad limitada,” deben desarrollarse dentro de un contexto consistente para todo sistema estructural, que se basa en limitar la probabilidad de colapso frente al sismo máximo considerado, a un nivel aceptable”.

**6.2.8.** A partir de los resultados mostrados en el capítulo IV, se puede calibrar modelos computarizados, los cuales tomen en cuenta la no linealidad de los materiales, la incursión en el rango inelástico y la pérdida de resistencia debido a la fisuración. Debido a que luego de la ocurrencia de un evento sísmico los muros incursionan en el rango inelástico y su capacidad se ve reducida debido a la presencia de fisuras.

**6.2.9.** Para el cálculo de factor de reducción de fuerza sísmica (R) se recomienda que se utilice el trabajo desarrollado por el Ing. Adolfo Gálvez Villacorta, titulado “Propuesta del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica para Sistemas Estructurales en Concreto Armado con Muros Reforzados por Barras

Dúctiles y Mallas Electrosoldadas”, la cual estuvo basada en la metodología planteada por el ATC (2004) y Klingner (2007).

**6.2.10.** Para el diseño de edificios en base a muros de ductilidad limitada de 08cm de espesor se recomienda tener presente las recomendaciones hechas por los investigadores del CISMID, producto de los resultados del ensayo de carga lateral cíclica y algunos parámetros principales, como por ejemplo; la densidad de muros, la relación de aspecto y la continuidad de muros en elevación. Ya que de estos depende principalmente el comportamiento sísmorresistente.

## BIBLIOGRAFÍA

1. CIP-SENCICO, *"Normas para el Diseño de Edificios con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada"*. Lima, Perú 2004.
2. Delgado Ehni, Raúl y Peña Rodríguez-Larraín, Catalina. *"Edificios Peruanos con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada"*, PUCP. Lima, Perú 2006.
3. FEMA 461. *"Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components"*. California, Estados Unidos 2007.
4. Gálvez Villacorta, Adolfo; Pique del Pozo, Javier; Scaletti Farina, Hugo; Zavala Toledo, Carlos. *"Notas Sobre el Comportamiento de Edificaciones con Muros de Concreto Reforzados con Malla Electrosoldada"*, Universidad Nacional de Ingeniería, CISMID. Lima, Perú 2006.
5. Gálvez Villacorta, Adolfo. *"Viviendas Económicas de Concreto con Mallas Electrosoldada"*. Lima, Perú 2010.
6. Gálvez Chunas, Pamela. *"Procedimiento para Evaluar Requerimientos de Confinamientos en Estructuras de Muros de Ductilidad Limitada"*. Lima, Perú 2007.
7. Greinfenhagen, C. *"Seismic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Squat Shear Walls"*, Tesis de Doctorado N° 3512, Escuela Politécnica Federal de Lausana. Suiza 2006.
8. Huamán Tito, José. *"Análisis y diseño de Muros de Ductilidad Limitada"*, Tesis de Grado, UNI. Lima. Perú 2004.
9. Herrera Artigas, Juan Pablo. *"Construcción de Edificios con Muros de Ductilidad Limitada"*. Experiencias Proyecto Los Parques Del Agustino. Lima – Perú 2010.
10. Klingner, Richard; *"Comentarios sobre Edificios de Ductilidad Limitada"*, Lima, 2007.
11. Medina Gutiérrez, Gabriela. *"Estudio del Comportamiento Experimental a Escala Natural de Muros y Modulo de Concreto Reforzado con Malla Electrosoldada"*, UNI. Lima, Perú 2005.
12. Norma Técnica De Edificaciones. *"E.030 Diseño Sismorresistente"*. Lima, Perú 2006.

13. Norma Técnica de Edificaciones. "E.060 Concreto Armado". Lima, Perú 2009.
14. Park & Pauly. "Estructuras De Concreto Reforzado". Editorial Limusa, México 1978.
15. San Bartolomé, Ángel. Muñoz, A. Villagarcía, M. Acuña C. "Comportamiento Sísmico de Placas de Concreto Reforzadas con Mallas Electrosoldadas", PUCP. Lima, Perú 2003.
16. San Bartolomé, Ángel. "Comportamiento a Carga Lateral de Muros Delgados de Concreto Reforzados con Malla Electrosoldada y Acero Dúctil", PUCP. Lima, Perú 2007.
17. Zavala Toledo, Carlos. "Estudio Experimental del Comportamiento de Muros de Concreto de Baja Resistencia", UNI. Lima, Perú 1998.

### **ESTUDIOS ANALIZADOS**

- 1.- Gálvez Villacorta, Adolfo. "Viviendas de Concreto con Mallas Electrosoldadas", **PREMIO GRAÑA Y MONTERO A LA INVESTIGACIÓN EN LA INGENIERIA PERUANA**. Lima, Perú 2010.

## ANEXOS

### **ANEXO 01: PANEL FOTOGRÁFICO**

- ANEXO 1.1** Construcción de los Especímenes en el Laboratorio
- ANEXO 1.2** Ensayo en el Concreto
- ANEXO 1.3** Ensayo de carga lateral cíclica
- ANEXO 1.4** Ensayo de Carga Lateral Cíclica de Especimen M-01 reparado

### **ANEXO 02: HOJAS TÉCNICAS**

- ANEXO 2.1** Ficha Técnica Euco - 452gel
- ANEXO 2.2** Ficha Técnica E3G
- ANEXO 2.3** Ficha Técnica Eucopoxy Injection Resine

### **ANEXO 03: PLANOS**

- ANEXO 3.1** Geometría y Acero de Muro de Ductilidad Limitada de 08cm de Espesor - Laboratorio
- ANEXO 3.2** Patrón de Grietas
- ANEXO 3.3** Proyecto Bosques de Ciudad 2000-II Cali Colombia - Estructuras
- ANEXO 3.4** Proyecto Parques del Agustino – Lima Perú - Arquitectura
- ANEXO 3.5** Proyecto Parques del Agustino – Lima Perú - Estructuras