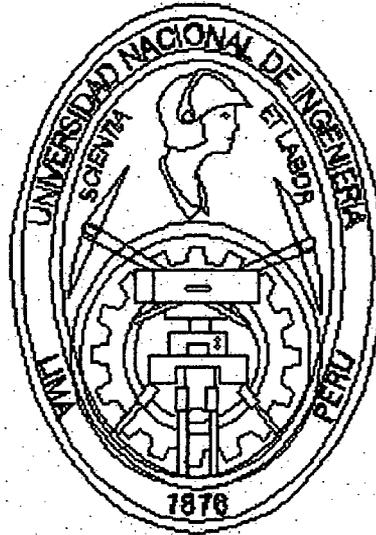


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL A
ESCALA NATURAL DE MUROS Y MÓDULO DE CONCRETO
REFORZADOS CON MALLA ELECTROSOLDADA**

TESIS

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

GABRIELA MEDINA GUTIÉRREZ

LIMA-PERÚ

2005

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

DEDICATORIA

A mamá Martita por la fuerza inspiradora y su constancia inagotable, a mis hermanos Juan y Luis, por la niñez compartida, a mis familiares por haber estado siempre cerca.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional de Ingeniería, por haberme acogido y formado en sus aulas.

A las empresas UNICON, FORSA Y PRODAC, por el apoyo financiero y técnico que permitió el desarrollo de la presente tesis.

Al Laboratorio de Estructuras - CISMID, por el apoyo y facilidades brindadas.

Al Dr. Ing. Carlos Zavala Toledo, por su asesoramiento permanente.

A todas las personas que contribuyeron a concretizar esta investigación.

INDICE

	Pág.
CAPITULO I : INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos del Proyecto	1
1.3 Justificación del Proyecto	2
CAPITULO II : ASPECTOS GENERALES	3
2.1 Descripción del Sistema Estructural compuesto por losas y muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada	3
2.1.1 Componentes del Sistema Estructural	3
2.1.1.1 Concreto	3
2.1.1.2 Malla Electrosoldada	7
2.1.1.3 Encofrado Modular	14
2.1.2 Descripción del Sistema Constructivo	15
2.2 Características de los especímenes de ensayo	21
2.2.1 Muros	21
2.2.2 Módulo	23
2.3 Construcción de los especímenes de ensayo	25
2.3.1 Muros	25
2.3.2 Módulo	31
CAPITULO III : ANÁLISIS TEÓRICO	38
3.1 Generalidades	38
3.1.1 Consideraciones generales para el análisis	39
3.1.2 Refuerzo mínimo en muros	40
3.2 Verificación por Flexo-compresión	41
3.3 Verificación por Corte	44
3.3.1 Corte por tensión diagonal	44
3.3.2 Corte por deslizamiento	46
3.3.3 Capacidad al corte de los muros	47
3.4 Cálculo de rigideces	48
3.5 Comentarios y Observaciones	49

CAPITULO IV: ESTUDIO EXPERIMENTAL	50
4.1 Laboratorio y Equipos de Ensayo	50
4.1.1 Control de ensayo y registro de resultados	51
4.2 Resistencia del concreto a la compresión	52
4.2.1 Objetivos	52
4.2.2 Técnica de ensayo	52
4.2.3 Resultados obtenidos	54
4.3 Ensayo cíclico de muros cargados en su plano	55
4.3.1 Objetivos	55
4.3.2 Técnica de ensayo	55
4.3.2.1 Sistema de Carga	55
4.3.2.2 Montaje e Instrumentación	57
4.3.2.3 Metodología del ensayo	61
4.4 Ensayo cíclico de muro con acción perpendicular a su plano	62
4.4.1 Objetivos	62
4.4.2 Técnica de ensayo	62
4.4.2.1 Sistema de Carga	62
4.4.2.2 Montaje e Instrumentación	62
4.4.2.3 Metodología del ensayo	68
4.5 Ensayo de un módulo a escala natural	69
4.5.1 Objetivos	69
4.5.2 Técnica de ensayo	69
4.5.2.1 Sistema de Carga	69
4.5.2.2 Montaje e Instrumentación	70
4.5.2.3 Metodología del ensayo	76
CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS	77
5.1 Procesamiento de los datos obtenidos en los ensayos para los muros	77
5.2 Resultados obtenidos para los muros	79
5.2.1 Muro MQE257EP-01	79
5.2.2 Muro MQE257EP-02	92
5.2.3 Muro MQE2557EP-03	104
5.2.4 Muro MQE188EP-01	116

5.2.5 Muro MQE188EP-02	128
5.2.6 Muro MQE188EP-03	139
5.2.7 Muro MFEN3EP-01	151
5.2.8 Muro MQE188PP-01	162
5.3 Resultados obtenidos para el módulo	172
5.4 Determinación del Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica (R)	199
5.4.1 Definición	199
5.4.2 Modelo Trilineal de la curva envolvente	200
5.4.3 Ductilidad	201
5.4.4 Resumen obtenido para los muros	202
5.4.4.1 Muro MQE257EP-01	202
5.4.4.2 Muro MQE257EP-02	204
5.4.4.3 Muro MQE257EP-03	206
5.4.4.4 Muro MQE188EP-01	208
5.4.4.5 Muro MQE188EP-02	210
5.4.4.6 Muro MQE188EP-03	212
5.4.4.7 Muro MFEN3EP-01	214
5.4.5 Resultados obtenidos para el módulo	217
5.5 Evaluación de la aproximación de la resistencia teórica de los especímenes con lo obtenido experimentalmente	220
5.6 Resumen general de resultados	221
5.6.1 Comparación de deformaciones	225
5.6.2 Comparación de rigideces	226
5.6.3 Resumen general de los especímenes ensayados	227
5.6.4 Comentarios y Observaciones	231
CAPITULO VI: DIAGNOSIS DEL COMPORTAMIENTO ELÁSTICO DE LOS ESPECÍMENES	234
6.1 Método de los Elementos Finitos	234
6.2 Consideraciones tomadas para los análisis de los muros	234
6.3 Consideraciones tomadas para el análisis del módulo	236
6.4 Comparación de los resultados obtenidos de los modelos matemáticos con la respuesta experimental de los especímenes	237
6.4.1 Muros ensayados con cargas paralelas a su plano	237

6.4.2 Muro ensayado con carga perpendicular a su plano (MQE188PP-01)	241
6.4.3 Módulo	242
6.5 Análisis Dinámico del módulo usando el espectro de diseño de la Norma Técnica de Edificación E-030	247
6.6 Análisis Estático de muros usando el espectro de diseño de la Norma Técnica de Edificación E-030	249
6.7 Análisis No Lineal Elástico para los muros	253
CAPITULO VII : CONCLUSIONES	258
BIBLIOGRAFÍA	264
ANEXO: PLANOS	266

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

A partir del año 1998 en el Laboratorio de Estructuras del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, se vienen realizando una serie de ensayos para estudiar el comportamiento estructural del sistema de losas y muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada, también conocido como sistema de muros de ductilidad limitada.

Actualmente en el país, un significativo número de edificios que se construye en zonas urbanas corresponden a este tipo de sistema estructural, el cual no se encuentra normalizado (existe una propuesta de norma para este sistema), permitiendo la realización de un estudio experimental un mejor entendimiento de este sistema.

1.2 Objetivos del proyecto

- Estudiar el comportamiento experimental de muros y un módulo de un piso de concreto reforzados con malla electrosoldada.
- Describir el patrón de fallas ante una secuencia predeterminada de deformaciones, asimismo determinar los desplazamientos y distorsiones laterales que permita un adecuado comportamiento del sistema.
- Obtener el Coeficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas "R", asociado al valor de distorsión apropiado, para este sistema estructural de muros de ductilidad limitada.
- Evaluar la aproximación de la resistencia teórica de los especímenes con lo obtenido experimentalmente.
- Comparar las respuestas de los análisis lineales frente a la respuesta experimental de los especímenes.

1.3 Justificación del Proyecto

El sistema estructural de muros de concreto de ductilidad limitada, está siendo objeto de estudios e investigaciones, por lo tanto, la realización de ensayos a escala natural de muros y un módulo de un piso contribuirán a un mejor entendimiento de este sistema estructural, generando umbrales y limitaciones que deben ser tomados en consideración durante el proceso de análisis y diseño.

Es muy importante el ensayo de un módulo a escala natural que permite, a diferencia de ensayar solamente muros, observar la interacción de los componentes cimiento-muro, muro-losa, muro-muro, bajo desplazamientos controlados.

CAPITULO II: ASPECTOS GENERALES

2.1 Descripción del Sistema Estructural compuesto por losas y muros delgados de concreto reforzados con malla electrosoldada

En el presente sistema estructural, la resistencia sísmica y de cargas de gravedad en las dos direcciones está dada por muros de concreto armado de ductilidad limitada. Los muros tienen un espesor usual de 10 cm a 15 cm, pudiéndose variar de acuerdo a las especificaciones estructurales del proyecto. Son reforzados con malla electrosoldada en el eje del muro; en los extremos se utiliza acero vertical convencional en una sola hilera, se prescinde de extremos confinados. Los sistemas de piso son losas macizas de 10 cm ó 12 cm de espesor, reforzadas con doble malla electrosoldada; estas losas cumplen la función de diafragma rígido.

Es un sistema de construcción industrializado in situ, debido a que siguiendo un proceso repetitivo permite la producción en serie de unidades de vivienda. Es un sistema completo, porque cubre con todos los requerimientos constructivos de una unidad de vivienda.

El sistema permite vaciar monolíticamente muros y losas. El encofrado que utiliza está compuesto de módulos de aluminio fundido de diferentes dimensiones, que ensamblados conforman la formaleta para los muros y losas de la edificación.

2.1.1 Componentes del Sistema Estructural

El presente sistema estructural está compuesto por los siguientes elementos:

- Concreto
- Malla electrosoldada
- Encofrado modular

A continuación se detallará la naturaleza de cada elemento.

2.1.1.1 Concreto

Es un producto artificial compuesto de un medio ligante denominado pasta, en el cual se encuentran inmersas partículas de un medio ligado conocido como agregado.

Las propiedades del concreto están determinadas principalmente por las características físicas y químicas de sus materiales componentes, asimismo es necesario tener en cuenta factores como el proceso de mezclado, transporte, colocación y curado.

a. Pasta

Es el resultado de la combinación química del material cementante con el agua. Es la fase continua del concreto.

La pasta cumple las siguientes funciones en el concreto:

- Separar las partículas de agregado.
- Otorga propiedades requeridas al producto endurecido.
- Llenar los vacíos existentes entre las partículas de agregado.
- Lubricar a la masa no endurecida aún.

b. Agregado

Es el conjunto de partículas inorgánicas, de origen natural o artificial. Los agregados son la fase discontinua del concreto, se encuentran inmersos en la pasta y ocupan entre el 62% y el 78% de la unidad cúbica del concreto. El agregado se clasifica en agregado fino y agregado grueso, los cuales provienen de la desintegración natural o artificial de las rocas.

El agregado fino pasa el tamiz de 3/8" y queda retenido en el tamiz N°200. La arena es uno de los agregados finos más conocidos, obtenido a partir de la desintegración natural de las rocas.

El agregado grueso queda retenido en el tamiz N°4 , es comúnmente clasificado en grava y piedra triturada o chancada. La grava es el resultado de la disgregación y abrasión natural de materiales pétreos. Se le encuentra generalmente en canteras y lechos de ríos depositado en forma natural. La piedra chancada, o piedra triturada, es el agregado grueso producto de la trituración artificial de rocas y gravas. El hormigón es el material conformado por una mezcla de arena y grava, se encuentra en forma natural en la corteza terrestre y es empleado tal como se extrae de la cantera.

El agregado en el concreto cumple las siguientes funciones importantes:

- Reduce el contenido de pasta por unidad de volumen, reduciendo el costo de la unidad cúbica de concreto.
- Reduce los cambios de volumen producto de los procesos de fraguado y endurecimiento, de humedecimiento y secado.
- Resiste las acciones mecánicas, de intemperismo o desgaste.

Aditivos

Los aditivos son materiales utilizados como componentes del concreto o el mortero, los cuales son añadidos antes o durante el mezclado. Por su naturaleza, se clasifican en aditivos químicos y aditivos minerales.

Los aditivos químicos comprenden a los plastificantes, superplastificantes, incorporadores de aire y los controladores de fragua.

Los aditivos minerales son materiales silíceos muy finos, entre los cuales tenemos a los aditivos naturales, cenizas volantes o *fly ash*, microsílíce y escoria de la producción del acero.

Los aditivos utilizados deberán cumplir con los requisitos de las Normas ASTM o ITINTEC correspondientes.

De acuerdo a la Norma ASTM C-494, los aditivos se clasifican en:

TIPO A	Reductores de agua
TIPO B	Retardadores de fragua
TIPO C	Acelerantes
TIPO D	Reductores de agua-retardadores de fragua
TIPO E	Reductores de agua-acelerantes
TIPO F	Super Reductores de agua
TIPO G	Super Reductores de agua-acelerantes

Aditivos Controladores de Fragua

Pueden ser aditivos aceleradores o aditivos retardadores.

Aditivos Acelerantes

Se define como aditivos acelerantes a aquellos productos químicos que incorporados a la mezcla permiten:

- a) Incrementar velocidad de fraguado.
- b) Lograr incrementos significativos en la resistencia inicial del concreto.
- c) Reducir los períodos de curado y protección necesarios para alcanzar una resistencia determinada en el concreto.
- d) Trabajar el concreto en mejores condiciones durante los períodos de baja temperatura ambiente.

La aceleración del desarrollo inicial de resistencia permite un desencofrado más rápido, reducción del período de protección del concreto y por consiguiente menor duración del proceso constructivo.

Aditivos Retardadores

Los aditivos retardadores de fragua, incrementan el tiempo de reacción del cemento, los cuales incorporados a la mezcla permiten:

- a) Compensar la fragua rápida que se produce en altas temperaturas.
- b) Mantener el concreto trabajable durante la colocación por un mayor período.

Aditivos Plastificantes

Los aditivos plastificantes sirven para lograr concretos más trabajables. Permiten reducir la cantidad de agua en la mezcla. Si se mantiene constante la cantidad de cemento, entonces la resistencia del concreto aumenta. Si la relación entre la cantidad de agua y el cemento no varía, al reducir la cantidad de agua disminuirá la cantidad de cemento, por lo tanto se obtendrá un concreto con igual resistencia pero con menos cantidad de cemento en la mezcla.

Aditivos Superplastificantes

Los aditivos conocidos como superplastificantes, o aditivos reductores de agua de alto rango, son químicamente diferentes a los aditivos reductores de agua normales y pueden ser empleados para reducir significativamente el contenido de agua del concreto, hasta tres o cuatro veces el agua que puede ser reducida con el uso de

plastificantes. Esta reducción varía entre 20% y 30% del contenido total del agua, manteniendo una consistencia dada, sin producir efectos no deseados en el fraguado. Esto significa producir concretos con relación agua-cemento muy baja, permitiendo obtener concretos de alta resistencia con bajo contenido de agua y el mismo contenido de cemento, sin afectar la trabajabilidad.

Asimismo pueden ser empleados para incrementar el asentamiento significativamente sin necesidad de aumentar el agua de la mezcla original. El objetivo es aumentar la trabajabilidad sin causar segregación, permitiendo colocar el concreto en secciones con alta cuantía de acero de refuerzo.

2.1.1.2 Malla Electrosoldada

Las mallas electrosoldadas están constituidas por varillas lisas o corrugadas, laminadas en frío, dispuestas en mallas cuadradas o rectangulares y soldadas en todas sus intersecciones.

El alambre de acero destinado para la fabricación de la malla electrosoldada, deberá cumplir las siguientes normas:

- **Norma ASTM A 82-94 “Especificaciones standard para el alambre liso utilizado como refuerzo en el concreto”**
 - Resistencia a la Rotura ≥ 550 MPa (5600 Kg/cm²)
 - Límite de Fluencia (tensión producida para una deformación plástica de 0.35%) ≥ 485 MPa (5000 Kg/cm²)
 - Reducción del área 30% como mínimo.

- **Norma ASTM A 496-94 “Especificaciones standard para el alambre corrugado utilizado como refuerzo en el concreto”**
 - Resistencia a la Rotura ≥ 550 MPa (5600 Kg/cm²)
 - Límite de Fluencia (tensión producida para una deformación plástica de 0.35%) ≥ 485 MPa (5000 Kg/cm²)

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificación E-060 Capítulo 3, se deberán cumplir los siguientes requerimientos:

- El alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la Norma ITINTEC 341.068, excepto que el diámetro del alambre no será de tamaño inferior a 5.5 mm. y para alambre con una resistencia especificada a la fluencia f_y superior a 4200 kg/cm², f_y será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0.35%. (Sección 3.4.3.5)
- La malla soldada de alambre liso para refuerzo del concreto debe cumplir con la especificación ITINTEC 350.002, excepto que para alambre con una resistencia especificada a la fluencia f_y superior a 4200 kg/cm², f_y será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0.35%.
Las intersecciones soldadas no deberán espaciarse más de 30 cm. en la dirección del refuerzo principal de flexión. (Sección 3.4.3.6)
- La malla soldada de alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la Norma ITINTEC 350.002, excepto que para alambre con una resistencia especificada a la fluencia f_y superior a 4200 kg/cm², f_y será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0.35%.
Las intersecciones soldadas no deberán espaciarse más de 40 cm. en la dirección del refuerzo principal de flexión. (Sección 3.4.3.7)

Proceso de Fabricación del acero destinado a la fabricación de la malla electrosoldada

El proceso de fabricación del alambre se realiza mediante el proceso del estirado en frío de modo de obtener una resistencia a la rotura de 5600 Kg/cm², con una reducción de sección no mayor del 30% para el caso de alambres lisos. Para el caso de los alambres corrugados, las corrugaciones se obtienen mediante la laminación.

La malla electrosoldada deberá cumplir las siguientes normas:

- **Norma ASTM A 185-94 “Especificaciones para la fabricación de mallas electrosoldadas lisas utilizadas como refuerzo en el concreto”**
- **Norma ASTM A 497-94 “Especificaciones para la fabricación de mallas electrosoldadas corrugadas utilizadas como refuerzo en el concreto”**

Longitud de desarrollo del refuerzo

El concepto de longitud de desarrollo se basa en el esfuerzo de adherencia logrado sobre la longitud embebida del refuerzo. La longitud de desarrollo está referida a la longitud mínima de refuerzo que se requiere embeber en el concreto para garantizar el desarrollo de su resistencia de diseño a partir de una determinada sección crítica. Esta longitud de desarrollo depende de las características del refuerzo tales como el diámetro, ubicación, recubrimiento y del concreto que la rodea.

Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre corrugado sometida a tracción

En el Código ACI 318, en el Capítulo 12, en la sección 12.7 referida al desarrollo de la malla electrosoldada de alambre corrugado sometida a tracción se indica:

- La longitud de desarrollo l_d en mm, de la malla electrosoldada de alambre corrugado medida desde del punto de sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de la longitud de desarrollo l_d obtenida en las secciones 12.2.2 ó 12.2.3 multiplicada por un factor para malla de alambre obtenido de las secciones 12.7.2 ó 12.7.3. Se permite reducir la longitud de desarrollo de acuerdo con la sección 12.2.5 cuando sea aplicable pero l_d no debe ser menor a 200 mm, excepto para cálculo de los traslapes de acuerdo con la sección 12.18. Cuando se utilice el factor para malla de alambre de la sección 12.7.2 se permite usar un factor por revestimiento β igual a 1.0 para malla electrosoldada de alambre revestida con epóxico en las secciones 12.2.2 y 12.2.3. (Sección 12.7.1). Ver Figura 2.1.
- Para mallas electrosoldadas de alambre corrugado con al menos un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo y a no menos de 50 mm del punto de sección crítica, el factor para malla de alambre debe tomarse como el mayor de:

$$\left(\frac{f_y - 240}{f_y} \right) \quad \text{o} \quad \left(\frac{5db}{s_w} \right)$$

pero no necesita ser mayor a 1.0. El valor 240 tiene como unidad el MPa. (Sección 12.7.2)

- Para mallas electrosoldadas de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo o con alambre único a menos de 50 mm del punto de sección crítica, el factor para malla de alambre debe tomarse como 1.0 y la longitud de desarrollo debe determinarse igual que para alambre corrugado. (Sección 12.7.3)
- Cuando se presente algún alambre liso en la malla de alambre corrugado en la dirección de la longitud de desarrollo, la malla debe ser desarrollada de acuerdo con la sección 12.8. (Sección 12.7.4)

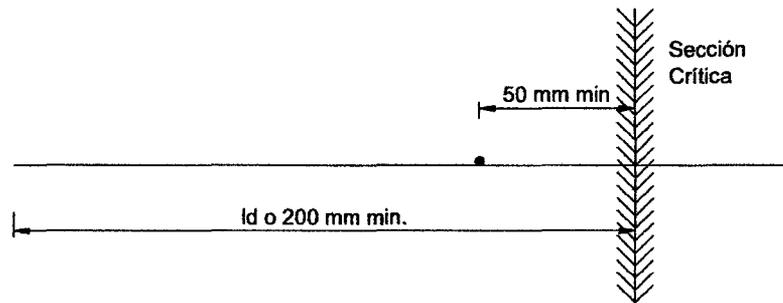


Figura 2.1- Longitud de desarrollo de la malla electrosoldada de alambre corrugado

Desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso sometida a tracción

En el Código ACI 318, en el Capítulo 12, en la sección 12.8 referida al desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso sometida a tracción, indica que el esfuerzo de fluencia de la malla electrosoldada de alambre liso, debe considerarse que se desarrolla mediante el embebido en el concreto de 2 alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 50 mm de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de desarrollo l_d en mm, medida desde la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado no debe ser menor que:

$$3.3 \frac{A_w}{s_w} \left(\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \lambda$$

Excepto cuando el refuerzo proporcionado excede de lo requerido, esta longitud puede reducirse de acuerdo con la sección 12.2.5; (l_d) no debe ser menor a 150 mm excepto para el cálculo de traslapes de acuerdo a la sección 12.19. Ver Figura 2.2.

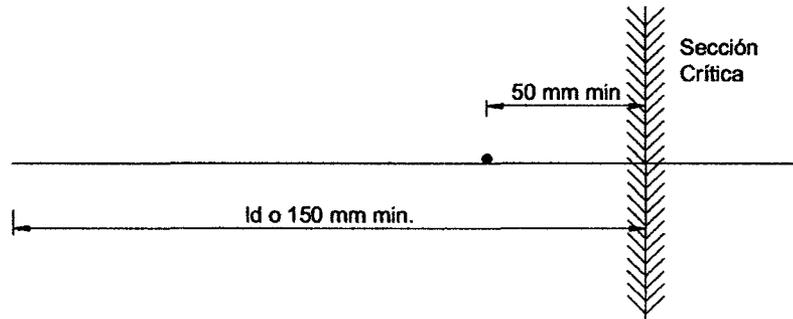


Figura 2.2- Longitud de desarrollo de la malla electrosoldada de alambre liso

Empalmes de malla electrosoldada de alambre corrugado sometida a tracción

En el Código ACI 318, en el Capítulo 12, en la sección 12.18 referida a empalmes de malla electrosoldada de alambre corrugado sometida a tracción se indica:

- La longitud mínima del traslape de mallas electrosoldadas de alambre corrugado, medida entre los extremos de cada hoja de malla, no debe ser menor que $1.3 l_d$ ni 200 mm y el traslape medido entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla no debe ser menor que 50 mm. l_d debe ser la longitud de desarrollo para el esfuerzo especificado a la fluencia f_y , de acuerdo con la sección 12.7. (Sección 12.18.1).

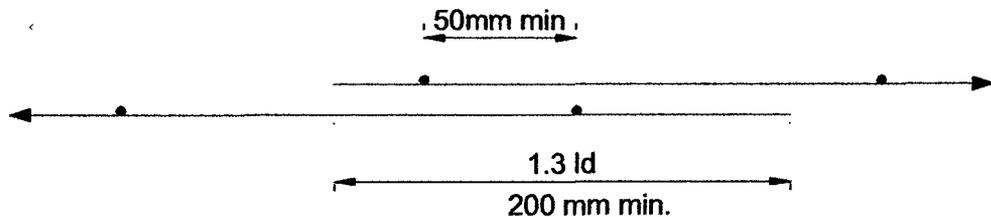


Figura 2.3 -Traslapes en mallas de alambre corrugado

- Los traslapes de malla electrosoldada de alambre corrugado, sin un alambre transversal dentro de la longitud del traslape, se deben determinar de manera similar a los del alambre corrugado. (Sección 12.18.2).

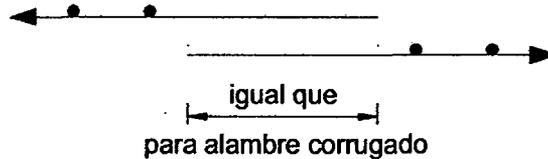


Figura 2.4 -Traslapes en mallas de alambre corrugado

- Cuando se presenta un alambre liso en la malla electrosoldada de alambre corrugado en la dirección del traslape, o cuando se está traslapando una malla electrosoldada de alambre corrugado con una malla electrosoldada de alambre liso, la malla debe ser traslapada de acuerdo con la sección 12.19. (Sección 12.18.3)

Empalmes de malla electrosoldada de alambre liso sometida a tracción

De acuerdo al Código ACI 318, en el capítulo 12, en la sección 12.19, indica que la longitud mínima de traslapes de malla electrosoldada de alambre liso debe cumplir con las secciones 12.19.1 y 12.19.2

- En la sección 12.19.1 indica que cuando el área de refuerzo proporcionado es menor que 2 veces la requerida por el análisis en la zona del traslape, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, no debe ser menor que un espaciamiento de los alambres transversales más 50 mm, ni menor que $1.5 l_d$ ni 50 mm, donde l_d debe ser la longitud de desarrollo para el esfuerzo de fluencia especificado f_y de acuerdo con la sección 12.8.

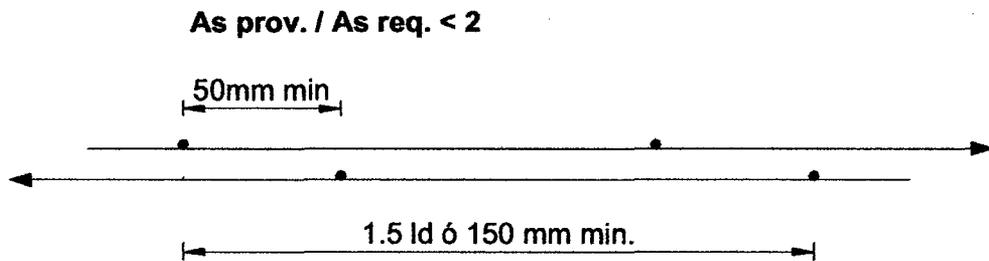


Figura 2.5 -Traslapes en mallas de alambre liso

- En la sección 12.19.2 indica que cuando el área de refuerzo proporcionado es por lo menos 2 veces la requerida por el análisis en la ubicación del empalme, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales mas alejados de cada hoja de malla, no debe ser menor que 1.5 ld ni que 50 mm, donde ld debe ser la longitud de desarrollo para el esfuerzo especificado a la fluencia fy de acuerdo con la sección 12.8.

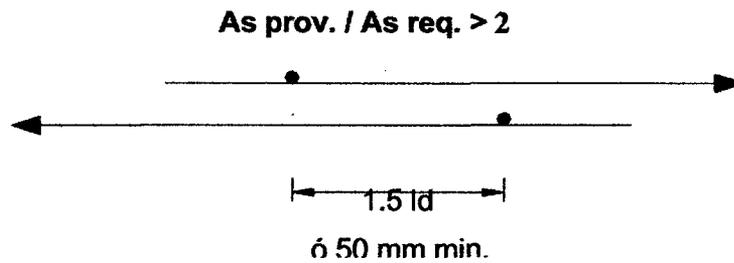


Figura 2.6 -Traslapes en mallas de alambre liso

2.1.1.3 Encofrado Modular

Existen distintos sistemas de encofrados en el mercado. Para la presente investigación se utilizó el sistema de encofrado de las formaletas FORSA.

El sistema de encofrado de la formaleta en aluminio está compuesto por paneles y accesorios. Los paneles forman una estructura temporal autoportante, capaz de soportar presiones sin deformarse. Los paneles son conformados por la unión entre sí de perfiles extruidos con aleación estructural. Los paneles o formaletas son suministrados modularmente en diferentes medidas, permitiendo ensamblar losas y muros de acuerdo al diseño. El peso promedio de un panel de 90 cm x 240 cm es de aproximadamente 40 kg.

Los accesorios como cuñas, pines, corbatas, tensores, tapamuros, alineadores, esquineros, tornillos y abrazaderas, aseguran la formaleta y garantizan la textura y alineación.

- El **Pin-Flecha** actúa como elemento que sujeta el perfil de unión entre uno y otro panel.



Figura 2.7– Pin-Flecha

- El **Pin-Grapa** se usa para conectar formaletas de muro y losa con la cenefa.

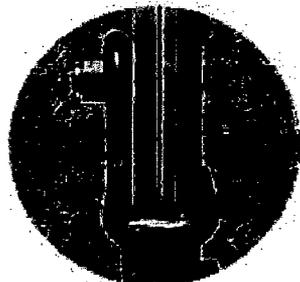


Figura 2.8 – Pin-Grapa

- El **Porta-Alineador** es colocado en las perforaciones de la formaleta, forma dos hileras a lo largo del encofrado: una abajo para alinear las formaletas y otra arriba para alinearlas en la parte más alta.



Figura 2.9 – Porta-Alineador

2.1.2 Descripción del Sistema Constructivo

Proceso de Cimentación

Se debe hacer un replanteo detallado de la obra, después de realizar el trabajo topográfico y de replanteo se procede con la construcción de la cimentación.

El proceso de cimentación parte con la preparación del terreno, continuando con la excavación de la viga corrida que es el soporte de todos los muros portantes de la estructura. Seguidamente se coloca todo el acero de refuerzo tanto en las vigas como en losa de cimentación.

Posteriormente se coloca el acero de arranque para el traslape posterior con la malla de refuerzo del piso siguiente de la estructura; se usan dowells de malla o varillas de fierro tradicional para este fin. Finalmente se procede con el vaciado de la losa de cimentación.

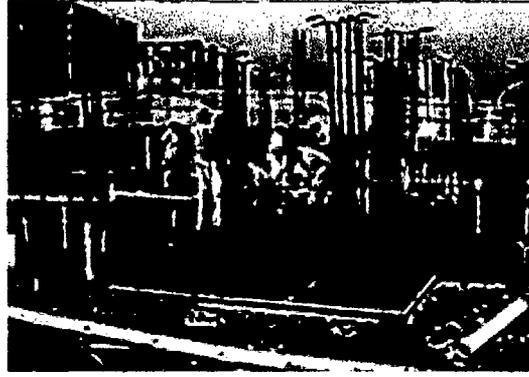


Foto 2.1 – Colocación del acero de refuerzo de la losa de cimentación

Instalación de mallas de muro

Se traslapan las mallas electrosoldadas de refuerzo de muros con el acero de arranque, se instalarán también las varillas de refuerzo de acuerdo a lo establecido en el diseño.

Cuando se tenga instalado el refuerzo de los muros, se procede a las instalaciones eléctricas, sanitarias, y de gas. Se fijan los ductos y elementos según lo establecido en el plano. Se debe tener cuidado en el correcto amarre de las cajas eléctricas debido a que éstas pueden desplazarse en el momento del vaciado (las cajas deben ser rellenadas para evitar la penetración de concreto).



Foto 2.2 – Instalaciones eléctricas, sanitarias y de gas

Montaje de Formaletas de muros

Previa revisión de las mallas, el acero de refuerzo y que las instalaciones estén debidamente colocadas de acuerdo con los planos, se prosigue al montaje de la formaleta de los muros. Antes de comenzar a encofrar se debe aplicar el desmoldante a los paneles para que el concreto no se adhiera.

Se debe tener en cuenta haber realizado el correcto trazo de los muros, con el fin de definir el posicionamiento y espesor de los muros, que puede ser de 8, 10, 12, 15 cms, etc. (dependiendo del cálculo estructural).



Foto 2.3 – Guía para el montaje de la formaleta de muro

La unión entre paneles se realiza con pin, pin flecha y cuñas; en la medida en que se ensamblan las dos caras de cada muro. Posteriormente se colocan los distanciadores (corbatas) para lograr el espesor homogéneo del muro.

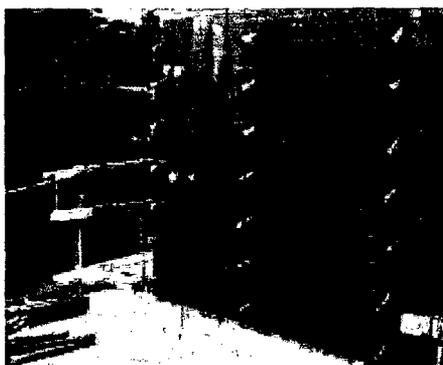


Foto 2.4 – Instalación de distanciadores (corbatas)

La verticalidad del edificio se logra mediante los alineadores y tensores. Para aplomar los muros se utiliza un elemento llamado porta-alineador, el cual ayuda a mantener plomada la formaleta, así como para resistir el empuje del concreto en el momento del vaciado.

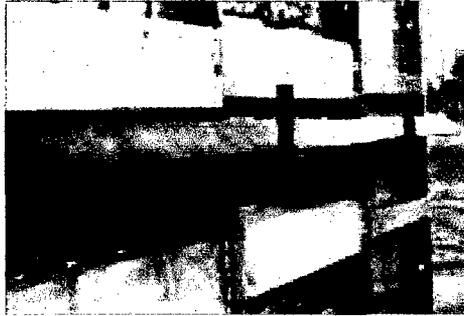


Foto 2.5 – Instalación del Porta-alineador

El proceso de montaje de la formaleta de muro se inicia con la colocación de los tableros de los muros interiores y se continúa con el de los exteriores, este procedimiento permite facilitar y agilizar la maniobra.

Montaje de Formaletas de losa

Una vez terminado el ensamblaje de los paneles de los muros, se procede a colocar los tableros de la losa, para lo cual se utilizan perfiles conectores.



Foto 2.6 – Montaje de formaletas de losa

El sistema permite dejar apuntalada la losa por medio del puntal nivelador, con el fin de poder reutilizar la formaleta al día siguiente después de que la losa adquiera cierta resistencia.



Foto 2.7 – Puntal Nivelador

Instalación del acero de refuerzo de losa

Después de concluida la labor de montaje de la formaleta de losa se procede a la instalación de las mallas de acero de refuerzo, instalaciones eléctricas e hidráulicas y los separadores de malla.

Al final se debe realizar una inspección visual, que consiste en verificar las nivelaciones y asegurarse de la correcta instalación de los accesorios (pines, cuñas, distanciadores-corbatas), asimismo de la correcta colocación de las mallas e instalaciones.



Foto 2.8 – Montaje del refuerzo de la losa

Vaciado del Concreto

El vaciado de concreto de muros y losa se realiza monolíticamente. La compactación o vibrado del concreto es muy importante para eliminar el exceso de aire atrapado en la mezcla. Esto se logra mediante el uso de vibradores, así como golpear la formaleta con martillo o mazo de caucho a fin de obtener una superficie de buen acabado.



Foto 2.9 – Vaciado del concreto

Desmontaje de Formaletas de Muros y Losas

Al día siguiente, se procede a desmontar las formaletas de muros y losas utilizando las herramientas adecuadas, dando inicio por los paneles de muros y finalmente los tableros de losa. Las formaletas desmontadas serán montadas inmediatamente en la siguiente unidad de vivienda.



Foto 2.10 – Desmontaje de formaletas de muros y losas

2.2 Características de los especímenes de ensayo

2.2.1 Muros

Para evaluar el comportamiento estructural del sistema, se ensayaron 08 muros. Los siete primeros consistían en un sistema muro-losa, con muros de 2.4 m de alto por 2.65 m de largo y 10 cm de espesor y una losa de 2.1 m de ancho por 2.65 m de largo y 12 cm de espesor, la cual estaba centrada en la parte superior del muro. A diferencia de los muros anteriores, el octavo muro tiene una viga solera en lugar de una losa.

Para la construcción de los especímenes usamos concreto premezclado UNICON, mallas electrosoldadas y acero convencional abastecido por PRODAC, y sistema de encofrado de las formaletas FORSA.

El concreto premezclado está compuesto por los siguientes elementos:

- Cemento Portland tipo I -ASTM C-150
- Agregado grueso y fino ASTM C-33
- Aditivo POLYHEED RI, tipos B Y D, ASTM C-494. Master Builders Technologies (MBT)
- Aditivo superplastificante RHEOBUILD 1000, tipos A y F, ASTM C-494. Master Builders Technologies (MBT)
- Fibra de Polipropileno FIBERMESH, para inhibir la formación de agrietamiento en estado plástico.

Para los muros se utilizó concreto premezclado $f_c=175 \text{ Kg/cm}^2$, con aditivo superplastificante para obtener slump de 6" a 8", con fibra de polipropileno. Para las losas se usó concreto premezclado $f_c=175 \text{ Kg/cm}^2$, slump de 3" a 4".

Se debe tener en cuenta que se utilizó el mismo concreto que se emplea en obras reales, para este tipo de sistema estructural.

En todos los casos, la losa se reforzó con doble malla electrosoldada, una malla inferior Q-188 (6 mm @ 15 cm), y una malla superior QE-118 (6.7 mm @ 30 cm).

Los ocho muros fueron construidos sobre vigas de cimentación de dimensiones 0.9 m de ancho por 2.65 m de largo y por 0.3 m de alto, de concreto premezclado $f'_c=175$ Kg/cm², slump de 3" a 4". Asimismo la viga de cimentación fue reforzada con 8 ϕ 5/8" y estribos de 3/8" (1@ 5 cm, 4 @ 10 cm, r@ 20 cm).

En todos los muros se colocó, concentrados en cada extremo, 3 ϕ 1/2" de acero corrugado como refuerzo vertical para tomar las solicitaciones por flexión.

El tipo de refuerzo para cada muro se especifica a continuación.

Muros MQE257EP-01 - MQE257EP-02

Muros reforzado con una malla electrosoldada QE-257 (7 mm @ 15 cm), ubicado en el eje del muro. Para el traslape del refuerzo vertical en la base del muro se utilizó dowells de malla QE-84/257 (4mm/6mm @15 cm). La longitud de traslape del refuerzo vertical es de 50 cm sobre la cimentación. Ver Anexo (Planos).

Muros MQE257EP-03

Muro reforzado con una malla electrosoldada QE-257 (7 mm @ 15 cm), ubicado en el eje del muro. Para el traslape del refuerzo vertical en la base del muro se utilizó espigas de acero convencional ϕ 3/8" @ 0.25 m. La longitud de traslape del refuerzo vertical es de 50 cm sobre la cimentación. Ver Anexo (Planos).

Muros MQE188EP-01 - MQE188EP-02

Muros reforzado con una malla electrosoldada QE-188 (6 mm @ 15 cm), ubicada en el eje del muro. Para el traslape del refuerzo vertical en la base del muro se utilizó dowells de malla QE-84/188 (4mm/6mm @15 cm). La longitud de traslape del refuerzo vertical es de 50 cm sobre la cimentación. Ver Anexo (Planos).

Muro MQE188EP-03

Muro reforzado con una malla electrosoldada QE-188 (6 mm @ 15 cm), ubicado en el eje del muro. Para el traslape del refuerzo vertical en la base del muro se utilizó espigas de acero convencional ϕ 3/8" @ 0.25 m. La longitud de traslape del refuerzo vertical es de 50 cm sobre la cimentación. Ver Anexo (Planos).

Muro MFEN3EP-01

Muro reforzado con una malla de acero convencional $\phi 3/8'' @ 0.25$, ubicada en el eje del muro y embebida en la cimentación. Ver Anexo (Planos).

Muro MQE188PP-01

Muro reforzado con malla electrosoldada QE-188 (6 mm @ 15 cm), ubicado en el eje del muro. Para el traslape del refuerzo vertical en la base del muro se utilizó dowells de malla QE-84/188 (4mm/6mm @15 cm), la longitud de traslape del refuerzo vertical es de 50 cm sobre la cimentación.

Este muro a diferencia de los anteriores tiene una viga solera de 0.3 m x 0.3 m en lugar de una losa, esto debido al tipo de ensayo a realizarse (ensayo perpendicular al plano). Ver Anexo (Planos).

2.2.2 Módulo SCVMML

El módulo es de 01 piso, cuya área en planta es de 18.13 m², con un perímetro de 17.2 m, está constituido por 2 muros longitudinales y 3 muros transversales de 4.90 m y 3.70m respectivamente, con una altura de 2.40 m. (ver figura 2.20).

Para los muros del módulo se utilizó concreto premezclado $f_c=175 \text{ Kg/cm}^2$, con aditivo superplastificante para obtener slump de 6" a 8", con fibra de polipropileno. Para las losas se usó concreto premezclado $f_c=175 \text{ Kg/cm}^2$, slump de 3" a 4".

El techo está conformado por una losa de concreto doblemente reforzada con mallas electrosoldadas. El refuerzo considerado en los muros y en la losa se especifica en el siguiente cuadro:

Tabla 2.1 – Refuerzo de muros y losa del módulo

Espesor de Muro	10 cm
Malla de Refuerzo de Muros	QE-188 (ϕ 6 mm) @ 15 cm
Espesor de Losa	12 cm
Malla de Refuerzo de Losa	
Superior	QE-118 (ϕ 6.7 mm) @ 30 cm
Inferior	QE-188 (ϕ 6 mm) @ 15 cm
Confinamiento esquinas	3 ϕ 1/2"
Dowells del Cimiento	QE-84/188 (ϕ 4 mm/6 mm) @ 15 cm

Los planos de arquitectura y estructuras del módulo se encuentran en el Anexo.

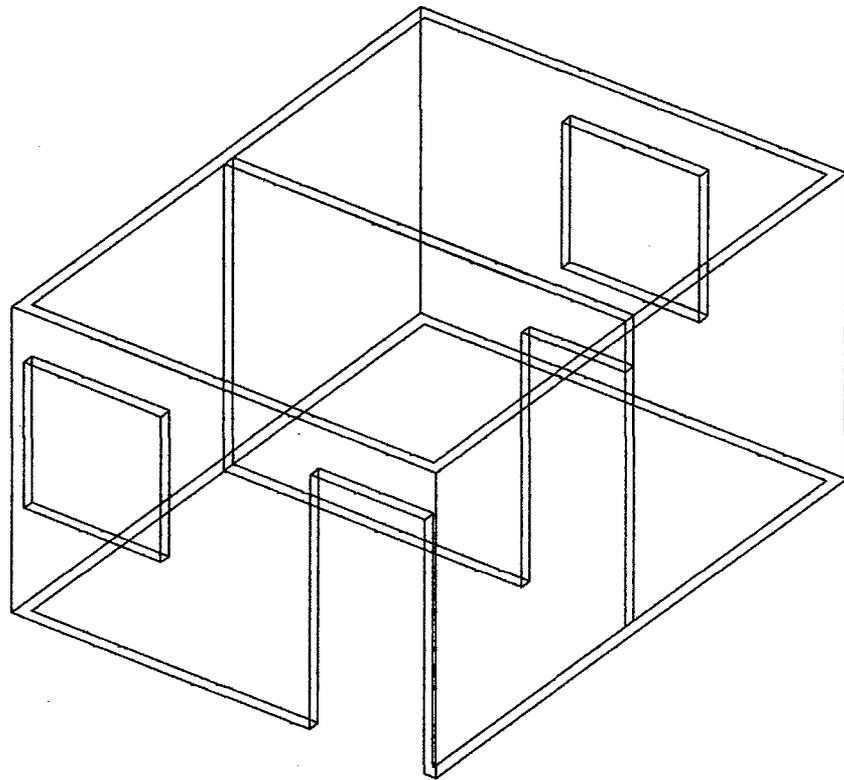


Figura 2.10 – Vista general del módulo

2.3 Construcción de los especímenes de ensayo

2.3.1 Muros

La construcción de los especímenes se realizó en las instalaciones del Laboratorio de Estructuras, siguiendo procedimientos similares a los empleados en obra, teniendo en cuenta consideraciones especiales para la cimentación y la losa, en las cuales se dejó pases para el anclaje de la viga de cimentación a la losa de reacción con el fin de lograr condiciones de empotramiento, y la fijación de una viga metálica de transmisión a la losa superior, la cual permitía la distribución uniforme de las cargas durante el ensayo.

Se construyó un único muro MQE188PP-01 que se diferencia por tener una viga solera en lugar de una losa; esto debido al tipo de ensayo a realizarse (ensayo perpendicular al plano).

El vaciado de todos los muros se realizó mediante bombeo.

Procedimiento constructivo

- Colocación del encofrado de la viga de cimentación, e instalación del refuerzo de la misma. Para lograr una adecuada fijación y anclaje de la viga de cimentación a la losa de ensayo se dejó pases verticales a través de la viga.



Foto 2.11 – Viga de cimentación

- Instalación del refuerzo de arranque. En algunos muros se colocó dowells de malla y en otros muros espigas de acero convencional.



Foto 2.12 – Instalación del refuerzo de arranque

- Vaciado de la viga de cimentación empleando concreto premezclado.

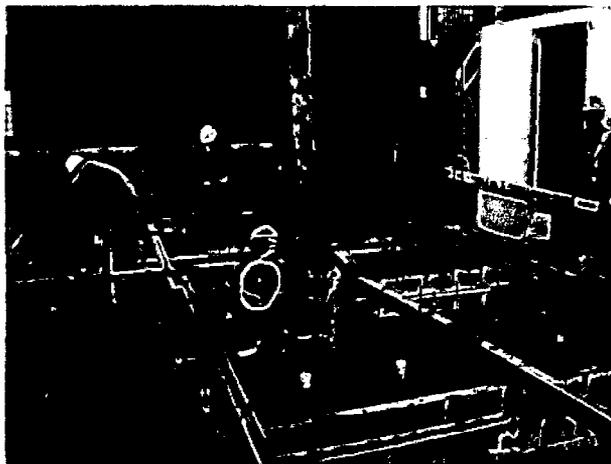


Foto 2.13 – Vaciado de la viga de cimentación

- Instalación de mallas electrosoldadas en los muros, las cuales se traslapan con el acero de arranque. Se instalarán también varillas de refuerzo en los extremos del muro.



Foto 2.14 – Instalación de la malla electrosoldada del muro

- Montaje de formaletas de muro y losa. La unión entre paneles se realiza con pin, pin flecha y cuñas. La colocación de distanciadores (corbatas) es para lograr el espesor homogéneo del muro.

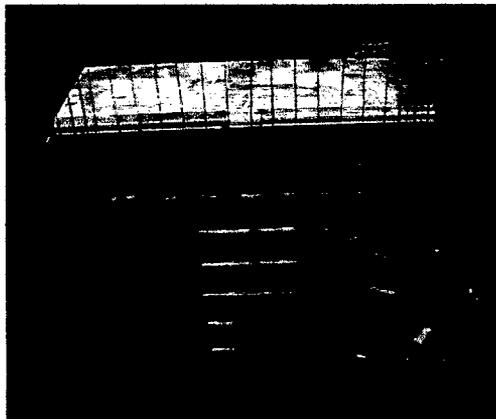


Foto 2.15 – Montaje de formaletas de muro y losa

- Instalación de la malla inferior y superior de la losa.

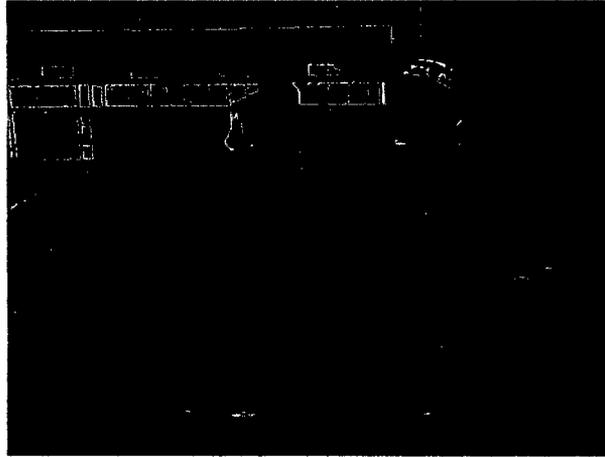


Foto 2.16 – Instalación del refuerzo de la losa

- Colocación de tubos verticales en la parte central de la losa, con el objeto de permitir el pase de pernos para fijar una viga metálica, la cual distribuirá uniformemente las cargas horizontales y verticales que se aplicarán durante el ensayo. Se aplicó una pasta de cal a lo largo de la base del encofrado, para evitar la filtración de lechada de cemento.

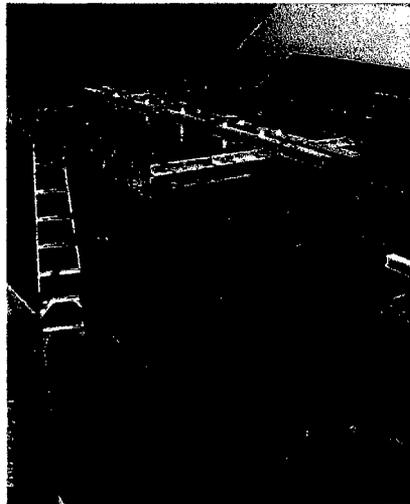


Foto 2.17 – Colocación de tubos verticales en la losa

- En el caso del muro MQE188PP-01 se colocaron pases horizontales para fijar una viga metálica a cada lado de la viga solera para permitir la transmisión de cargas.



**Foto 2.18 – Colocación de tubos horizontales en la viga solera
(Muro MQE188PP-01)**

- Vaciado monolítico muro-losa con concreto premezclado.



Foto 2.19 – Vaciado monolítico muro-losa

- Compactación o vibrado del concreto. Este procedimiento es importante para eliminar el exceso de aire atrapado en la mezcla; esto se logra mediante el uso de vibradores.

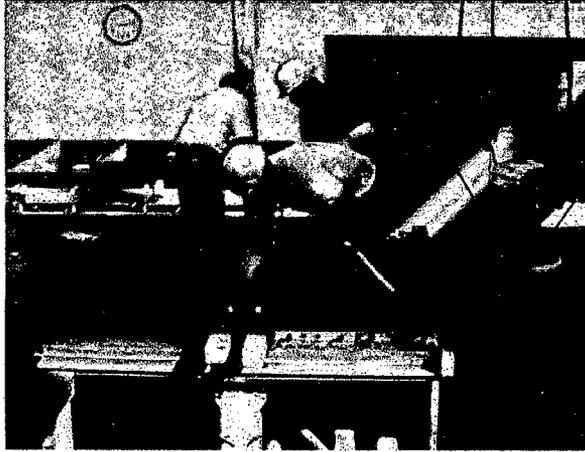


Foto 2.20 – Vibración del concreto

- Vaciado del muro MQE188PP-01 con concreto premezclado.



Foto 2.21 – Vaciado del muro MQE188PP-01

2.3.2 Módulo

La construcción del módulo se realizó en las instalaciones del Laboratorio de Estructuras, siguiendo procedimientos similares a los empleados en obra, teniendo en cuenta consideraciones especiales para la cimentación, en la cual se dejó pases verticales para el anclaje de la cimentación a la losa de reacción con el fin de lograr condiciones de empotramiento. El vaciado de todos los elementos del módulo se realizó mediante bombeo.

Procedimiento constructivo

- Armado del encofrado de la cimentación, e instalación del refuerzo. Para lograr una adecuada fijación de la cimentación a la losa de ensayo se utilizó pernos de acero a través de los pases verticales dejados en la cimentación.

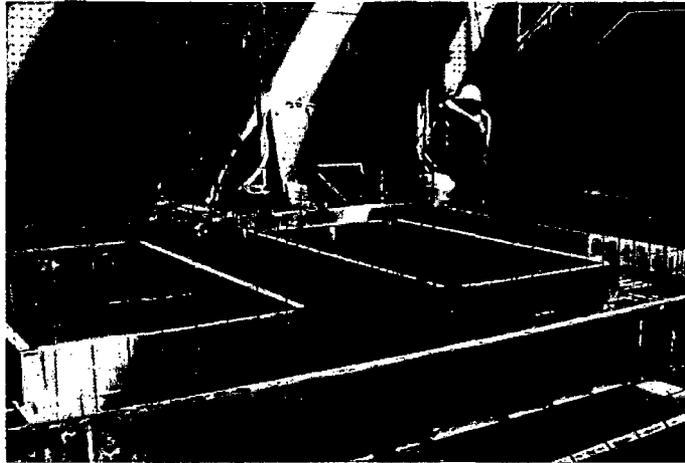


Foto 2.22 – Encofrado de la cimentación

- Instalación de dowells de malla, los cuales constituyen el refuerzo de arranque de los muros. Asimismo, se colocó varillas de refuerzo convencional en los encuentros.



Foto 2.23 – Instalación de dowells de malla

- Vaciado de la cimentación con concreto premezclado. El proceso de compactación o vibrado del concreto es importante para eliminar el exceso de aire atrapado en la mezcla.

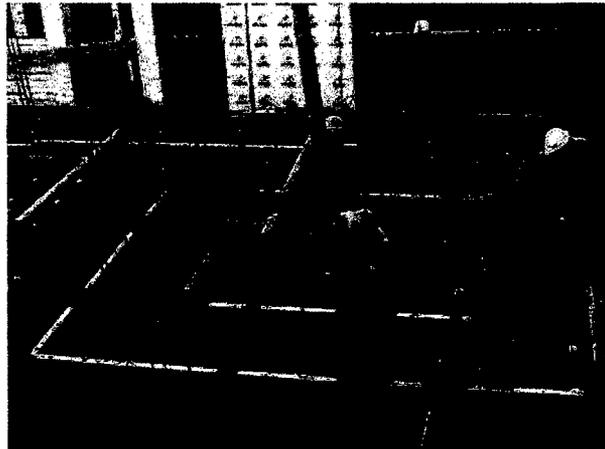


Foto 2.24 – Vaciado de la cimentación

- Instalación de mallas electrosoldadas en los muros, las cuales se traslapan con los dowells de malla. Se instalarán también varillas de refuerzo de acuerdo a lo establecido en el diseño.



Foto 2.25 – Instalación de mallas electrosoldadas

- Montaje de formaletas de los muros. La unión entre paneles se realiza con pin, pin flecha y cuñas, en la medida en que se ensamblan las caras de cada muro. Asimismo se colocan distanciadores (corbatas) para lograr el espesor homogéneo del muro.

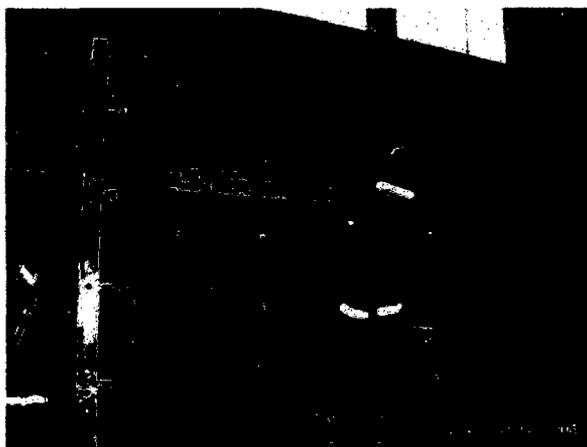


Foto 2.26 – Montaje de formaletas de muro

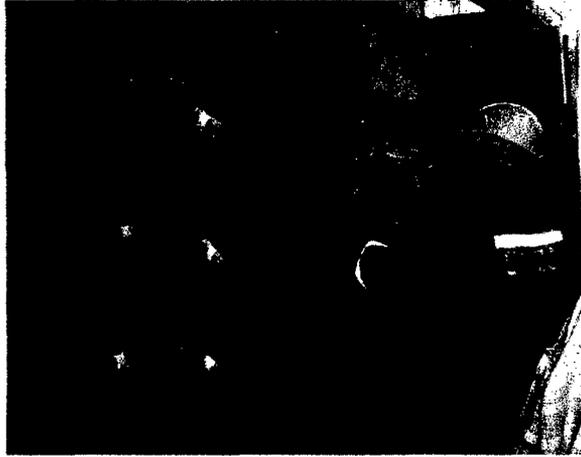


Foto 2.27 – Colocación de distanciadores (corbatas)

- Montaje de formaletas de losa. Una vez terminado el ensamblaje de los paneles de los muros, se procede a colocar los tableros de la losa, para lo cual se utilizan perfiles conectores.

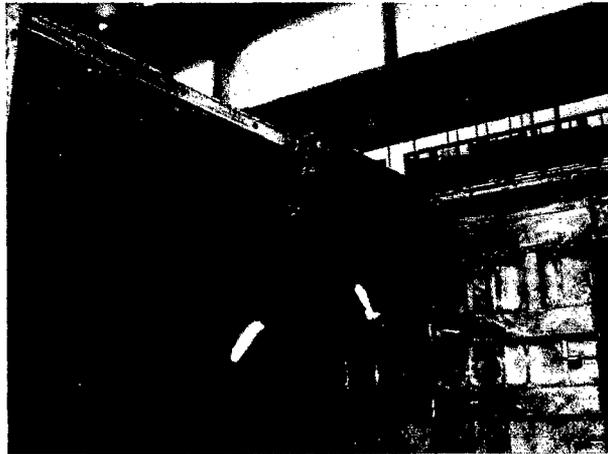


Foto 2.28 – Montaje de formaletas de losa

- Apuntalamiento de la losa por medio del puntal nivelador, con el fin de poder reutilizar la formaleta al día siguiente, después de que la losa adquiera cierta resistencia.



Foto 2.29 – Apuntalamiento de la losa

- Aplicación de una pasta de cal a lo largo de la base del encofrado, para evitar la filtración de lechada de cemento.



Foto 2.30 – Aplicación de la pasta de yeso

- Colocación de la malla inferior y superior de la losa.

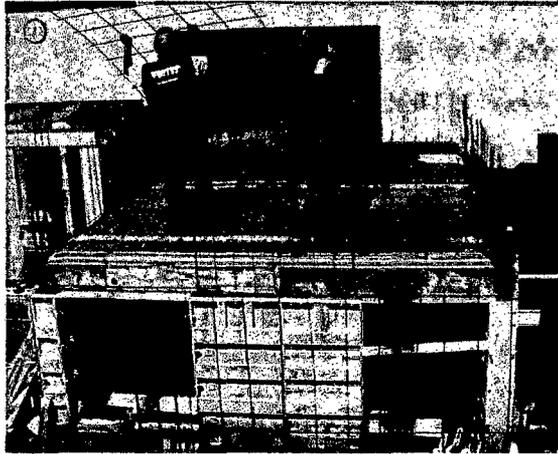


Foto 2.31 – Colocación de mallas en la losa

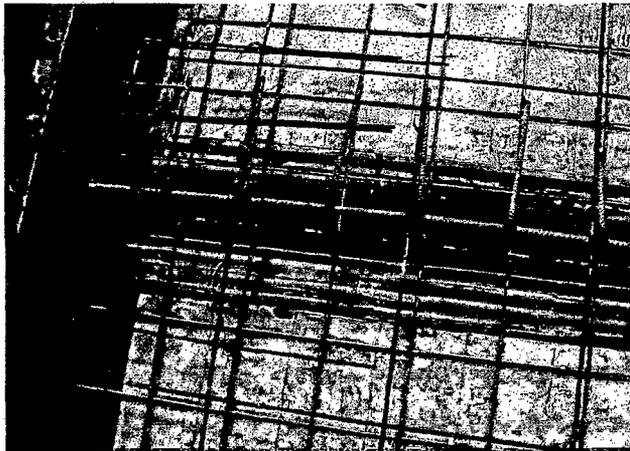


Foto 2.32 – Detalle del refuerzo en las esquinas

- Vaciado monolítico muro-losa con concreto premezclado. Durante el vaciado se compactó el concreto mediante el uso de vibradores.

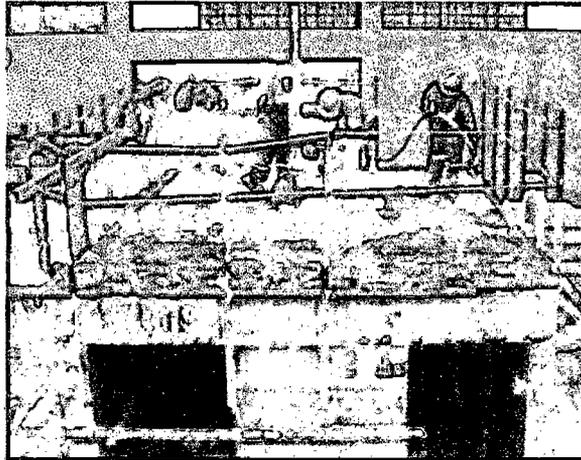


Foto 2.33 – Vaciado monolítico muro-losa

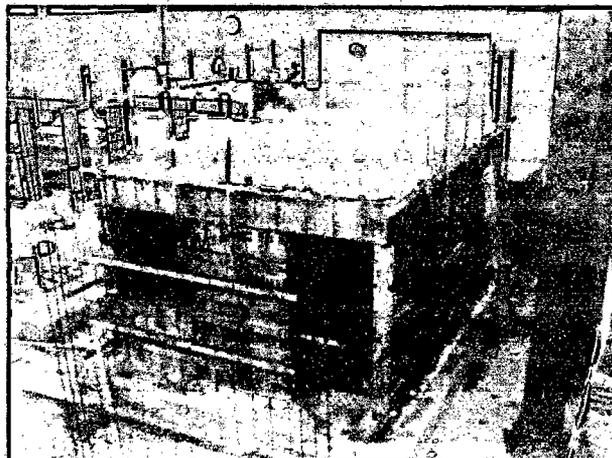


Foto 2.34 – Vista final del módulo después del vaciado

CAPÍTULO III: ANÁLISIS TEÓRICO

3.1 Generalidades

Los muros estructurales en una edificación están sujetos básicamente a fuerzas coplanares: cargas verticales de gravedad y cargas horizontales de sismo.

Las fuerzas coplanares producen en el muro fuerzas internas:

- a) Tracciones y compresiones en los extremos de la sección, originados por la flexión.
- b) Compresiones, debidas a las cargas verticales.
- c) Tracciones diagonales y cizallamiento, debidas a la fuerza cortante.

El diseño del muro debe orientarse a un comportamiento dúctil, evitando la falla frágil.

Formas de Falla

- **Falla dúctil:** Permite al muro incursionar en el rango inelástico y disipar gran parte de la energía sísmica por deformación por flexión.
- **Falla frágil:** En el comportamiento a flexo-compresión, la falla del talón comprimido es una falla frágil que puede ocurrir por aplastamiento del concreto, por pandeo del refuerzo sometido a compresión o por inestabilidad de la sección. La falla por aplastamiento se manifiesta por la aparición de grietas casi verticales en los extremos comprimidos.

Se tiene también comportamiento frágil cuando se produce falla por esfuerzos de tracción o compresión diagonales debidos a corte. Las fallas por deslizamiento o de corte-fricción y las fallas de adherencia de los empalmes traslapados o anclajes, producen también comportamiento frágil. La falla por deslizamiento se produce generalmente en las juntas de llenado horizontales cuando se vence la resistencia a fricción entre las superficies de concreto. La resistencia a fricción es función de las cargas verticales, las debidas a las cargas de gravedad y las generadas por el refuerzo vertical por medio del mecanismo de corte-fricción.

3.1.1 Consideraciones generales para el análisis

Para el cálculo de la capacidad de los muros para los distintos tipos de falla, se consideraron los siguientes valores para los materiales:

Concreto:

$$f_c = 230 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Resistencia a la compresión})$$

$$\epsilon_c = 0.003 \quad (\text{deformación unitaria del concreto en la rotura})$$

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 2.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Módulo de Elasticidad})$$

Acero convencional:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Esfuerzo de fluencia})$$

$$E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Módulo de elasticidad})$$

Malla electrosoldada:

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Esfuerzo de fluencia})$$

$$E_s = 1.78 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Módulo de elasticidad})$$

Además se consideró para los muros con carga lateral en sus plano, una carga axial de 21.7 t, conformada de la siguiente manera:

Actuador vertical	=	19 t
Sobrecarga	=	1.1 t
Peso de la losa	=	1.6 t
Total	=	21.7 t

Al calcular la resistencia de los muros por flexo-compresión y por corte, no se empleó ningún factor de reducción de resistencia, trabajándose en todos los casos con la capacidad nominal de los muros.

3.1.2 Refuerzo mínimo en muros

El Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificación E-060, en el capítulo 15.4, en la sección 15.4.3.5, referida a muros de corte, establece que cuando el valor de V_u excede a ϕV_c , la cuantía p_h del refuerzo horizontal por corte deberá ser mayor o igual a 0.0025, mientras que la cuantía p_v del refuerzo vertical por corte, deberá ser mayor o igual a la establecida por la siguiente expresión:

$$p_v = \left[0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{H}{L} \right] (p_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025$$

Sin embargo si el valor de V_u es menor que $0.5\phi V_c$, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a:

$$p_h > 0.0020$$
$$p_v > 0.0015$$

En el caso de los muros a ensayar, se tiene cuantías de 0.00188 para los muros reforzados con malla QE-188, y de 0.00257 para los muros reforzados con malla QE-257. Para el cálculo de las cuantías debemos considerar que los muros a ensayar serán llevados hasta su capacidad máxima por lo que se considera que se cumplirá la condición $V_u \geq 0.5\phi V_c$, teniéndose las siguientes cuantías mínimas para los muros reforzados con malla QE-188 y QE-257:

Malla QE-188

$$p_h \geq 0.0025$$
$$p_v \geq 0.0025$$

Malla QE-257

$$p_h \geq 0.0025$$
$$p_v \geq 0.00255$$

por lo que podemos establecer que los muros reforzados con malla QE-188 no cumplen con las condiciones establecidas por la norma, mientras que los muros reforzados con malla QE-257 si estarían por encima del rango.

3.2 Verificación por flexo-compresión

Un elemento sometido a flexo-compresión, puede considerarse como el resultado de la acción de una carga axial excéntrica o como el resultado de una carga axial y un momento flector, siendo equivalentes ambas condiciones de carga.

Para el análisis, la excentricidad de la carga axial se toma respecto al centro plástico. Este punto se caracteriza porque tiene la propiedad que una carga aplicada sobre él produce deformaciones uniformes en toda la sección.

Un muro con una distribución determinada de refuerzo y dimensiones definidas tiene infinitas combinaciones de carga axial y momento flector que ocasionan su falla, o lo que es equivalente, las cargas axiales que ocasionan el colapso varían dependiendo de la excentricidad con que son aplicadas. Al igual que los elementos sometidos a flexión pura, los elementos sometidos a flexo-compresión pueden presentar falla por compresión, por tensión o falla balanceada. Sin embargo, estos elementos pueden presentar cualquiera de los tres tipos de falla dependiendo de la excentricidad de la carga axial que actúa sobre ella, teniendo cada sección una excentricidad única que ocasiona la falla balanceada de la sección.

Cada elemento sometido a flexo-compresión puede presentar tres tipos de falla distintos, contando cada una con tres juegos de ecuaciones que definen su resistencia, ya sea en términos de carga axial y momento resistente, o en términos de carga axial resistente para una determinada excentricidad.

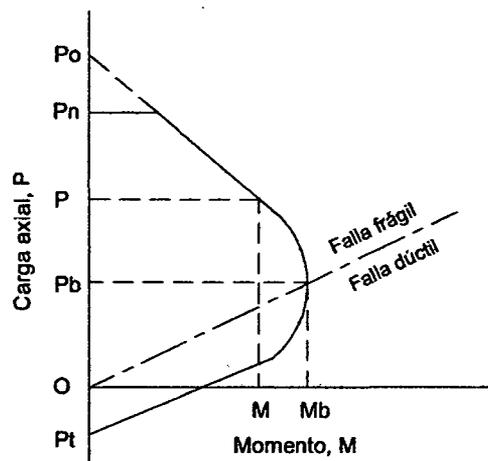
Para determinar la ecuación que corresponde a la condición de *falla por compresión (falla frágil)*, se supone un diagrama de deformaciones en el cual el extremo a compresión alcanza la capacidad de deformación máxima a compresión del concreto (0.003), mientras que el acero en tracción aún no alcanza el esfuerzo de fluencia.

Cuando se tiene una *falla balanceada*, el refuerzo en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia y simultáneamente el concreto llega a una deformación unitaria de 0.003.

Si el muro *falla por tracción (falla dúctil)*, el acero en tensión alcanza primero el esfuerzo de fluencia, siendo la carga axial menor que la obtenida para la condición balanceada, al igual que la excentricidad de la carga.

En todos los casos la capacidad resistente se encuentra dada por la resultante de las fuerzas desarrolladas en el acero y en el concreto para la excentricidad asumida y el diagrama de deformaciones correspondiente, determinándose los esfuerzos en el acero en compresión y en tensión por semejanza de triángulos.

La representación gráfica de las combinaciones carga axial-momento flector que generan la falla de una sección se denomina diagrama de interacción como se muestra en la Figura 3.1



- Po = Condición teórica de compresión pura o carga concéntrica.
- Pn = Carga límite según código ACI
- Pb = Carga axial para la condición balanceada
- Mb = Momento flector para la condición balanceada
- Pt = Condición teórica de tracción pura

Figura 3.1 – Diagrama de Interacción

Para el cálculo de la carga lateral que produciría la falla por flexo-compresión en cada muro, primero se procede a calcular el diagrama de interacción de cada muro a nivel de la base del mismo (teniendo en cuenta el tipo de dowell empleado en cada muro), debido a que se considera que las exigencias de flexión máximas se presentarán a este nivel, luego se establece la carga axial a ser aplicada en el muro durante el ensayo, siendo esta carga axial de 21.7 t.

Con esta carga axial se ingresa al diagrama de interacción, determinándose el momento de falla correspondiente, dividiéndose este momento entre la altura del muro, para obtener la carga lateral correspondiente para cada muro, la cual produciría teóricamente la respectiva falla por flexo-compresión.

Con el procedimiento antes descrito se procedió a calcular la capacidad por flexo-compresión para cada muro, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 3.1 - Capacidad por Flexocompresión

Muro	Momento (t-m)	Carga lateral (t)
MQE257EP-01	95.47	38.81
MQE257EP-02	95.47	38.81
MQE257EP-03*	100.15	40.71
MQE188EP-01	87.43	35.54
MQE188EP-02	87.43	35.54
MQE188EP-03*	100.15	40.71
MFEN3EP-01	100.15	40.71
MQE188PP-01	11.71	0.94

* Se consideró para el cálculo del diagrama de interacción el acero existente en la base del muro que en este caso correspondía al dowell de acero convencional.

3.3 Verificación por corte

3.3.1 Corte por tensión diagonal

Capacidad al corte para cargas paralelas a la cara del muro

En el caso de los muros con carga lateral paralela a sus caras, sus resistencia al corte se determina mediante las siguientes expresiones:

- **Según el Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificación E-060**

De acuerdo a la norma, en la sección 15.4.3, la resistencia de un muro debido a la acción de fuerzas coplanares, se puede establecer de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = (A_c \alpha \sqrt{f'c}) + (A_c \rho_h f_y)$$

donde:

V_n = Resistencia nominal al corte del muro

V_c = Resistencia del concreto a la fuerza cortante

V_s = Resistencia al corte aportada por el refuerzo horizontal

A_c = Área de corte en la dirección analizada

ρ_h = Cuantía horizontal del muro

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

$\alpha = 0.53$

Según Propuesta de Norma para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada (Octubre 2004), el valor de α se determinará de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\text{si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5 \quad \alpha = 0.8$$

$$\text{si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.5 \quad \alpha = 0.53$$

$$\text{si } 1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2.5 \quad \alpha \text{ se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53}$$

$$\text{El valor máximo de } V_n \text{ será } V_n < 2.7\sqrt{f'c}A_c$$

- **Según Paulay y Priestley**

Los investigadores Paulay y Priestley (Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings), sugieren las siguientes relaciones para determinar la capacidad al corte en muros estructurales:

En muros estructurales

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = v_c b d$$

$$v_c = 0.27\sqrt{f'c} + Pu/4Ag \quad (\text{MPa})$$

$$v_c = 0.862\sqrt{f'c} + Pu/4Ag \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$V_s = Avf_y d/s$$

donde:

s = Espaciamiento entre las barras de refuerzo

Av = Área de acero para un espaciado s

Pu = Carga axial

Ag = Área bruta de la sección del muro

b = Ancho del muro

d = 0.8 L (Peralte efectivo)

L = Longitud del muro

Capacidad al corte para cargas perpendiculares a la cara del muro

En el caso del esfuerzo cortante generado por cargas perpendiculares al muro, podemos considerar que el muro se comporta como una losa, buscándose que el concreto asuma el esfuerzo cortante, siendo el procedimiento para verificar el corte similar al seguido en el cálculo de losas. Así, la capacidad al corte del muro debido a cargas perpendiculares a sus caras se puede definir considerando la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$$

donde:

V_c = Resistencia del concreto a la fuerza cortante.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

b = Longitud del muro.

d = Peralte efectivo.

3.3.2 Corte por deslizamiento

La resistencia a corte fricción se puede calcular de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E-060 sección 13.5, con la siguiente expresión:

$$V_n = \mu(N_u + A_v f_y)$$

donde:

V_n = Resistencia nominal al corte por deslizamiento del muro

N_u = Carga axial

A_v = Área del refuerzo a lo largo de la sección de corte

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

μ = Coeficiente de fricción

El coeficiente de fricción debe tomarse como $\mu = 0.6$, excepcionalmente cuando se prepare adecuadamente la junta se tomará $\mu = 1.0$.

La carga axial última (N_u) se calcula en función de la carga muerta (N_m), como

$$N_u = 0.9N_m$$

3.3.3 Capacidad al corte de los muros

De acuerdo a las ecuaciones descritas anteriormente para el cálculo de la capacidad al corte se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 3.2 - Capacidad al corte

Muro	Capacidad al corte				
	Tensión diagonal (t)			Deslizamiento (t)	
	(I)	(II)	(III)	6 \emptyset 1/2"	3 \emptyset 1/2"
MQE257EP-01	44.3	53.0	59.3	51.3	41.7
MQE257EP-02	44.3	53.0	59.3	51.3	41.7
MQE257EP-03	44.3	53.0	59.3	49.9	40.3
MQE188EP-01	37.0	45.7	52.0	45.8	36.2
MQE188EP-02	37.0	45.7	52.0	45.8	36.2
MQE188EP-03	37.0	45.7	52.0	49.9	40.3
MFEN3EP-01	42.4	51.1	57.4	49.9	40.3

- (I) Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E-060
- (II) Propuesta de Norma para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada (Octubre 2004)
- (III) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings - Paulay & Priestley

Para el cálculo de la capacidad al corte por deslizamiento de los muros, se consideró el aporte de las 6 varillas extremas de 1/2", asimismo se hizo el cálculo despreciando el aporte de las varilla de un extremo (3 \emptyset 1/2"), por considerar que estas podrían entrar en fluencia debido a la tracción por flexión, estos valores se muestran en la tabla 3.2.

Con respecto al muro ensayado con carga perpendicular a su plano, se obtuvo una capacidad al corte de 10.7 t.

3.4 Cálculo de rigideces

Para el cálculo de la rigidez elástica (K_o), se puede emplear la siguiente expresión:

$$K_o = \frac{E}{\frac{h^3}{3I} + \frac{fhE}{GA}}$$

Donde:

A = 2650	cm ²	(área de la sección transversal)
h = 240	cm	(altura del muro)
f _c = 230	kg/cm ²	(resistencia a compresión del concreto)
E = 15000	$\sqrt{f'_c}$ kg/cm ²	(módulo de elasticidad del concreto)
G = 0.4 E	kg/cm ²	(módulo de corte del concreto)
I = 15508020.83	cm ⁴	(momento de inercia de la sección)
f = 1.2		(factor de forma de la sección transversal rectangular)

Con estos valores se obtuvo: $K_o = 40$ t/mm

Para el cálculo de la rigidez del muro en la dirección perpendicular a su plano, se empleo la misma expresión con los mismos datos presentados anteriormente, variando solo el momento de inercia, siendo este igual a $I = 22083$ cm⁴, con este valor se obtuvo una rigidez $K_o = 0.109$ t/mm.

3.5 Comentarios y observaciones

En la tabla 3.2, donde se presenta la predicción de la capacidad al corte de los muros, se puede observar que los valores obtenidos para tracción diagonal según la norma N.T.E. E-060 son conservadores, mientras que las ecuaciones propuestas por Paulay & Priestley son las que nos dan mayores valores de capacidad, siendo estos valores de capacidad al corte mayores a los obtenidos por flexocompresión, ver tabla 3.1.

Con respecto a la capacidad al corte por deslizamiento, se observa que ésta es mayor a la capacidad por flexocompresión, sin embargo si se considera la fluencia de las varillas de acero convencional en un extremo, la capacidad al corte por deslizamiento se reduce aproximándose más a la capacidad por flexocompresión. Debemos considerar que al ir incrementándose la deformación por flexión, algunos elementos de la malla también entrarán en fluencia debido a los efectos de tracción que se presentan, por lo que debemos considerar que a mayor deformación por flexión, menor será la capacidad del muro al deslizamiento.

De acuerdo a lo antes expuesto, podemos determinar que los muros a ser ensayados, teóricamente deberían fallar por flexión, pudiéndose presentar deslizamiento a lo largo de la base.

En el caso del muro perpendicular se puede observar que la capacidad al corte (10.7 t), es mucho mayor que su capacidad por flexión (0.94 t), por lo que se espera una falla por flexión.

CAPITULO IV: ESTUDIO EXPERIMENTAL

4.1 Laboratorio y Equipos de Ensayo

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Estructuras del CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres) de la Facultad de Ingeniería Civil- UNI.

El Laboratorio de Estructuras cuenta con un muro de reacción, una losa de ensayos, sistema de carga y sistema de procesamiento de datos.

El muro de reacción y la losa de ensayo fueron construidos de concreto pretensado. El muro tiene una longitud de 11 m, 9 m de alto y 4.5 m de espesor, mientras que la losa de ensayo tiene una longitud de 22 m por 11 m de ancho y 0.80 m de espesor.

Tanto el muro como la losa tienen huecos de 100 mm de diámetro espaciados cada 0.60 m, de tal forma que permiten fijar a través de pernos especiales de acero, los especímenes a ensayar y los sistemas de carga.



Foto 4.1 – Vista exterior del Laboratorio de Estructuras del CISMID

4.1.1 Control de ensayo y registro de resultados

Para la aplicación de las cargas tanto en los muros como en el módulo se emplearon actuadores electrohidráulicos controlados a través de un controlador Shimadzu 9525 y una computadora IBM a través de una tarjeta de conversión de señales análogo/digital y digital/análogo. De esta manera las señales de comando son enviadas desde la computadora al controlador que realiza el desplazamiento de comando.

Cuando la fuerza es aplicada al espécimen mediante el actuador, la respuesta del espécimen se obtiene a través de los transductores de desplazamiento. Las señales de estos transductores son transmitidas al "scanning box". Luego las señales son enviadas a la unidad de adquisición de datos para que las señales analógicas sean amplificadas y convertidas a digitales por medio de los convertidores A/D (Analógico/Digital). Estos datos digitalizados son almacenados en el disco duro de la computadora de procesamiento de datos, la cual está conectada a la unidad de adquisición de datos y a la computadora de servo control.

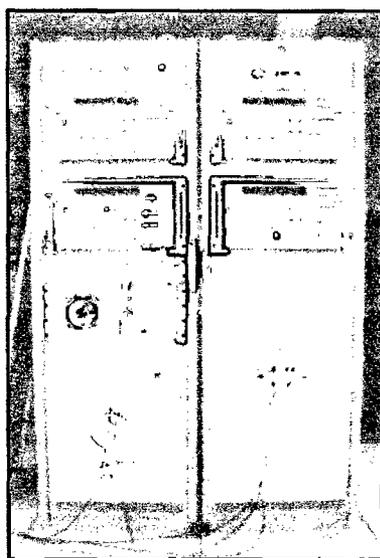


Foto 4.2 - Panel de control de actuadores

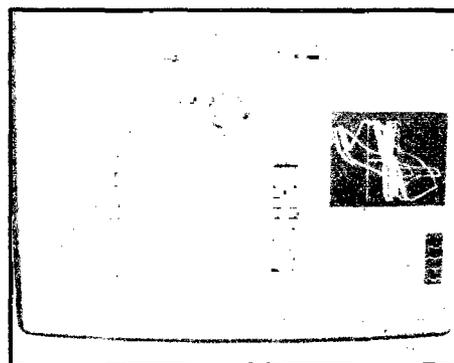


Foto 4.3 - Programa utilizado en el ensayo

4.2 Resistencia del concreto a la compresión

4.2.1 Objetivos

- Determinar la resistencia del concreto a la compresión.

4.2.2 Técnica de ensayo

La resistencia del concreto a la compresión es obtenida a través del ensayo de un cilindro estándar de 6" (15 cm) de diámetro y 12" (30 cm) de altura. La probeta debe permanecer en el molde 24 horas después del vaciado. Posteriormente, la probeta debe ser curada bajo agua hasta la fecha del ensayo, procediéndose a ensayar la probeta a los 28 días. Ver Foto 4.2.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificación E-060 Capítulo 4, en la sección 4.6.3, indica que las muestras de concreto a ser utilizadas en la preparación de las probetas cilíndricas a ser empleadas en los ensayos de resistencia en compresión, se tomarán de acuerdo al procedimiento indicado en la Norma ITINTEC 339.036. Las probetas serán moldeadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.033.

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificación E-060 Capítulo 4, indica:

- Las probetas curadas en el laboratorio seguirán las recomendaciones de la Norma ASTM C 192 y ensayadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.034. (Sección 4.6.4.1)
- Se considerarán satisfactorios los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión a los 28 días de una clase de concreto, si se cumplen las dos condiciones siguientes:
 - a) El promedio de todas las series de tres ensayos consecutivos es igual o mayor que la resistencia de diseño.
 - b) Ningún ensayo individual de resistencia está por debajo de la resistencia de diseño en más de 35 kg/cm². (Sección 4.6.4.2)

De acuerdo al Código ACI 318, en el Capítulo 5, en la sección 5.6.3 referida a probetas curadas en el laboratorio, indica:

- Las muestras para ensayos de resistencia deben tomarse de acuerdo con “Method of Sampling Freshly Mixed Concrete” (ASTM C 172). (Sección 5.6.3.1)
- Los cilindros para los ensayos de resistencia deben ser moldeados y curados en laboratorios de acuerdo con “Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field” (ASTM C 31), y deben ensayarse de acuerdo con “Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens” (ASTM C 39) (Sección 5.6.3.2)
- El nivel de resistencia de una clase determinada de concreto se considera satisfactorio si cumple con los dos requisitos siguientes:
 - a) Cada promedio aritmético de cualesquiera tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a $f'c$.
 - b) Ningún resultado individual del ensayo de resistencia (promedio de dos cilindros) es menor que $f'c$ por más de 35 kg/cm^2 . (Sección 5.6.3.3)

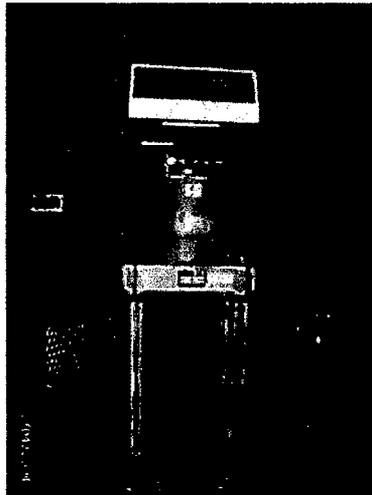


Foto 4.4 – Ensayo de Compresión del concreto

4.2.3 Resultados obtenidos

a) Módulo

Tabla 4.1 – Valores de resistencia a la compresión a los 28 días - Módulo

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN f_c (kg/cm²) a los 28 días

		1° Probeta	2° Probeta	3° Probeta	PROMEDIO
Módulo	Losa	226	229	225	226.7
	Muros	241	249	244	244.7

b) Muros

Tabla 4.2 – Valores de resistencia a la compresión a los 28 días – Muros-losa

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN f_c (kg/cm²) a los 28 días

		1° Probeta	2° Probeta	3° Probeta	PROMEDIO
Muros-Losa	Losa	266	268	266	266.7
	Muros	238	236	219	231.0

Se consideran satisfactorios los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión a los 28 días, puesto se cumplen los siguientes requerimientos exigidos en el Reglamento Nacional de Construcciones:

- a) El promedio de todas las series de tres ensayos consecutivos es igual o mayor que la resistencia de diseño $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$.
- b) Ningún ensayo individual de resistencia está por debajo de la resistencia de diseño en más de 35 kg/cm².

4.3 Ensayo Cíclico de muros cargados en su plano

4.3.1 Objetivos

- Evaluar el comportamiento estructural del conjunto muro – losa ante condiciones críticas.
- Determinar valores de carga máxima elástica y carga última de resistencia del muro, asimismo propiedades resistentes como la rigidez elástica y la rigidez inelástica.
- Obtener el patrón de agrietamiento para distintos niveles de deformación.
- Comparar los desplazamientos y distorsiones laterales obtenidos experimentalmente con respecto a los límites de la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030 vigente.

4.3.2 Técnica de ensayo

4.3.2.1 Sistema de Carga

Se ensayaron 07 muros a carga lateral cíclica, manteniendo la carga de confinamiento vertical constante, equivalente al peso que soportaría un muro del primer nivel en un edificio de 5 pisos. Para tal efecto se consideró una carga vertical constante de 19 t. sobre el muro. Asimismo sobre la losa de cada muro se colocaron bolsas de cemento uniformemente repartidas equivalentes a una sobrecarga de 200 Kg/m².

La aplicación de carga se efectuó mediante actuadores controlados por un sistema de servo-control electro-hidráulico. Este sistema de carga fue utilizado tanto en la aplicación de la carga lateral cíclica como en la carga vertical de confinamiento.

Los actuadores tienen una capacidad de ± 50 ton. de fuerza y ± 200 mm de carrera del émbolo. Cada actuador tiene una celda de carga y un transductor de desplazamientos horizontales.

La fuerza necesaria para los actuadores es suministrada por una unidad de fuerza hidráulica. El movimiento del pistón del actuador es controlado por el sistema de servo-control hidráulico.



Foto 4.5 – Sistema de carga del muro

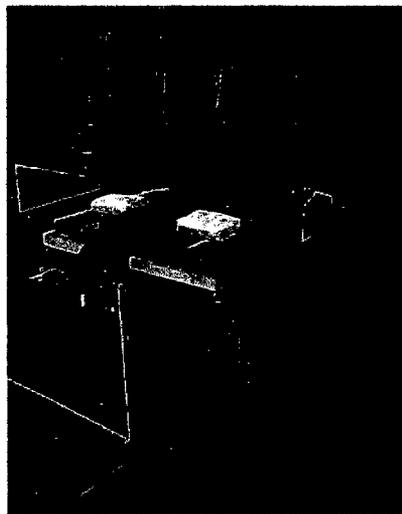


Foto 4.6 – Sobrecarga en la losa

4.3.2.2 Montaje e Instrumentación

Los muros fueron transportados desde el lugar de su construcción hasta la losa de ensayo con el puente grúa del laboratorio, sujetos con cables en los ganchos en la base de cimentación colocados para tal fin. Sobre la losa de ensayo, se colocó una capa de arena fina antes de colocar el muro, a fin de lograr una mejor fijación del mismo.

Cada espécimen fue anclado a la losa de ensayo con pernos de acero a través de los orificios dejados en la viga (base) de cimentación. En la parte superior se fijó una viga de acero (viga de transmisión), a través de pernos a la losa del muro con el objeto de distribuir uniformemente las cargas horizontales y verticales que se aplicaban al muro.

Un actuador fijado con plancha y pernos de acero al muro de reacción se conectó a la viga de transmisión mencionada, mientras que el actuador que aplica la carga vertical de confinamiento a la misma viga de transmisión, se apoyó en un marco o castillo de acero que servía como pórtico de reacción.

Para la adquisición de datos, se utilizó un sistema con 24 sensores de carga y desplazamiento distribuidos en canales, conectados a un acondicionador de señales, el mismo que transfiere los datos a la computadora IBM donde se almacenan en cada paso las mediciones de los sensores. Los primeros 4 canales fueron reservados para las señales de los dos actuadores (2 sensores de carga y 2 de desplazamiento). Las respuestas del muro ante las cargas aplicadas se obtuvieron a partir de la medición simultánea de los desplazamientos mediante transductores ubicados como se muestra en la figura 4.1 y straingages ubicados en la esquina inferior derecha del muro. En la tabla 4.3, se muestra los tipos de sensores utilizados en cada canal.

Tabla 4.3 - Sensores utilizados

Canales	mm	N° Transductor	Calibración	Constante
5	100	YB7890001	2701	3.702x10 ⁻²
6	100	YB7890003	2717	3.681x10 ⁻²
7	100	YB7890026	2717	3.681x10 ⁻²
8	100	YB7890032	2673	3.741x10 ⁻²
9	25	528441	12500	2.000x10 ⁻³
10	25	528446	12500	2.000x10 ⁻³
11	10	538815	10000	1.000x10 ⁻³
12	30	EM7840080		0.002999#/1.0x10 ⁻⁶
13	50	YA6350004	2866	1.745x10 ⁻²
14	30	EM7840087		0.002999#/1.0x10 ⁻⁶
15	30	EM7840085		0.002999#/1.0x10 ⁻⁶
16	50	YA6350019	2819	1.774x10 ⁻²
17	30	EM7840086		0.003000#/1.0x10 ⁻⁶
18	30	EM7840082		0.003002#/1.0x10 ⁻⁷
19	30	EM7840083		0.003000#/1.0x10 ⁻⁷
20	30	EM7840088		0.003001#/1.0x10 ⁻⁶
21	30	EM7840084		0.002999#/1.0x10 ⁻⁷
22	STR var*	straingage		2380μ
23	STR dow*	straingage		2380μ
24	STR malla	straingage		2380μ

* var = varilla de acero convencional
dow = dowell

Los transductores desde el canal 5 hasta el 10 tenían como finalidad medir el desplazamiento lateral del muro; el transductor correspondiente al canal 11, ubicado en la base media el posible desplazamiento de la cimentación con respecto a la losa de reacción, los transductores ubicados entre el canal 12 y 17 formaban una roseta que permitía medir las deformaciones del rectángulo que describen, del canal 18 al 21 se obtenía información de las deformaciones verticales de las esquinas de la losa, mientras que los últimos tres canales 22, 23 y 24 proporcionaban valores de deformación unitaria del acero medidos por los straingages.

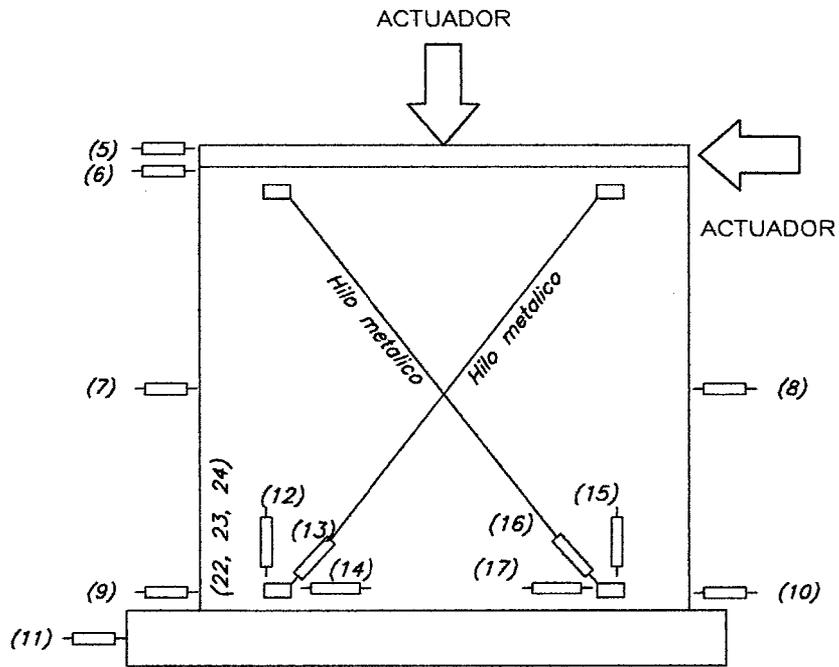


Figura 4.1 - Ubicación de sensores en el muro

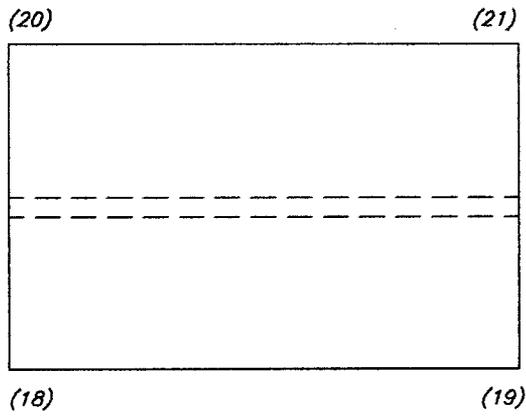


Figura 4.2 - Ubicación de sensores en la losa

▪ **Proceso de montaje e instrumentación**



Foto 4.7 - Ajuste de pernos para fijar la viga de cimentación a la losa de ensayo



Foto 4.8 - Actuador conectándose a la viga de transmisión



Foto 4.9 - Detalle de transductor en la parte superior del muro - Canal 5



Foto 4.10 - Detalle de transductores



Foto 4.11 - Detalle de transductores en la base (Canal 9) y en la viga de cimentación (Canal 11)

4.3.2.3 Metodología del ensayo

Los muros fueron ensayados mediante la aplicación de cargas estáticas laterales cíclicas bajo confinamiento vertical constante.

El ensayo fue controlado por desplazamiento horizontal a través de los transductores de desplazamiento, estableciéndose 7 fases o niveles de distorsión, los cuales se muestran en la tabla 4.4, aplicándose tres ciclos por cada fase, para obtener valores estables en la curva fuerza deformación. La aplicación de la carga horizontal fue por control de desplazamientos.

Se define la distorsión como la relación del desplazamiento horizontal en la parte superior del muro, entre la altura del mismo.

Tabla 4.4 - Patrones de Distorsión

Número de Ciclo	Distorsión Angular	Desplazamiento (mm)
1	1/ 3200	0.75
2	1/ 1600	1.5
3	1/ 800	3
4	1/ 400	6
5	1/ 200	12
6	1/ 100	24
7	1/50	48

La carga vertical de confinamiento fue de 19 t para todos los muros, peso equivalente al que soportaría un muro del primer nivel en un edificio de 5 pisos.

4.4 Ensayo Cíclico de muro con acción perpendicular a su plano

4.4.1 Objetivos

- Evaluar el comportamiento estructural del muro ante la acción de cargas perpendiculares a su plano.
- Determinar valores de carga máxima elástica y carga última de resistencia del muro.
- Obtener el patrón de agrietamiento para distintos niveles de deformación.

4.4.2 Técnica de ensayo

4.4.2.1 Sistema de Carga

Se ensayó 01 muro a carga cíclica con acción perpendicular a su plano, sin carga de confinamiento vertical. La aplicación de carga se efectuó mediante un actuador controlado por un sistema de servo-control electro-hidráulico.

El actuador tiene una capacidad de ± 50 ton. de fuerza y ± 200 mm de carrera del émbolo. El actuador tiene una celda de carga y un transductor de desplazamientos horizontales.

La fuerza necesaria para el actuador es suministrada por una unidad de fuerza hidráulica. El movimiento del pistón del actuador es controlado por el sistema de servo-control hidráulico.

4.4.2.2 Montaje e Instrumentación

El muro fue transportado desde el lugar de su construcción hasta la losa de ensayo con el puente grúa del laboratorio, sujeto con cables en los ganchos en la base de cimentación colocados para tal fin. Sobre la losa de ensayo, se colocó una capa de arena fina antes de colocar el muro, a fin de lograr una mejor fijación del mismo.

El espécimen fue anclado a la losa de ensayo con pernos de acero a través de los orificios dejados en la viga (base) de cimentación. Este muro a diferencia de los anteriores tiene una viga solera en la parte superior en lugar de una losa, a la cual

se fijaron dos vigas de acero (vigas de transmisión), a través de pernos colocándose a ambos lados de la misma, con el objeto de distribuir uniformemente las cargas horizontales que se aplicaban tanto cuando el actuador comprimía, como cuando traccionaba.

El actuador se fijó con planchas y pernos de acero al muro de reacción y se conectó a una de las vigas de transmisión anteriormente mencionadas, aplicando las cargas directamente sobre ésta.

Para la adquisición de datos, se utilizó un sistema con 25 sensores de carga y desplazamiento distribuidos en canales, conectados a un acondicionador de señales, el mismo que transfiere los datos a la computadora IBM donde se almacenan en cada paso las mediciones de los sensores. Los primeros 2 canales fueron reservados para las señales del actuador (1 sensor de carga y 1 de desplazamiento). Las respuestas del muro ante las cargas aplicadas se obtuvieron a partir de la medición simultánea de los desplazamientos mediante transductores ubicados en distintas posiciones y straingages ubicados en la esquina inferior derecha del muro. En la tabla 4.5 se muestra los tipos de sensores utilizados en cada canal.

Tabla 4.5 - Sensores utilizados

Canales	mm	N° Transductor	Calibración	Constante
2	100	EP5640046		0.03587#/1.0x10-6
3	100	YB7890001	2701	3.702x10-2
4	100	YB7890003	2717	3.681x10-2
5	100	YB7890026	2717	3.681x10-2
6	50	YA6350003		
7	50	YA6350004	2866	1.745x10-2
8	100	YB7890032	2673	3.741x10-2
9	50	YA6350091	2819	1.774x10-2
10	50	YA6350038	2794	1.790x10-2
11	30	EM7840080		0.002999#/1.0x10-6
12	30	EM7840087		0.002999#/1.0x10-6
13	10	538815	10000	1.000x10-3
14	30	EM7840081		0.002999#/1.0x10-3
15	30	EM7840086		0.003000#/1.0x10-3
16	30	EM7840085		0.002998#/1.0x10-3
17	30	EM7840082		0.003002#/1.0x10-3
18	STR var*	straingage		2380μ
19	STR dow*	straingage		2380μ
20	STR malla	straingage		2380μ
21	30	EM7840083		0.003000#/1.0x10-3
22	30	EM7840084		0.002999#/1.0x10-3
23	30	EM7840079		0.003000#/1.0x10-3
24	30	EM7840088		0.003001#/1.0x10-3

* var = varilla de acero convencional
dow = dowell

Los transductores desde el canal 2 hasta el 12 tenían como finalidad medir el desplazamiento perpendicular del muro (ver figura 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6), el transductor correspondiente al canal 13, ubicado en la base tenía como finalidad medir el posible desplazamiento perpendicular de la cimentación con respecto a la losa de reacción, los transductores desde el canal 14 al 17 medían las deformaciones verticales del muro, los canales 18, 19 y 20 proporcionaban valores de deformación unitaria del acero medidos por los straingages, mientras los transductores del canal 21 al 24 medían el desplazamiento perpendicular en las esquinas inferiores del muro.

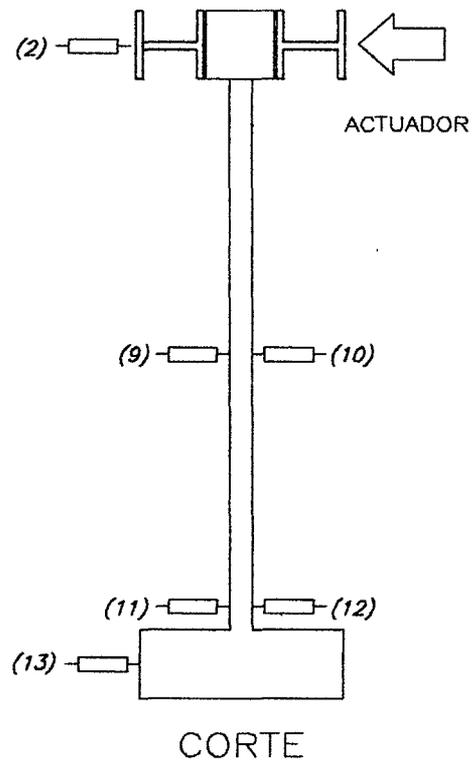


Figura 4.3 - Ubicación de sensores (Corte)

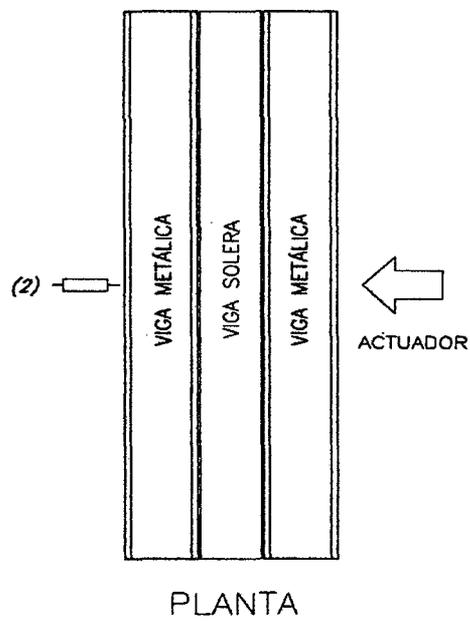
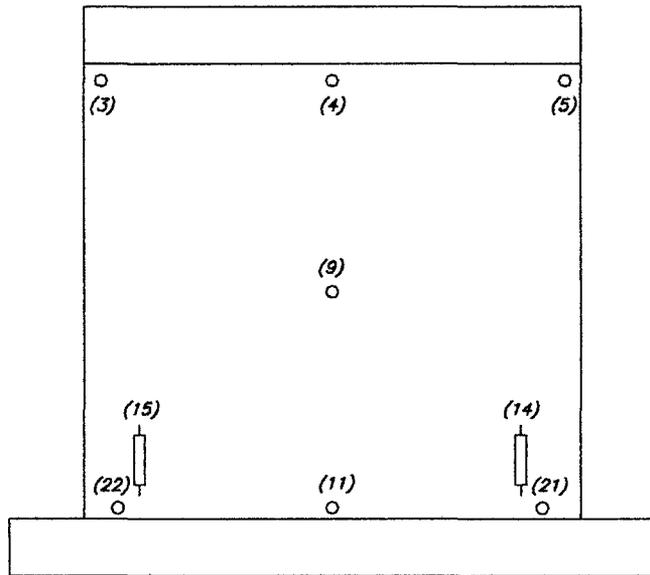
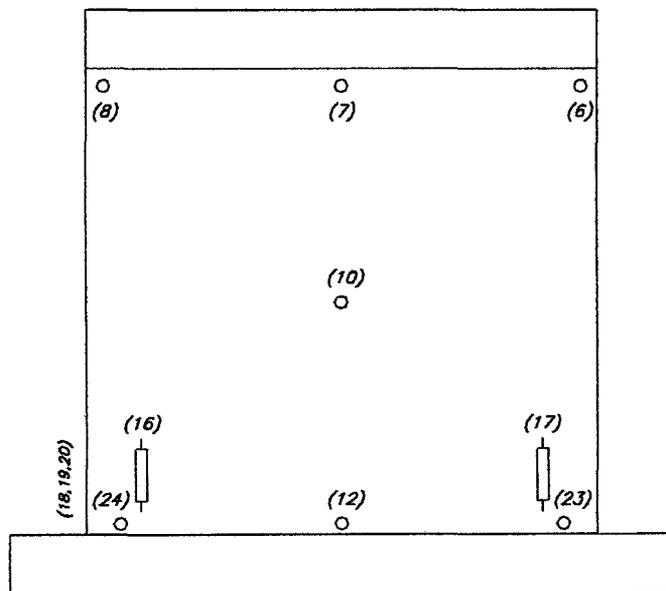


Figura 4.4 - Ubicación de sensores (Planta)



VISTA ESTE

Figura 4.5 - Ubicación de sensores (Vista Este)



VISTA OESTE

Figura 4.6 - Ubicación de sensores (Vista Oeste)

▪ **Proceso de montaje e instrumentación**

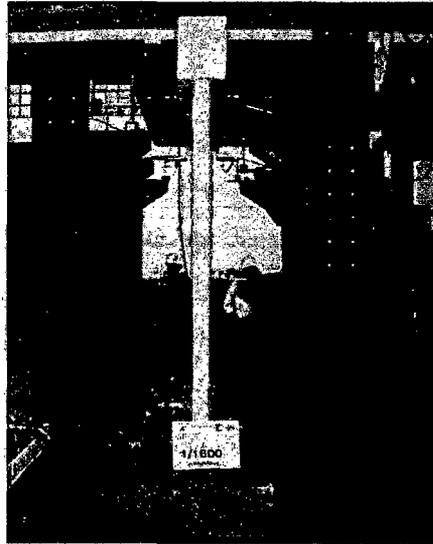


Foto 4.12 - Sistema de carga e instrumentación

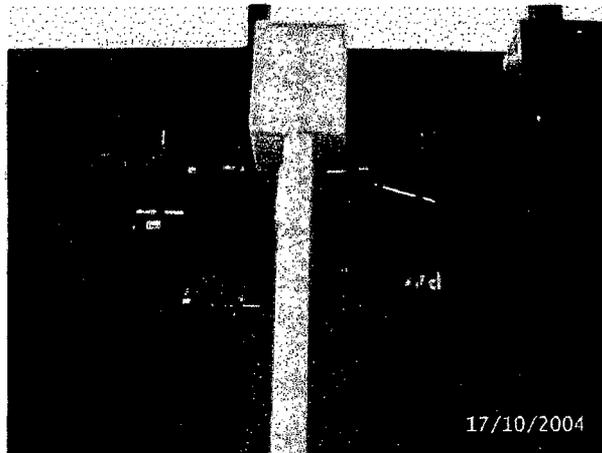


Foto 4.13 - Detalle de transductores en la parte superior del muro

4.4.2.3 Metodología del ensayo

El muro fue ensayado mediante la aplicación de cargas estáticas cíclicas con acción perpendicular a su plano. El ensayo fue controlado por desplazamiento horizontal a través de los transductores de desplazamiento, estableciéndose 6 fases o niveles de distorsión, los cuales se muestran en la tabla 4.6, aplicándose dos ciclos por cada fase, para obtener valores estables en la curva fuerza deformación. La aplicación de la carga horizontal fue por control de desplazamientos.

Se definió la distorsión como la relación del desplazamiento horizontal en la parte superior del muro, entre la altura del mismo.

Tabla 4.6 - Patrones de Distorsión

Número de Ciclo	Distorsión Angular	Desplazamiento (mm)
1	1/ 1600	1.5
2	1/ 800	3
3	1/ 400	6
4	1/ 200	12
5	1/ 100	24
6	1/50	48

4.5 Ensayo de un módulo a escala natural

4.5.1 Objetivos

- Evaluar el comportamiento del sistema estructural, la unión de los componentes losa - muro, muro - muro, muro - cimiento, y su interacción bajo desplazamientos controlados.
- Obtener el patrón de agrietamiento para distintos niveles de deformación.
- Determinar valores de carga máxima elástica, carga última de resistencia del módulo y umbrales de deformación.

4.5.2 Técnica de ensayo

4.5.2.1 Sistema de Carga

Se ensayó un módulo a escala natural, sometido a carga lateral cíclica, sin carga de confinamiento vertical.

La aplicación de carga se efectuó mediante actuadores controlados por un sistema de servo-control electro-hidráulico. Este sistema de carga fue utilizado en la aplicación de la carga lateral cíclica.

Los actuadores tienen una capacidad de ± 50 ton. de fuerza y ± 200 mm de carrera del émbolo. Cada actuador tiene una celda de carga y un transductor de desplazamientos horizontales.

La fuerza necesaria para los actuadores es suministrada por una unidad de fuerza hidráulica. El movimiento del pistón del actuador es controlado por el sistema de servo-control hidráulico.

4.5.2.2 Montaje e Instrumentación

El módulo fue anclado a la losa de ensayo con pernos de acero a través de los orificios dejados en la cimentación.

En la parte superior del módulo se fijaron dos vigas de acero en dirección perpendicular a la aplicación de carga, mientras que longitudinalmente se colocaron dos vigas de acero, las cuales descansan sobre la losa. Estas vigas forman un sistema de transmisión con el objeto de distribuir uniformemente las cargas horizontales que se aplicaban tanto cuando los actuadores comprimían, como cuando traccionaban.

Los actuadores se fijaron con planchas y pernos de acero al muro de reacción y se conectó a las vigas de transmisión anteriormente mencionadas, aplicando las cargas directamente sobre ellas.

Para la adquisición de datos, se utilizó un sistema con 30 sensores de carga y desplazamiento distribuidos en canales, conectados a un acondicionador de señales, el mismo que transfiere los datos a la computadora IBM donde se almacenan en cada paso las mediciones de los sensores. Los primeros 4 canales fueron reservados para las señales de los dos actuadores (2 sensores de carga y 2 de desplazamiento). Las respuestas del módulo ante las cargas horizontales aplicadas se obtuvieron a partir de la medición simultánea de los desplazamientos mediante transductores ubicados en distintas posiciones, y straingages ubicados en la esquina inferior izquierda del muro posterior (vista sur). En la tabla 4.7, se muestra los tipos de sensores utilizados en cada canal.

Tabla 4.7 - Sensores utilizados

Canales	mm	N° Transductor	Calibración	Constante
4	100	YB7890010		
5	100	YB7890001	2701	3.702x10 ⁻²
6	100	YB7890003	2717	3.681x10 ⁻²
7	100	YB7890026	2717	3.681x10 ⁻²
8	100	YB7890032	2673	3.741x10 ⁻²
9	50	YA6350003		
10	50	YA6350004	2866	1.745x10 ⁻²
11	50	YA6350091	2819	1.774x10 ⁻²
12	50	YA6350038	2794	1.790x10 ⁻²
13	25	528446	12500	2.000x10 ⁻³
14	30	EM7840080		0.002999#/1.0x10 ⁻⁶
15	25	528441	12500	2.000x10 ⁻³
16	30	EM7840087		0.002999#/1.0x10 ⁻⁶
17	10	538815	10000	1.000x10 ⁻³
18	30	EM7840079		0.003000#/1.0x10 ⁻⁶
19	30	EM7840081		0.002999#/1.0x10 ⁻⁶
20	30	EM7840086		0.003000#/1.0x10 ⁻⁶
21	30	EM7840085		0.002998#/1.0x10 ⁻⁶
22	30	EM7840082		0.003002#/1.0x10 ⁻⁷
23	30	EM7840083		0.003000#/1.0x10 ⁻⁷
24	30	EM7840088		0.003001#/1.0x10 ⁻⁶
25	30	EM7840084		0.002999#/1.0x10 ⁻⁷
26	50	YA6350039	2729	1.832x10 ⁻²
27	50	YA6350092	2792	1.791x10 ⁻²
28	STR var	straingage		2380μ
29	STR dow	straingage		2380μ
30	STR malla	straingage		2380μ

* var = varilla de acero convencional
dow = dowell

Los transductores del canal 4 al 8, tenían como finalidad medir el desplazamiento lateral en la parte superior del módulo, los transductores correspondientes a los canales 9 y 10 medían el desplazamiento en la dirección perpendicular a la aplicación de la carga, los transductores ubicados entre los canales 11 y 16 formaban una roseta que permitía medir las deformaciones en el muro de la entrada principal; el transductor correspondiente al canal 17, ubicado en la base medía el posible desplazamiento de la cimentación con respecto a la losa de reacción, los transductores correspondientes a los canales 18, 20, 22 y 24, medían los desplazamientos verticales del módulo a nivel de la base, los transductores

correspondientes a los canales 19, 21, 23 y 25 median el posible desplazamiento relativo entre el módulo y la cimentación; los transductores 26 y 27 median las deformaciones diagonales en el muro central, mientras que los canales 28, 29 y 30 proporcionaban valores de deformación unitaria del acero medidos por los straingages.

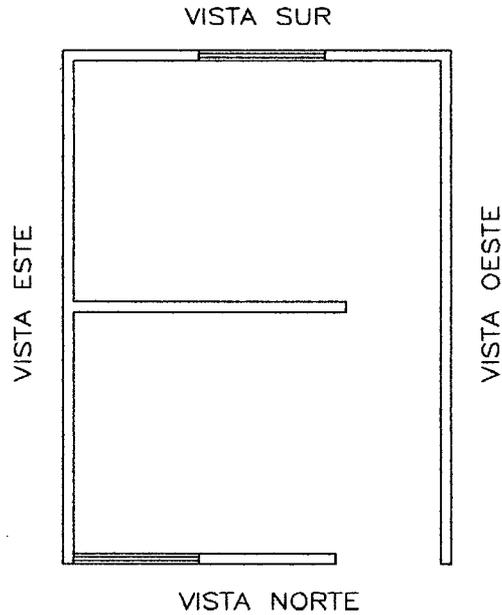


Figura 4.7 - Planta general del módulo

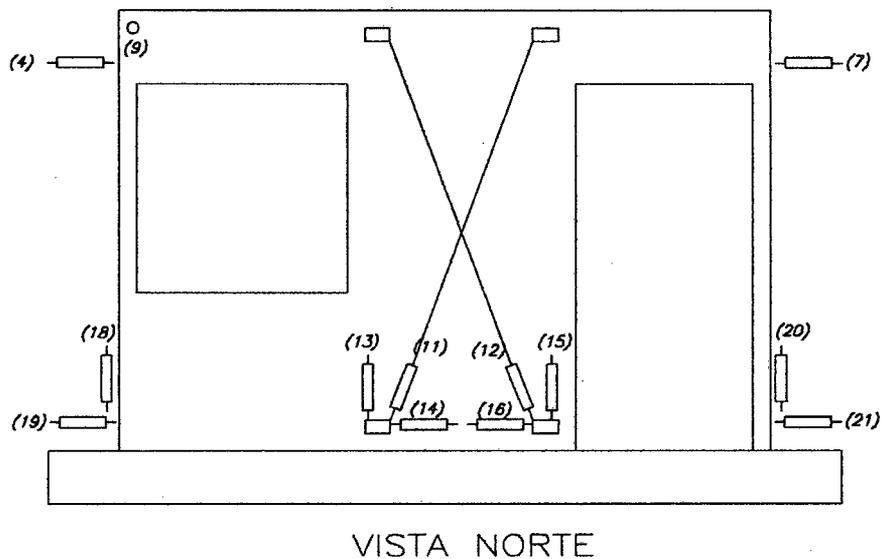


Figura 4.8 - Ubicación de sensores (Vista Norte)

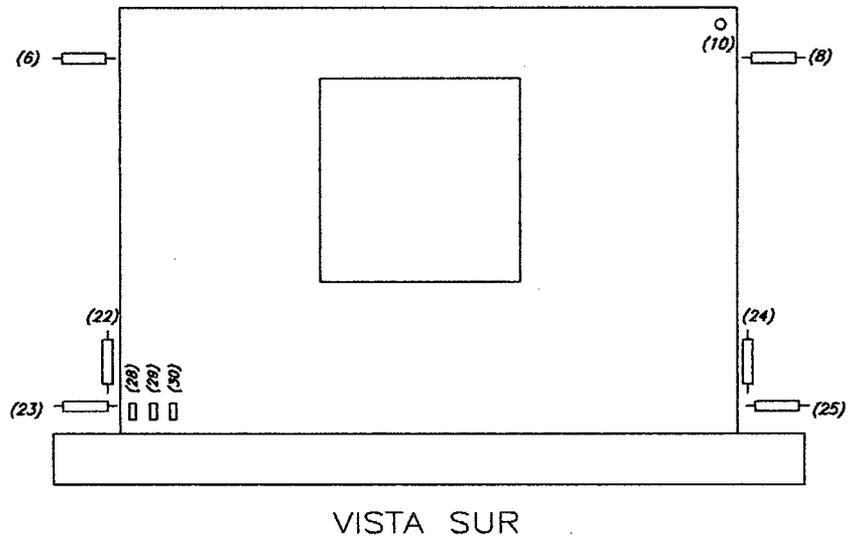


Figura 4.9 - Ubicación de sensores (Vista Sur)

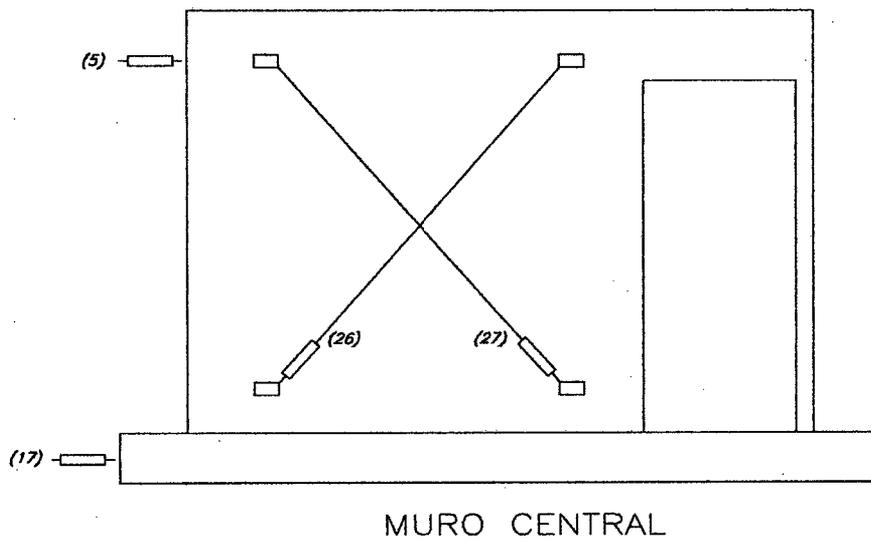


Figura 4.10 - Ubicación de sensores (Muro Central)

- **Proceso de montaje e instrumentación**

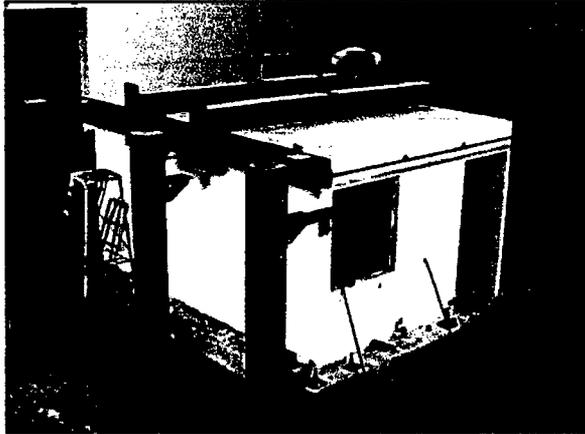


Foto 4.14 - Montaje de mecano de carga

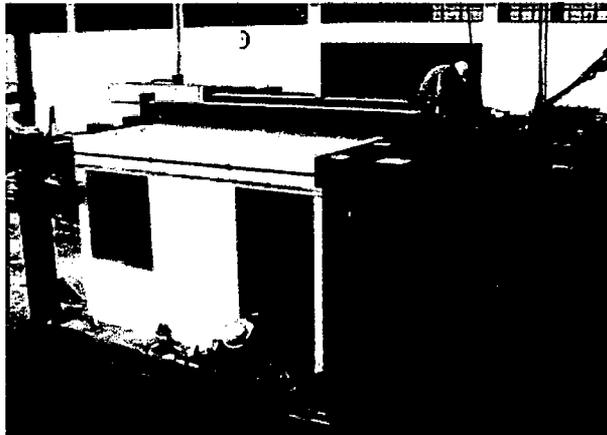


Foto 4.15 - Conexión de actuadores a las vigas de transmisión

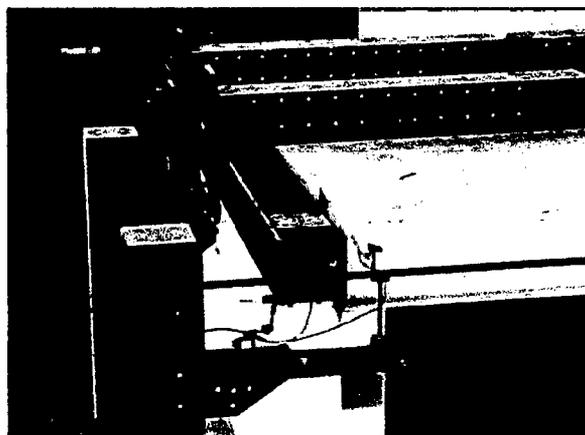


Foto 4.16 - Detalle de transductores en la parte superior del módulo

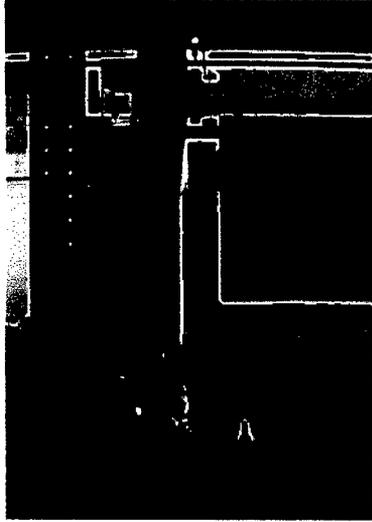


Foto 4.17 – Detalle de transductores

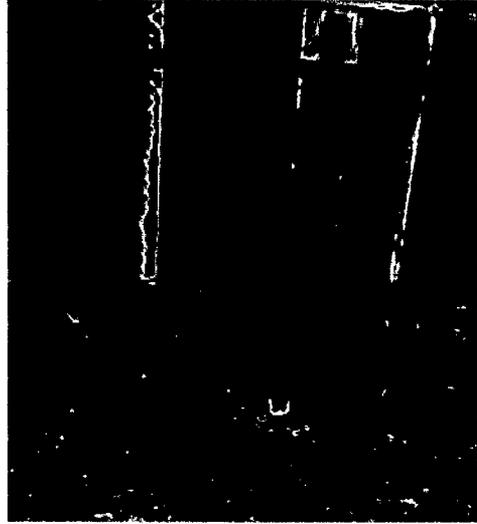


Foto 4.18 – Detalle de ubicación de strain gage

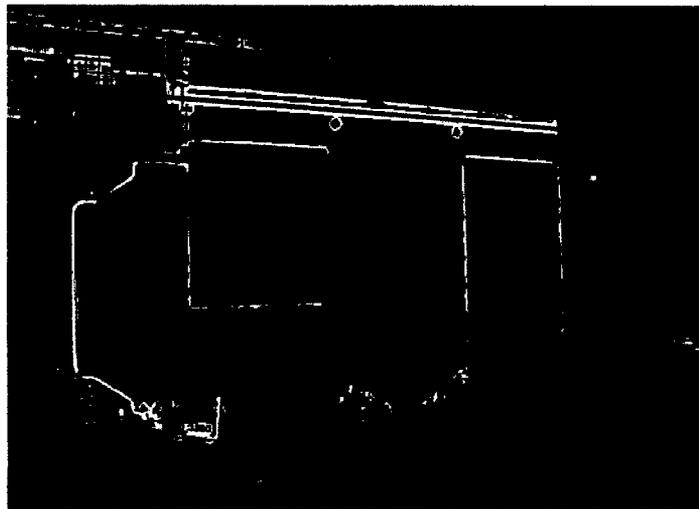


Foto 4.19 - Detalle de transductores (Vista Norte)

4.5.2.3 Metodología del ensayo

El módulo fue ensayado mediante la aplicación de cargas estáticas laterales cíclicas.

El ensayo fue controlado por desplazamiento horizontal a través de los transductores de desplazamiento, estableciéndose 7 fases o niveles de distorsión, los cuales se muestran en la tabla 4.8, aplicándose tres ciclos por cada fase, para obtener valores estables en la curva fuerza deformación. La aplicación de la carga horizontal fue por control de desplazamientos. Se definió la distorsión como la relación del desplazamiento horizontal en la parte superior del muro, entre la altura del mismo.

Tabla 4.8 - Patrones de Distorsión

Número de Ciclo	Distorsión Angular	Desplazamiento (mm)
1	1/ 3200	0.75
2	1/ 1600	1.5
3	1/ 800	3
4	1/ 400	6
5	1/ 200	12
6	1/ 150	16
7	1/ 100	24

CAPITULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Procesamiento de los datos obtenidos en los ensayos para los muros

Comportamiento Cualitativo

El comportamiento cualitativo se analiza a través de la descripción de la secuencia de agrietamiento, además de observaciones relevantes que se hayan dado durante el ensayo o al inspeccionar cada espécimen después del mismo.

Curvas Histeréticas

La curva histerética se obtiene graficando la carga registrada paso a paso versus el desplazamiento real, el cual se halla restando al desplazamiento medido por el transductor CH-5, el desplazamiento de la base medido por el transductor CH-11.

Curva Envolvente

Para determinar la curva envolvente se procede a hallar todos los puntos donde se obtuvieron la fuerza máxima y/o la deformación máxima en cada ciclo, tanto cuando el actuador tracciona como cuando comprime. Estos puntos fueron graficados obteniéndose curvas que son las envolventes de la curva histerética o curva de comportamiento, para cada ciclo.

Degradación de Rigidez

Para obtener la degradación de rigidez del muro, se procede a calcular la rigidez para cada nivel de distorsión en cada uno de los tres lazos, para lo cual se une imaginariamente los puntos de carga máxima, formando una recta cuya pendiente es la rigidez. Finalmente se promedia la rigidez así obtenida en cada lazo para cada nivel de distorsión; de este modo se puede observar como va variando la rigidez del espécimen durante el ensayo.

Disipación de Energía

La energía disipada se obtiene de la curva de histéresis calculando el área encerrada entre la curva de carga y descarga para cada lazo. Posteriormente se calculó la energía relativa que es la relación de la energía disipada respecto a la energía potencial de un sistema elástico de rigidez equivalente.

El amortiguamiento histerético se da cuando una estructura está sujeta a inversiones en el signo de la carga en el rango inelástico. La energía que

corresponde al área del lazo se disipa en el ciclo; esta disipación en la energía se define como amortiguamiento histerético. No se afecta por la velocidad de la estructura, pero se incrementa con el nivel de desplazamiento.

Frecuentemente, el amortiguamiento viscoso equivalente reemplaza al amortiguamiento histerético cuando se lleva a cabo un análisis elástico. El amortiguamiento viscosos equivalente (b) se obtiene a partir de la energía relativa y es usado para comparar las características de amortiguamiento y para el modelamiento numérico de respuestas dinámicas de estructuras, y se define como:

$$b = \frac{ER.}{2\pi}$$

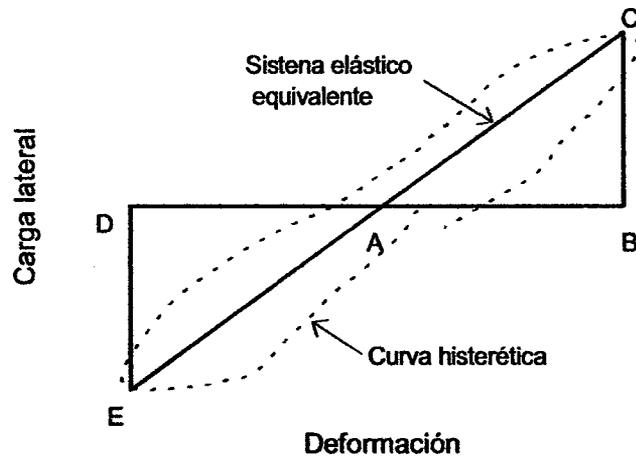


Figura 5.1 – Energía elástica equivalente

5.2 Resultados obtenidos para los muros

Se presentan los resultados experimentales para cada muro ensayado, de acuerdo al procesamiento de datos descrito anteriormente.

5.2.1 Muro MQE257EP-01

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.2)

En el nivel de distorsión 1/3200, no se presentó agrietamiento en el muro. En el nivel de distorsión 1/1600, se observó un ligero agrietamiento en la base del muro y se presentó la primera grieta horizontal en el extremo derecho del muro.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/800, se presentaron las primeras grietas diagonales y continuaron apareciendo nuevas grietas horizontales hasta alcanzar aproximadamente $\frac{1}{2}$ de la altura del muro. En el nivel de distorsión 1/400, las grietas formadas anteriormente continúan progresando y se forman nuevas grietas diagonales, por encima de las existentes. Estas grietas continuaron apareciendo hasta sobrepasar los $\frac{3}{4}$ de la altura del muro.

En el nivel de distorsión 1/200, se formaron nuevas grietas diagonales en la parte central del muro. En los siguientes pasos, se observó un ligero levantamiento del muro con parte de la viga de cimentación en la zona del talón derecho (actuador empujando), además de iniciarse la trituración del talón izquierdo del muro. Cuando el actuador tracciona se observa una grieta horizontal cercana a la base en el talón izquierdo, alcanzando un espesor de aproximadamente 8 mm.

En el nivel de distorsión 1/100, se observó la aparición de grietas a lo largo de la base del muro. No se presenció incremento en la longitud de las demás grietas, la falla de la cimentación se hizo más notoria, además de incrementarse la trituración del talón izquierdo, observándose que el concreto salía del plano del muro, produciéndose el pandeo del acero convencional ubicado en la esquina del mismo. En el primer lazo de este nivel de distorsión se observó el deslizamiento de la base del muro y se escucharon chasquidos, evidenciándose la rotura de la malla.

En el nivel de distorsión 1/50, se siguió incrementando el espesor de las grietas ya existentes, además de producirse la explosión del talón izquierdo.

Luego del ensayo se descubrió la base del muro y se observó el cizallamiento de parte del refuerzo vertical correspondiente al dowell de la malla en el plano de unión del muro con la viga de cimentación; esta falla no se observó en el refuerzo de acero convencional ubicado en los extremos del muro. El pandeo del refuerzo vertical extremo es más notorio en el lado izquierdo.

Curva Histerética (Fig. 5.3 y 5.5)

Hasta el nivel de distorsión 1/1600 se observa un comportamiento prácticamente lineal, no observándose un ensanchamiento de los lazos, además de la ausencia de grietas significativas.

Hasta el nivel de distorsión 1/800 los lazos experimentan mayor ensanchamiento, indicando disipación de energía que se da a través del agrietamiento principalmente por flexión, lo cual se traduce en la degradación de la rigidez. Para cada nivel de distorsión se aplicaron 3 lazos; para este nivel los lazos son similares, observándose sin embargo una pequeña degradación del segundo y tercer lazo con respecto al primero.

Hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/400, conforme el muro sufre agrietamiento se observa el ensanchamiento de los lazos histeréticos lo cual evidencia la disipación de energía en el sistema. Al ir aumentando el nivel de distorsión, la degradación de la rigidez y la disminución de la capacidad del segundo y tercer lazo con respecto al primero va incrementándose.

La rigidez tangente decrece cuando se incrementa el valor de la deformación en el comienzo de la descarga. Esta reducción es parte de la llamada "*degradación de rigidez*", que es una característica típica del comportamiento de los miembros de concreto armado. Cuando la carga desaparece hay una deformación permanente considerable, que a su vez es el principal resultado de las deformaciones inelásticas permanentes producidas en el acero de tracción y del deslizamiento residual entre las barras de refuerzo y el concreto.

En el nivel de distorsión 1/200, se alcanza la máxima capacidad del muro. En la curva histerética se puede observar que al finalizar el proceso de descarga, se produce un cambio en la rigidez que esta dada por la pendiente de la curva, cuando

se continua la carga en el otro sentido esta pendiente se vuelve a incrementar, lo cual indica una recuperación de dicha rigidez. La razón de ello es que la inversión de la carga produce la abertura de grietas en la nueva cara del elemento a tracción antes de que las grietas producidas en la fase de carga anterior se cierren. Estas grietas en la zona de compresión se cierran gradualmente, lo que produce una reactivación del concreto que se manifiesta en un endurecimiento de la curva de recarga. Como el ablandamiento inicial del comportamiento de la recarga y el posterior endurecimiento pueden también aparecer en la curva de carga en la dirección opuesta, los lazos de histéresis resultantes son estrangulados hacia el origen. Este efecto se conoce como estrechamiento o "pinching".

Además se observa una degradación considerable del muro entre los diferentes lazos, cuando el actuador empuja, esto debido a que se produjo la rotura de la viga de cimentación produciendo cambios bruscos en la capacidad del muro, lo cual no se observa cuando éste tracciona.

En el nivel de distorsión 1/100, la rotura de la malla en la base además de la trituración de los talones conlleva a una sustancial pérdida de resistencia y rigidez, lo cual puede ser evidenciado observando la curva histerética. Así, en el primer lazo aún cuando muestra degradación de la rigidez con respecto al nivel de distorsión anterior, la capacidad máxima se mantiene dentro de los mismos niveles. Sin embargo, una vez producida la rotura esta capacidad cae fuertemente, llegando el segundo y tercer lazo a alcanzar aproximadamente la mitad de la resistencia lograda en el primer lazo cuando el actuador empuja y las $\frac{3}{4}$ partes de la capacidad cuando el actuador tracciona.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/50 se observa que el muro mantiene casi la misma capacidad alcanzada en los dos últimos lazos de la distorsión anterior, para ambas direcciones de carga.

Curva Envolvente (Fig. 5.4)

En la curva envolvente se observa que el comportamiento fue similar para la rama positiva (actuador traccionando), como negativa (actuador comprimiendo), observándose en ambos casos que la capacidad máxima es parecida y se daba al alcanzar aproximadamente la distorsión 1/200.

Para el comportamiento inicial del muro, donde se encontraba un comportamiento elástico lineal se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los tres primeros lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, con lo cual se obtuvo una rigidez de 19.86 t/mm.

En la etapa elástica, la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/1600, se obtiene una fuerza lateral promedio de 23 t. A partir de este punto se inicia un comportamiento no lineal e inelástico, lo cual coincide con la formación de las primeras grietas horizontales por flexión en el muro. Sin embargo, a pesar de la reducción de la rigidez tangencial, el espécimen continuo resistiendo mayores incrementos de carga, hasta alcanzar una resistencia máxima promedio de 41.5 t, en el nivel de distorsión 1/200. A partir de este nivel de distorsión la curva decae, observándose una reducción considerable de la capacidad del muro, alcanzándose para una distorsión de 1/50 una capacidad de 17 t.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.6)

En la curva Rigidez vs. Distorsión, se puede observar la degradación de rigidez, siendo esta degradación más rápida al principio que en las etapas finales del ensayo. En este muro la rigidez inicial alcanzada es de 20.5 t/mm (distorsión 1/3200). Cabe destacar que en este caso se ha tomado el promedio de rigidez pico a pico en cada nivel de distorsión, mientras que para describir la etapa elástica en la curva envolvente se empleó una regresión lineal empleando todos los puntos de los tres primeros lazos histeréticos correspondientes al primer nivel de distorsión 1/3200. Esto nos permite observar la sensibilidad de la rigidez, la cual se debe a los niveles tan altos que se alcanzan en la etapa inicial, observándose para los primeros niveles de distorsión un fuerte deterioro de la rigidez, llegando en el nivel de distorsión 1/400 al 25.4 % de la rigidez inicial, equivalente a 5.2 t/mm; se observa, sin embargo, que desde este punto el cambio de rigidez es más gradual. A partir del nivel de distorsión 1/100 la degradación es más suave, alcanzándose al final del ensayo una rigidez de 0.56 t/mm, equivalente al 2.7% de la rigidez inicial, para el nivel de distorsión 1/50.

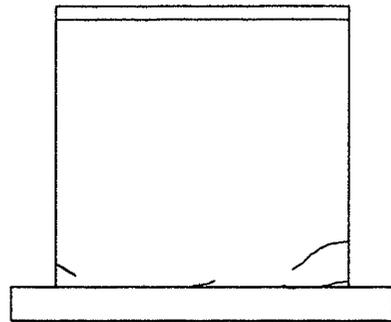
Disipación de Energía (Fig. 5.7)

Los valores obtenidos para el amortiguamiento en los primeros ciclos hasta el nivel de distorsión 1/1600 se encuentran entre 6 % y 7%. Desde el nivel de distorsión 1/800 hasta 1/200, los valores oscilan entre 9% y 13%, alcanzando al final del ensayo un valor de 23%, para una distorsión de 1/100.

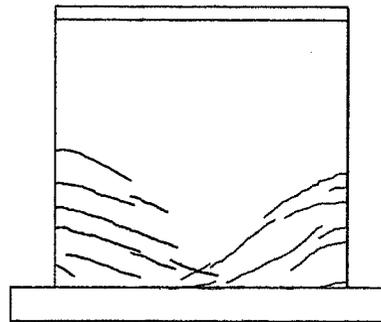
En lo referente a la energía disipada, ésta se incrementa para mayores niveles de deformación, siendo esta energía mayor para el primer lazo con respecto a los siguientes lazos, para cada nivel de distorsión.

Para los primeros niveles de deformación, la energía disipada se manifiesta a través de la formación de las primeras grietas por flexión. Al incursionar en el rango inelástico, se observa un visible ensanchamiento de los lazos que coincide con la propagación de las grietas por flexión y corte. Para los niveles extremos de deformación, debido a la formación de las grietas diagonales, al cizallamiento del refuerzo vertical correspondiente al dowel de la malla en el plano de unión del muro con la viga de cimentación y a la trituración del talón izquierdo se observa una gran disipación de energía.

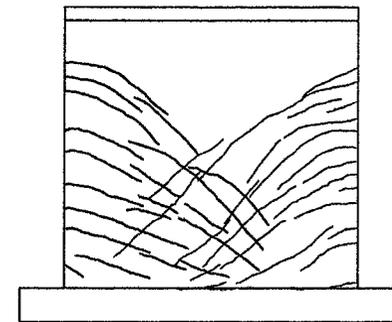
Secuencia de agrietamiento
Muro MQE257EP-01



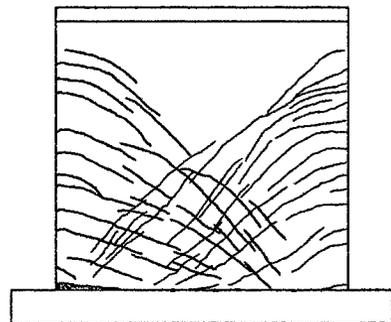
1/1600



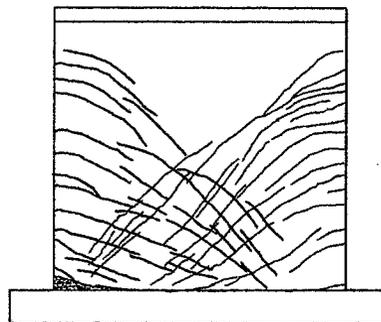
1/800



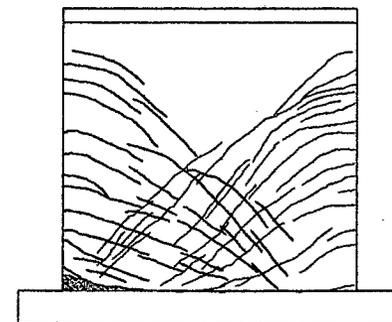
1/400



1/200



1/100



1/50

Figura 5.2

Tabla 5.1 - Muro MQE257EP - 01

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGÍA		AMORT. VISCOSO
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA (Joules)	RELATIVA E.R.	b
1	1/3200	0.75	15.02	15.38	0.69	0.74	21.22			50.7	0.47	0.08
2	1/3200	0.75	16.88	14.76	0.84	0.74	20.06			44.7	0.36	0.06
3	1/3200	0.75	14.44	14.28	0.72	0.71	20.17	20.48	100.00	29.9	0.30	0.05
1	1/1600	1.5	23.95	23.55	1.52	1.55	15.47			186.9	0.52	0.08
2	1/1600	1.5	23.38	21.41	1.48	1.51	14.95			139.4	0.42	0.07
3	1/1600	1.5	24.03	21.25	1.59	1.53	14.53	14.98	73.14	153.5	0.44	0.07
1	1/800	3	30.83	30.06	3.50	3.12	9.21			795.2	0.81	0.13
2	1/800	3	28.47	29.28	3.32	3.17	8.90			479.3	0.52	0.08
3	1/800	3	27.97	28.52	3.44	3.14	8.58	8.90	43.44	411.3	0.45	0.07
1	1/400	6	31.24	34.99	6.16	6.29	5.32			2057.2	1.02	0.16
2	1/400	6	37.25	31.09	6.81	6.43	5.16			1339.3	0.60	0.10
3	1/400	6	35.57	28.76	6.28	6.31	5.11	5.20	25.37	1076.3	0.54	0.09
1	1/200	12	42.66	40.40	13.55	12.98	3.13			6197.7	1.15	0.18
2	1/200	12	38.20	38.86	12.97	12.56	3.02			3426.1	0.71	0.11
3	1/200	12	33.72	37.45	13.886	11.95	2.75	2.97	14.49	2864.7	0.64	0.10
1	1/100	24	28.13	35.63	25.07	24.93	1.28			13134.1	1.68	0.27
2	1/100	24	20.33	33.05	24.77	26.51	1.04			8346.2	1.23	0.20
3	1/100	24	17.34	31.80	25.80	26.27	0.94	1.09	5.31	7686.5	1.22	0.19
1	1/50	48	16.82	32.71	47.17	33.82	0.61	0.61	2.99	16484.3	1.85	0.29

Curva Histerética - MQE257EP-01

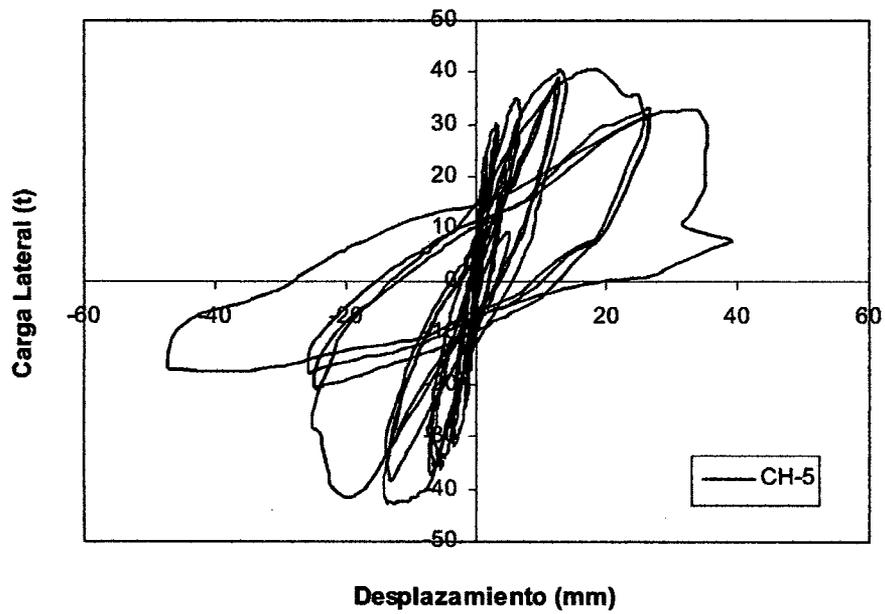


Figura 5.3

Curvas Envolventes - MQE257EP-01

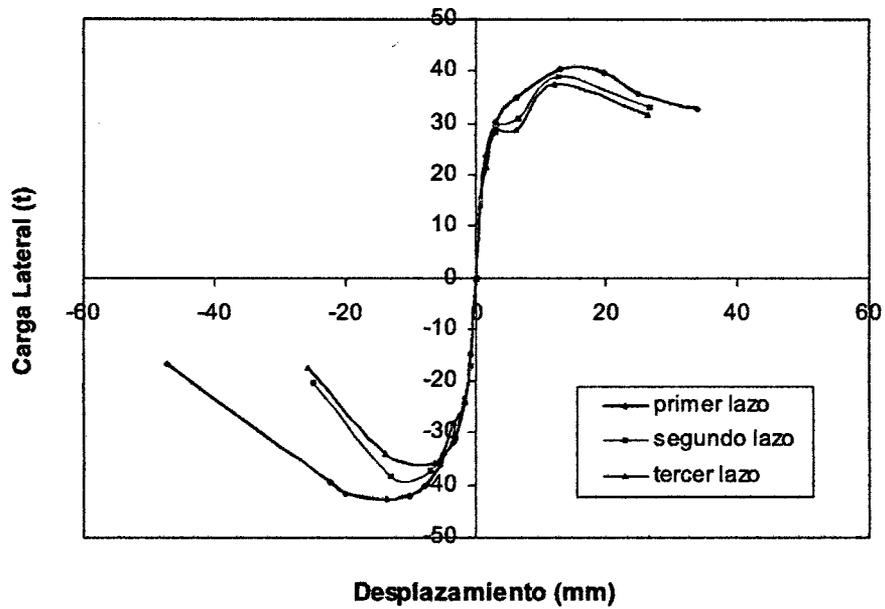


Figura 5.4

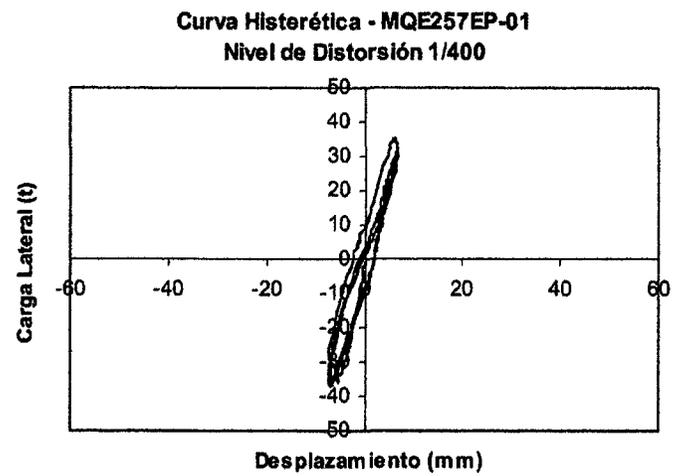
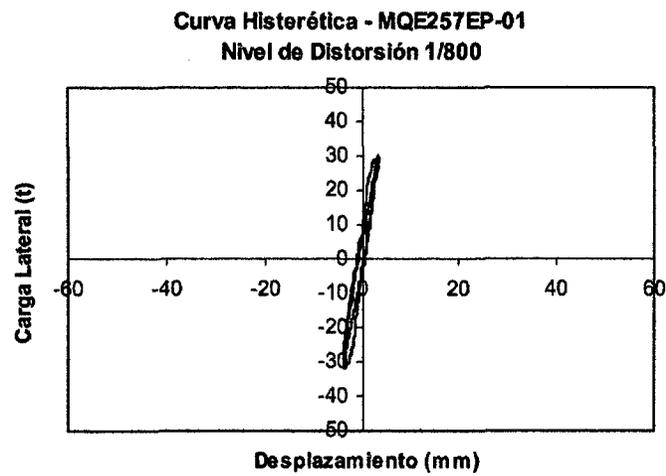
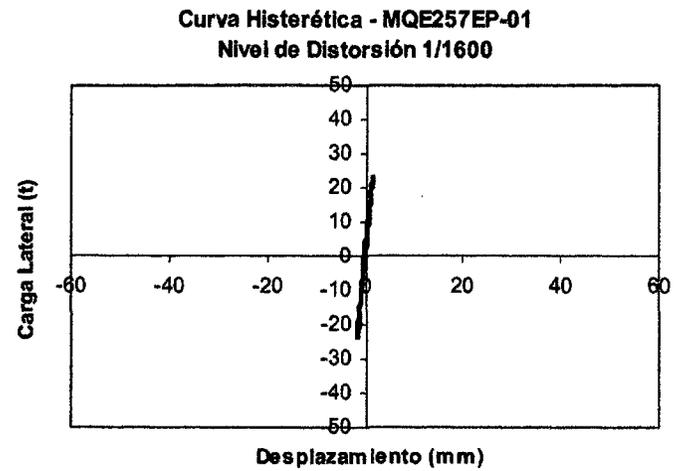
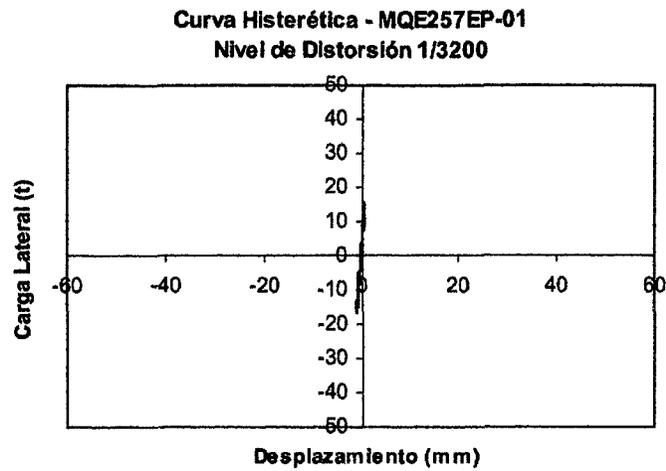
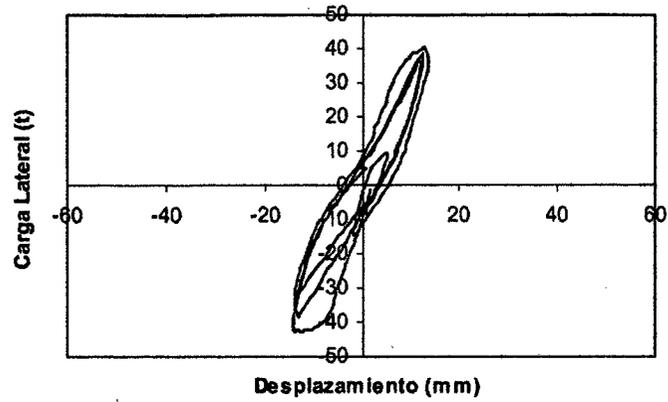
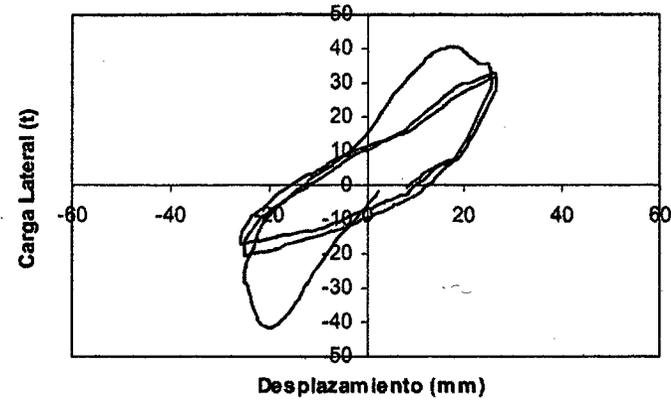


Figura 5.5a

Curva Histerética - MQE257EP-01
Nivel de Distorsión 1/200



Curva Histerética - MQE257EP-01
Nivel de Distorsión 1/100



Curva Histerética - MQE257EP-01
Nivel de Distorsión 1/50

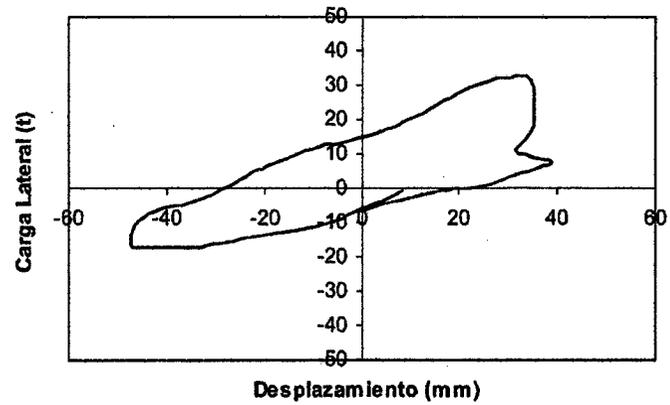


Figura 5.5b

Degradación de Rigidez - MQE257EP-01

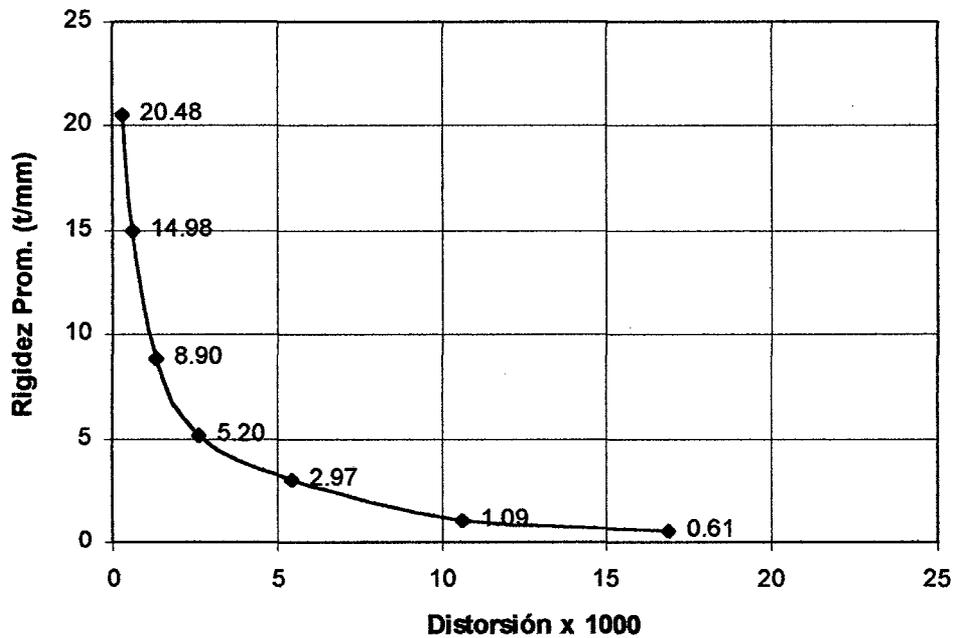


Figura 5.6

Energía Disipada - MQE257EP-01

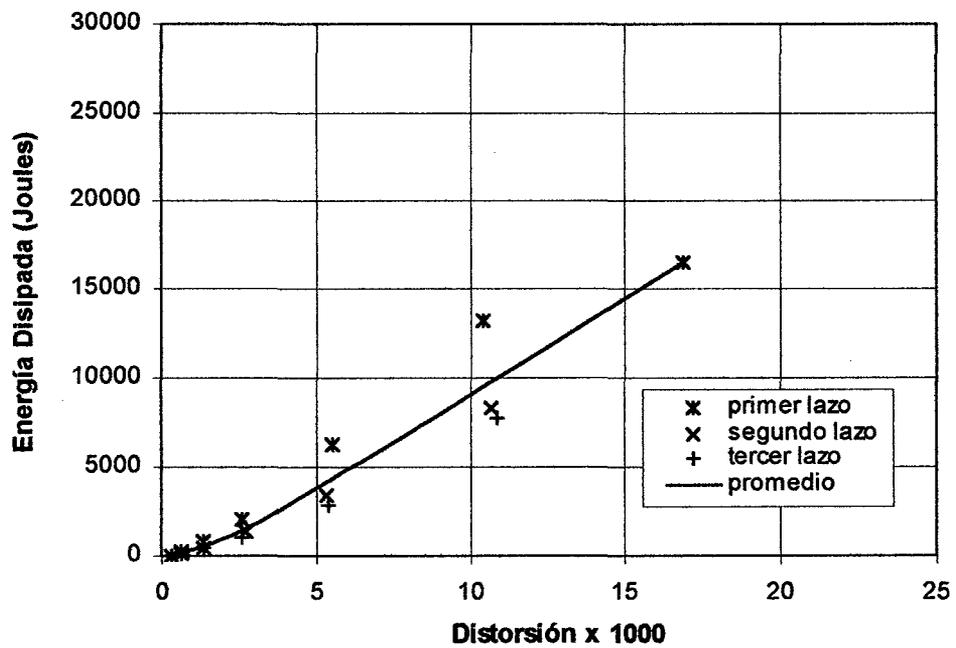


Figura 5.7

MURO MQE257EP-01

Durante el ensayo



Foto 5.1 - Distorsión 1/200



**Foto 5.2 - Distorsión 1/200
Levantamiento del muro (extremo derecho)**



**Foto 5.3 - Distorsión 1/200
Agrietamiento talón izquierdo**



**Foto 5.4 - Distorsión 1/100
Levantamiento del muro por flexión**



**Foto 5.5 - Distorsión 1/50
Explosión del talón izquierdo**

Después del ensayo

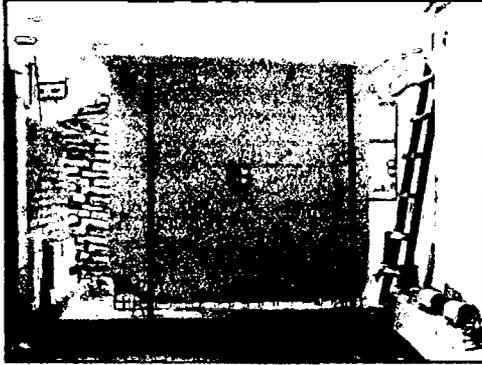


Foto 5.6 – Descubrimiento de la base



Foto 5.7 – Rotura del dowell de malla a lo largo de la base



Foto 5.8 – Detalle del cizalle del dowell de malla

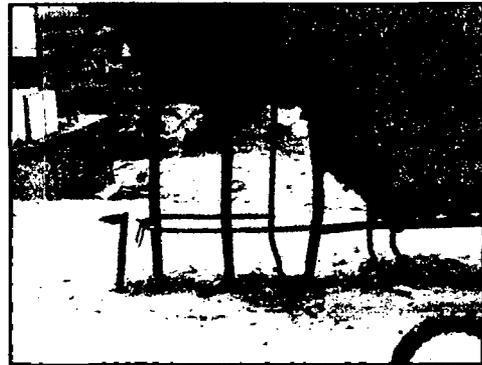


Foto 5.9 – Pandeo del refuerzo de acero convencional en los extremos



Foto 5.10 – Detalle del pandeo del refuerzo extremo

5.2.2 Muro MQE257EP-02

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.8)

En el nivel de distorsión 1/3200, se presentó un ligero agrietamiento en la base del muro. En el nivel de distorsión 1/1600, se incrementó ligeramente el agrietamiento en la base del muro; asimismo, se observó la formación de grietas horizontales en los extremos debido a los efectos de flexión hasta aproximadamente 1/8 de la altura del muro desde la base.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/800, se presentaron las primeras grietas diagonales y continuaron apareciendo nuevas grietas horizontales hasta alcanzar aproximadamente $\frac{1}{2}$ de la altura del muro.

En el nivel de distorsión 1/400, las grietas formadas anteriormente continúan progresando y se forman nuevas grietas diagonales, por encima de las existentes, estas grietas continuaron apareciendo hasta alcanzar los $\frac{3}{4}$ de la altura del muro.

En el nivel de distorsión 1/200, se formaron nuevas grietas diagonales. Se inició la trituración del talón izquierdo del muro.

En el nivel de distorsión 1/100, continuaron las grietas diagonales en la parte inferior central del muro, asimismo se observa la explosión del talón izquierdo. Además se escucharon chasquidos en el primer lazo para este nivel de distorsión, evidenciándose la rotura de la malla, iniciándose el deslizamiento y la trituración del concreto a lo largo de la base. Se observó el agrietamiento vertical del talón derecho cuando el actuador comprimía así como también el pandeo del refuerzo vertical convencional en el extremo izquierdo.

En el nivel de distorsión 1/50, se incrementó el daño en el talón izquierdo, notándose que no hay un incremento de grietas con respecto a la distorsión anterior. El pandeo del refuerzo vertical convencional en el extremo izquierdo se hace más evidente.

Luego del ensayo se descubrió la base del muro, se observó el cizallamiento de parte del refuerzo vertical correspondiente al dowel de la malla en el plano de unión

del muro con la viga de cimentación. Esta falla no se observó en el refuerzo de acero convencional ubicado en los extremos del muro. El pandeo del refuerzo vertical extremo es más notorio en el lado izquierdo. El muro quedó en estado inestable ante acciones perpendiculares a su plano.

Curva Histerética (Fig. 5.98 y 5.11)

Hasta el nivel de distorsión 1/1600 se observa un comportamiento prácticamente lineal, no observándose un ensanchamiento de los lazos, además de la ausencia de grietas significativas.

Hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/400, conforme el muro sufre agrietamiento se observa el ensanchamiento de los lazos histeréticos, lo cual evidencia la disipación de energía en el sistema.

En el nivel de distorsión 1/200, se alcanza la capacidad máxima del muro, presentándose para este nivel de distorsión el efecto "pinching" al igual que en el muro anterior, observándose además una ligera degradación entre el primer lazo y los lazos sucesivos.

En el nivel de distorsión 1/100, se produjo la explosión del talón izquierdo además del rompimiento de la malla, observándose en la curva histerética, que el primer lazo, aun cuando muestra degradación de la rigidez con respecto al nivel de distorsión anterior, mantiene su capacidad máxima dentro de los mismos niveles. Sin embargo esta capacidad cae, llegando el segundo y tercer lazo a alcanzar aproximadamente las 3/4 de la resistencia lograda en el primer lazo.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/50, se observa que el muro mantiene casi la misma capacidad alcanzada en los dos últimos lazos de la distorsión anterior, para ambas direcciones de carga.

Curva Envolvente (Fig. 5.10)

En la curva envolvente se observa que el comportamiento fue similar para la rama positiva (actuador traccionando), como negativa (actuador comprimiendo), observándose en ambos casos que la capacidad máxima es parecida y se daba al alcanzar la distorsión 1/200.

Para el comportamiento inicial del muro, donde se encontraba un comportamiento elástico lineal se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los tres primeros lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, con lo cual se obtuvo una rigidez de 19.32 t/mm.

En la etapa elástica, la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/1600, se obtiene una fuerza lateral promedio de 25 t. A partir de este punto se inicia un comportamiento no lineal e inelástico, el cual coincide con la formación de las primeras grietas horizontales por flexión en el muro. Sin embargo, a pesar de la reducción de la rigidez tangencial, el espécimen continuó resistiendo mayores incrementos de carga, hasta alcanzar una resistencia máxima promedio de 43 t, en el nivel de distorsión 1/200. A partir de este nivel de distorsión la curva decae, observándose una reducción considerable de la capacidad del muro, alcanzándose para una distorsión de 1/50 una capacidad de 24 t cuando el actuador comprime y de 31 t cuando el actuador tracciona.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.12)

El comportamiento de este muro es muy similar al muro anterior, el cual tiene el mismo patrón de refuerzo. La rigidez inicial alcanzada es de 20.7 t/mm, observándose un fuerte deterioro de la rigidez en los primeros niveles de distorsión hasta alcanzar la distorsión 1/400, nivel en el cual la rigidez se reduce hasta el 28.7% de la rigidez inicial, equivalente a 5.9 t/mm, observándose el mismo cambio gradual de rigidez que en el muro anterior. Asimismo, se observa una degradación mas suave a partir del nivel de distorsión 1/100, obteniéndose al final del ensayo para el nivel de distorsión 1/50 una rigidez de 0.56 t/mm, equivalente al 2.7 % de la rigidez inicial, valores iguales a los alcanzados en el muro anterior.

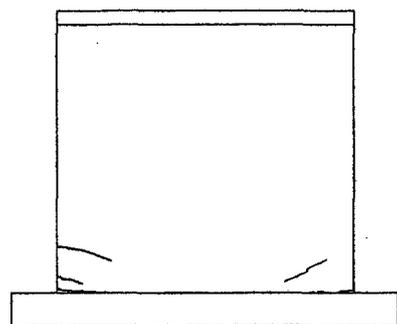
Disipación de Energía (Fig. 5.13)

El amortiguamiento hasta el nivel de distorsión de 1/400, se encuentra entre 7% y 8%. Para el nivel de deformación 1/200 es del orden de 11%, alcanzando un valor de 26% para el nivel de distorsión 1/50.

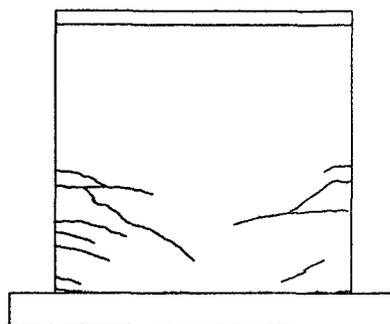
La energía disipada se incrementa para mayores niveles de deformación, observándose una reducción de la energía disipada en el segundo y tercer lazo respecto al primero.

En los primeros niveles de deformación la energía disipada se manifiesta a través de las primeras grietas por flexión. A partir del nivel de distorsión 1/400 el ensanchamiento de los lazos es más notorio debido a la propagación de las grietas diagonales. Al alcanzar el nivel de distorsión 1/100 el ensanchamiento es mayor, debido al cizallamiento del refuerzo vertical correspondiente al dowel de la malla así como a la trituración del talón izquierdo. Al alcanzar el nivel de distorsión 1/50 este ensanchamiento es más notorio.

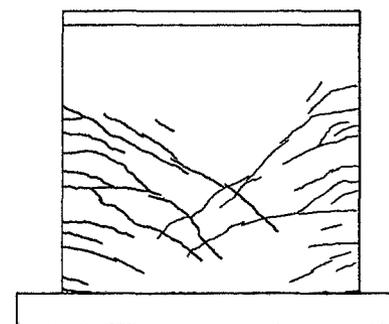
**Secuencia de agrietamiento
Muro MQE257EP-02**



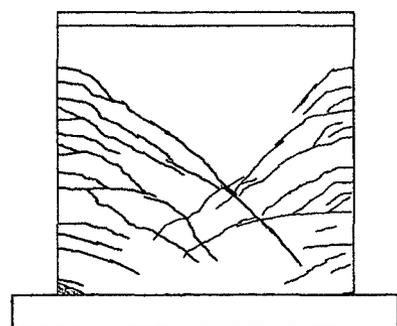
1/1600



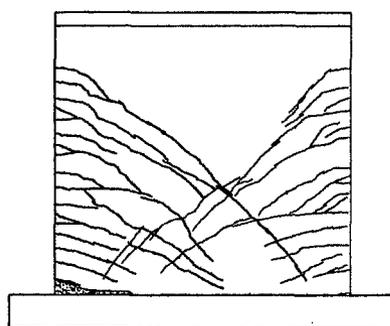
1/800



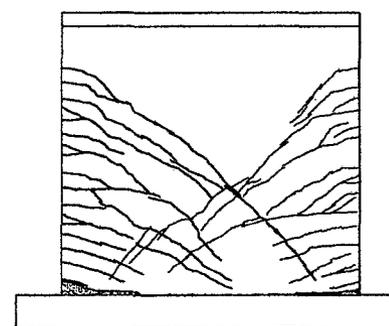
1/400



1/200



1/100



1/50

Figura 5.8

Tabla 5.2 - Muro MQE257EP - 02

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGIA		AMORT. VISCOSO
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA (Joules)	RELATIVA E.R.	b
1	1/3200	0.75	16.03	16.34	0.84	0.68	21.31			67.2	0.56	0.09
2	1/3200	0.75	15.67	17.26	0.81	0.74	21.31			61.9	0.50	0.08
3	1/3200	0.75	15.15	16.54	0.85	0.78	19.42	20.68	100.00	47.1	0.37	0.06
1	1/1600	1.5	24.97	24.88	1.53	1.49	16.48			195.6	0.53	0.08
2	1/1600	1.5	24.85	25.21	1.58	1.55	15.98			156.1	0.41	0.06
3	1/1600	1.5	20.04	23.75	1.54	1.51	14.37	15.61	75.48	135.1	0.41	0.07
1	1/800	3	31.98	30.82	3.16	3.20	9.88			676.6	0.69	0.11
2	1/800	3	30.20	29.17	3.20	3.15	9.34			359.8	0.39	0.06
3	1/800	3	29.65	29.53	3.23	3.27	9.10	9.44	45.65	319.1	0.34	0.05
1	1/400	6	38.29	37.88	6.12	6.07	6.25			1560.6	0.69	0.11
2	1/400	6	36.55	35.88	6.12	6.21	5.88			991.9	0.45	0.07
3	1/400	6	35.69	34.93	6.09	6.34	5.68	5.94	28.71	832.3	0.39	0.06
1	1/200	12	44.48	41.33	11.97	12.38	3.52			4432.8	0.87	0.14
2	1/200	12	40.93	39.13	12.69	12.48	3.18			3119.8	0.63	0.10
3	1/200	12	37.30	38.18	12.021	12.70	3.05	3.25	15.73	2436.8	0.53	0.08
1	1/100	24	35.50	33.94	24.57	24.66	1.41			12133.1	1.45	0.23
2	1/100	24	25.98	30.21	24.50	25.70	1.12			8285.6	1.20	0.19
3	1/100	24	27.08	25.53	26.27	25.77	1.01	1.18	5.71	8145.5	1.21	0.19
1	1/50	48	24.34	30.94	48.38	50.54	0.56	0.56	2.70	22077.9	1.64	0.26

Curva Histerética - MQE257EP-02

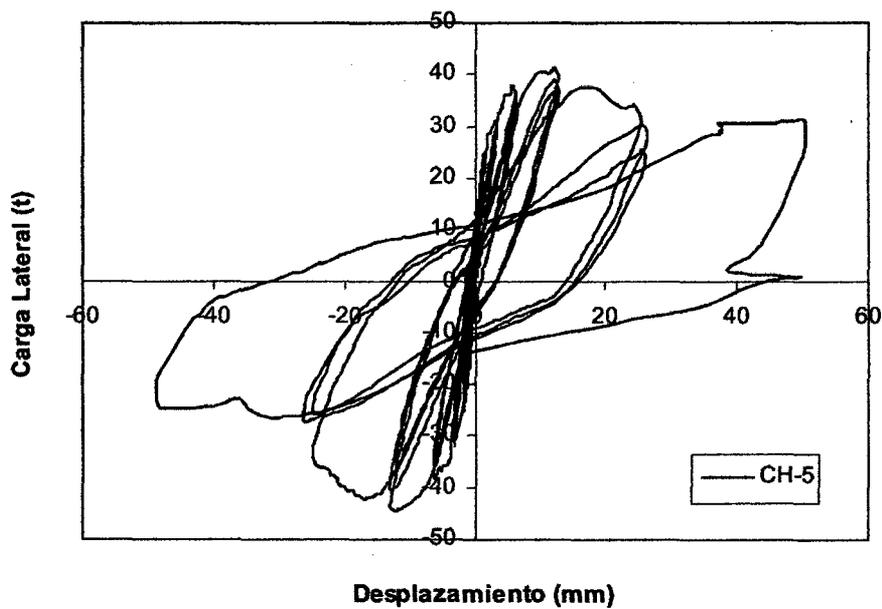


Figura 5.9

Curvas Envolventes - MQE257EP-02

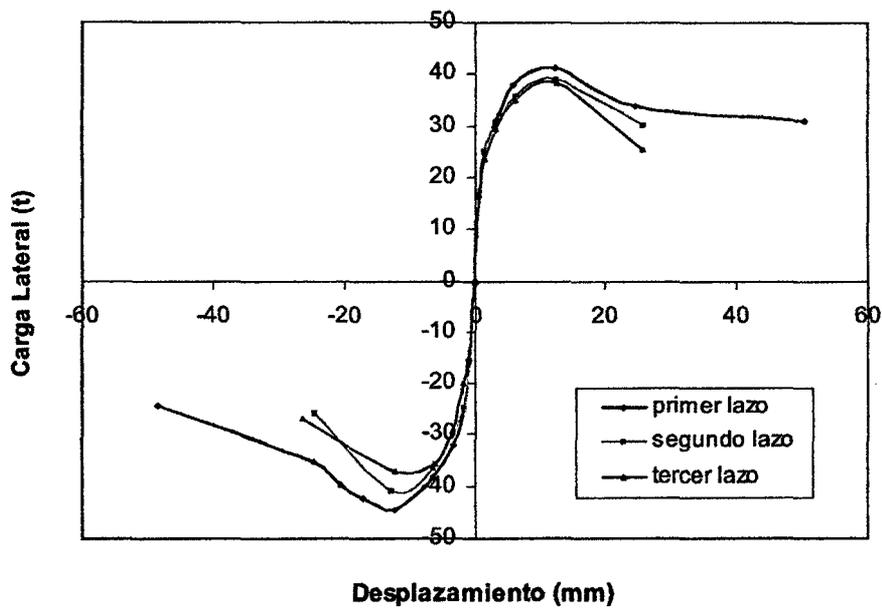


Figura 5.10

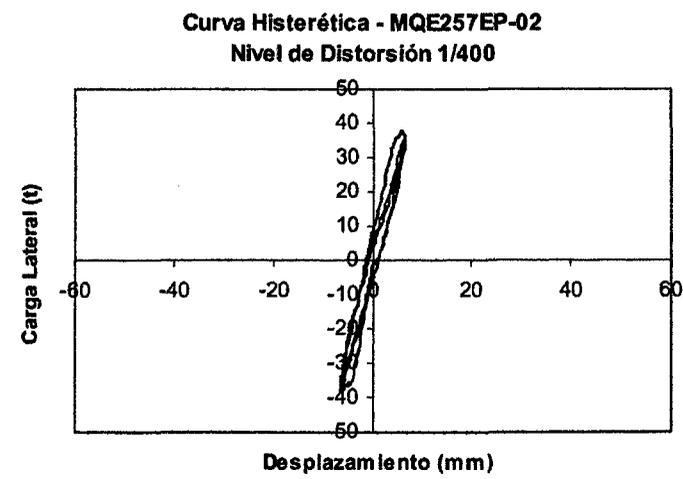
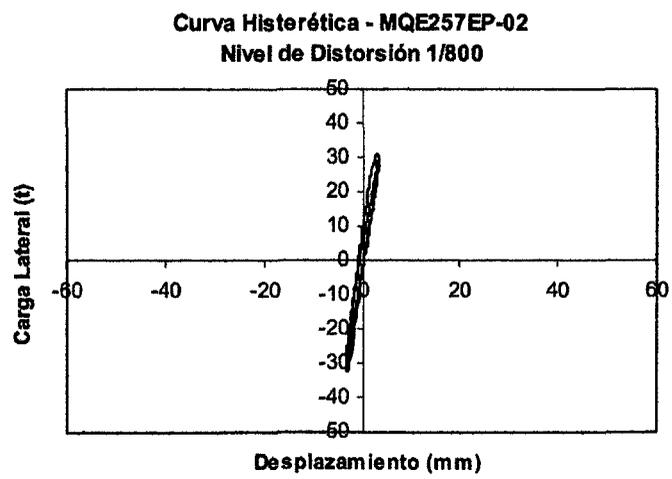
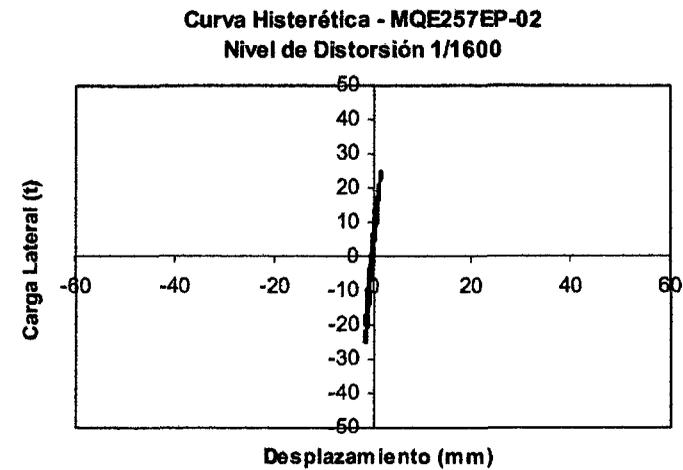
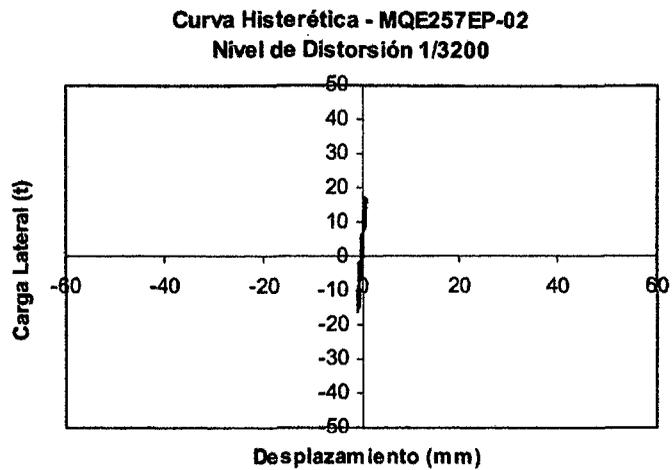
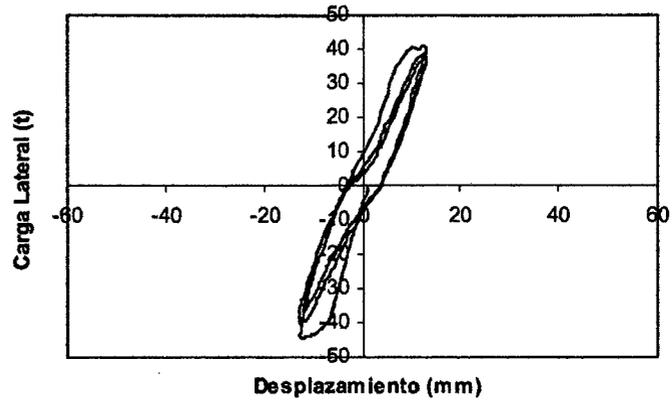
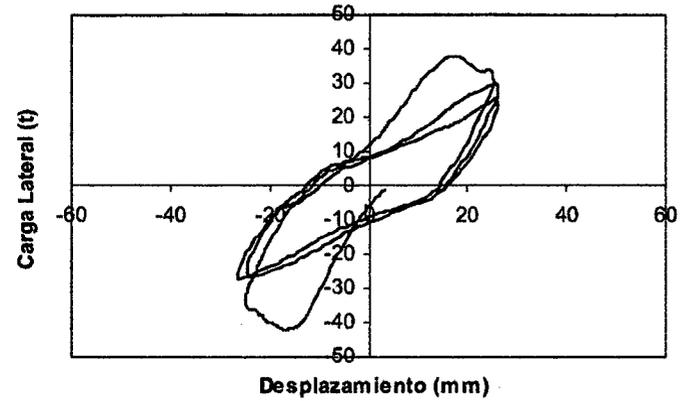


Figura 5.11a

Curva Histerética - MQE257EP-02
Nivel de Distorsión 1/200



Curva Histerética - MQE257EP-02
Nivel de Distorsión 1/100



Curva Histerética - MQE257EP-02
Nivel de Distorsión 1/50

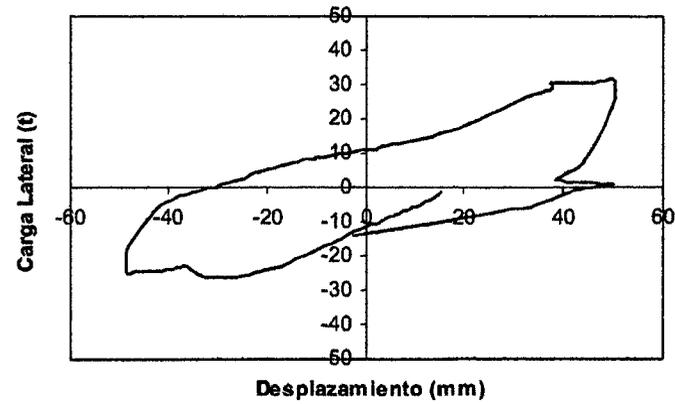


Figura 5.11b

Degradación de Rigidez - MQE257EP-02

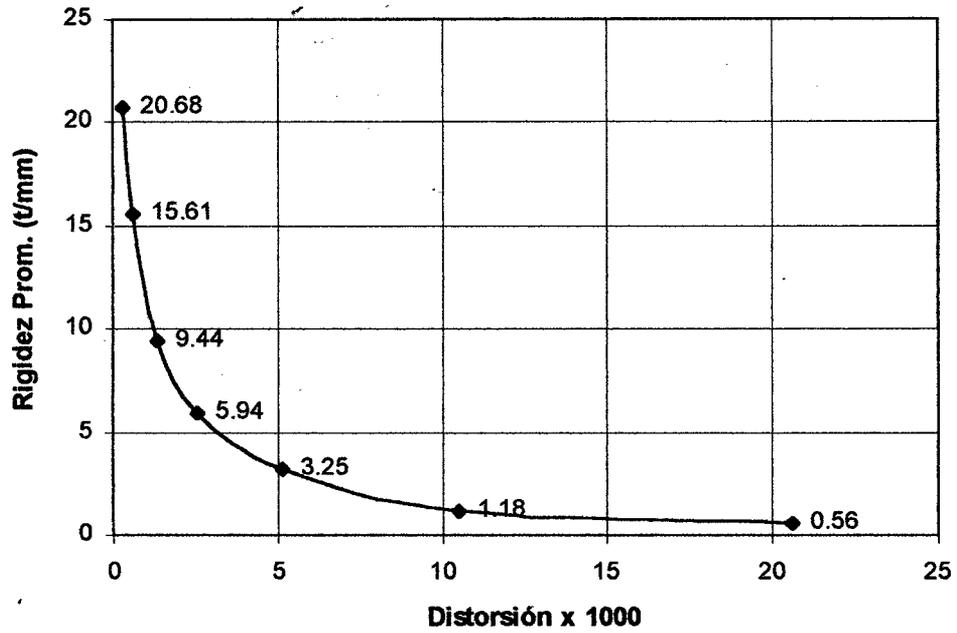


Figura 5.12

Energía Disipada - MQE257EP-02

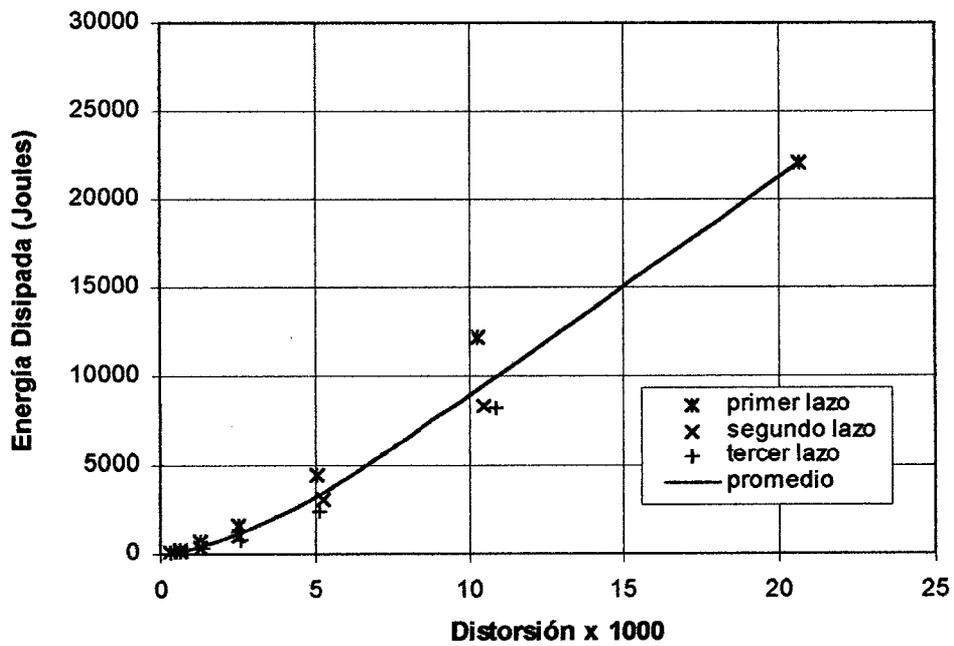


Figura 5.13

MURO MQE257EP-02

Durante el ensayo



Foto 5.11 - Distorsión 1/200
Agrietamiento talón izquierdo



Foto 5.12 - Distorsión 1/100
Explosión talón izquierdo

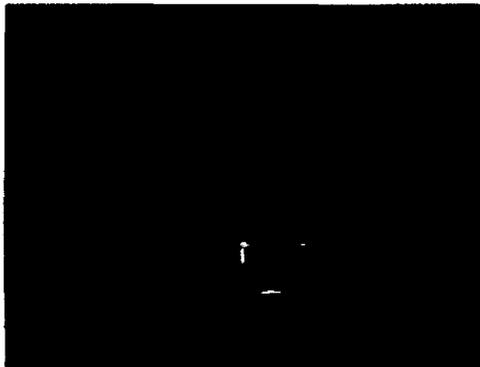


Foto 5.13 - Distorsión 1/100



Foto 5.14 - Distorsión 1/50
Detalle del daño en el talón izquierdo



Foto 5.15 - Distorsión 1/50. Pandeo del muro

Después del ensayo

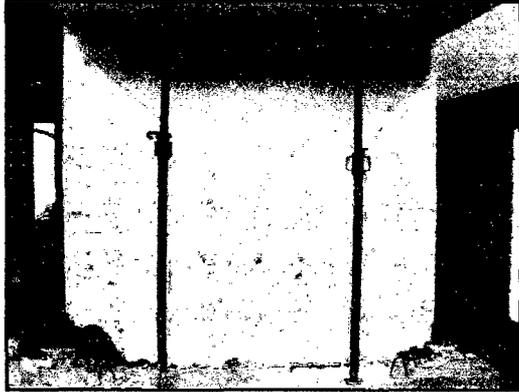


Foto 5.16 – Descubrimiento de los talones

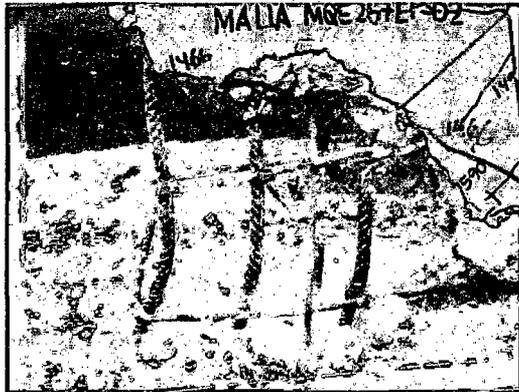


Foto 5.17 - Detalle del pandeo del refuerzo de acero convencional (talón izquierdo)



Foto 5.18 – Detalle de trituración en el talón derecho.

5.2.3 Muro MQE257EP-03

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.14)

En el nivel de distorsión 1/3200, se observó un ligero agrietamiento en la base del muro. En el nivel de distorsión 1/1600, se incrementó el agrietamiento en la base del muro. Asimismo, no se observó la formación de grietas horizontales en los extremos del muro.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/800, se observó la formación de las primeras grietas por flexión hasta alcanzar la mitad de la altura del muro. Asimismo se presentaron las primeras grietas diagonales. El agrietamiento en la base aumenta .

En el nivel de distorsión 1/400, las grietas diagonales formadas anteriormente continuaron progresando, y aparecen grietas por encima de las existentes hasta alcanzar los $\frac{3}{4}$ de la altura del muro.

En el nivel de distorsión 1/200, se observa la formación de grietas diagonales que nacen en los extremos por encima de los $\frac{3}{4}$ de la altura del muro, además de una ligera trituración en el talón izquierdo.

En el nivel de distorsión 1/100, continuó incrementándose la longitud de las grietas diagonales existentes, además de observarse un levantamiento del muro junto con parte de la viga de cimentación en la zona del talón derecho.

En el nivel de distorsión 1/50, las grietas existentes se conservan, observándose una mayor trituración del talón izquierdo, además de hacerse más notoria la falla de la cimentación. En este nivel de distorsión también se evidencia el deslizamiento a través de la base, produciéndose el pandeo de las varillas del dowell, sin llegar a la rotura.

Curva Histerética (Fig. 5.15 y 5.17)

Hasta el nivel de distorsión 1/1600 se observa un comportamiento prácticamente lineal, no observándose un ensanchamiento de los lazos, además de la ausencia de grietas significativas.

Hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/400, conforme el muro sufre agrietamiento se observa el ensanchamiento de los lazos histeréticos lo cual evidencia la disipación de energía en el sistema.

En el nivel de distorsión 1/200, se presenta para este nivel de distorsión el efecto "pinching" al igual que en el muro anterior, observándose además una ligera degradación entre el primer lazo y los lazos sucesivos.

En el nivel de distorsión 1/100, se alcanza la capacidad máxima del muro, y se continúa observando el efecto "pinching". Asimismo en la curva histerética se observa una disminución de la capacidad para el segundo y tercer lazo con respecto al primero. Esta disminución es más significativa cuando el actuador empuja, alcanzando aproximadamente las $\frac{3}{4}$ partes de la capacidad del primer lazo.

En el nivel de distorsión 1/50, se observa que el muro mantiene casi la misma capacidad alcanzada en los dos últimos lazos de la distorsión anterior, para ambas direcciones de carga.

Curva Envolvente (Fig. 5.16)

En la curva envolvente se observa que el comportamiento fue similar para la rama positiva (actuador traccionando), como negativa (actuador comprimiendo), observándose en ambos casos que la capacidad máxima es parecida y se daba al alcanzar la distorsión 1/100.

Para el comportamiento inicial del muro, donde se encontraba un comportamiento elástico lineal se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los tres primeros lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, con lo cual se obtuvo una rigidez de 19.59 t/mm.

En la etapa elástica, la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/1600, se obtiene una fuerza lateral promedio de 25 t. A partir de este punto se inicia un comportamiento no lineal e inelástico, el cual coincide con la formación de las primeras grietas horizontales por flexión en el muro. Sin embargo, a pesar de la reducción de la rigidez tangencial, el espécimen continuó resistiendo mayores incrementos de carga, hasta alcanzar una resistencia máxima promedio de 44 t, en el nivel de distorsión 1/100. A partir de este nivel de distorsión la curva decae, observándose una reducción de la capacidad del muro, alcanzándose para una distorsión de 1/50 una capacidad de 32 t cuando el actuador comprime y de 42 t cuando el actuador tracciona.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.18)

La rigidez degrada conforme es mayor la distorsión. Esta degradación es más rápida al principio que en las etapas finales del ensayo. La rigidez inicial alcanzada es de 19.7 t/mm, observándose para los primeros niveles de distorsión un fuerte deterioro de la rigidez, llegando en el nivel de distorsión 1/400 al 26.3 % de la rigidez inicial, equivalente a 5.2 t/mm. Observándose el mismo cambio gradual de rigidez que en los muros anteriores. A partir del nivel de distorsión 1/100 la degradación es más suave, alcanzándose al final del ensayo una rigidez de 0.75 t/mm, equivalente al 3.8 % de la rigidez inicial, para el nivel de distorsión 1/50.

Disipación de Energía (Fig. 5.19)

Hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/800, el amortiguamiento viscoso varía entre 5% y 8%, a partir de este nivel, este valor aumenta hasta llegar a 22% para el nivel de distorsión 1/50.

La energía disipada se incrementa para mayores niveles de deformación, siendo esta energía mayor para el primer lazo con respecto a los siguientes lazos, para cada nivel de distorsión.

En los primeros niveles de deformación la energía disipada se manifiesta a partir de la formación de las primeras grietas por flexión. En los siguientes niveles de deformación hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/200 la disipación de energía es debido a la formación de grietas diagonales además de una ligera trituración del talón izquierdo. En los siguientes niveles de distorsión la disipación de energía es

mayor, siendo resultado de la propagación de las grietas diagonales y la mayor trituración del talón izquierdo.

En lo referente a los valores de amortiguamiento, se observa que para los primeros niveles de deformación el amortiguamiento es menor que el presentado en los muros anteriores (MQE257EP-01 y MQE257EP-02 los cuales tienen igual refuerzo, diferenciándose de éste por emplearse dowell de mallas en lugar de espigas de acero convencional), observándose un incremento gradual a lo largo del ensayo. Sin embargo, se puede observar que la energía disipada se mantiene dentro de los mismos rangos para los tres muros.

Secuencia de agrietamiento
Muro MQE257EP-03

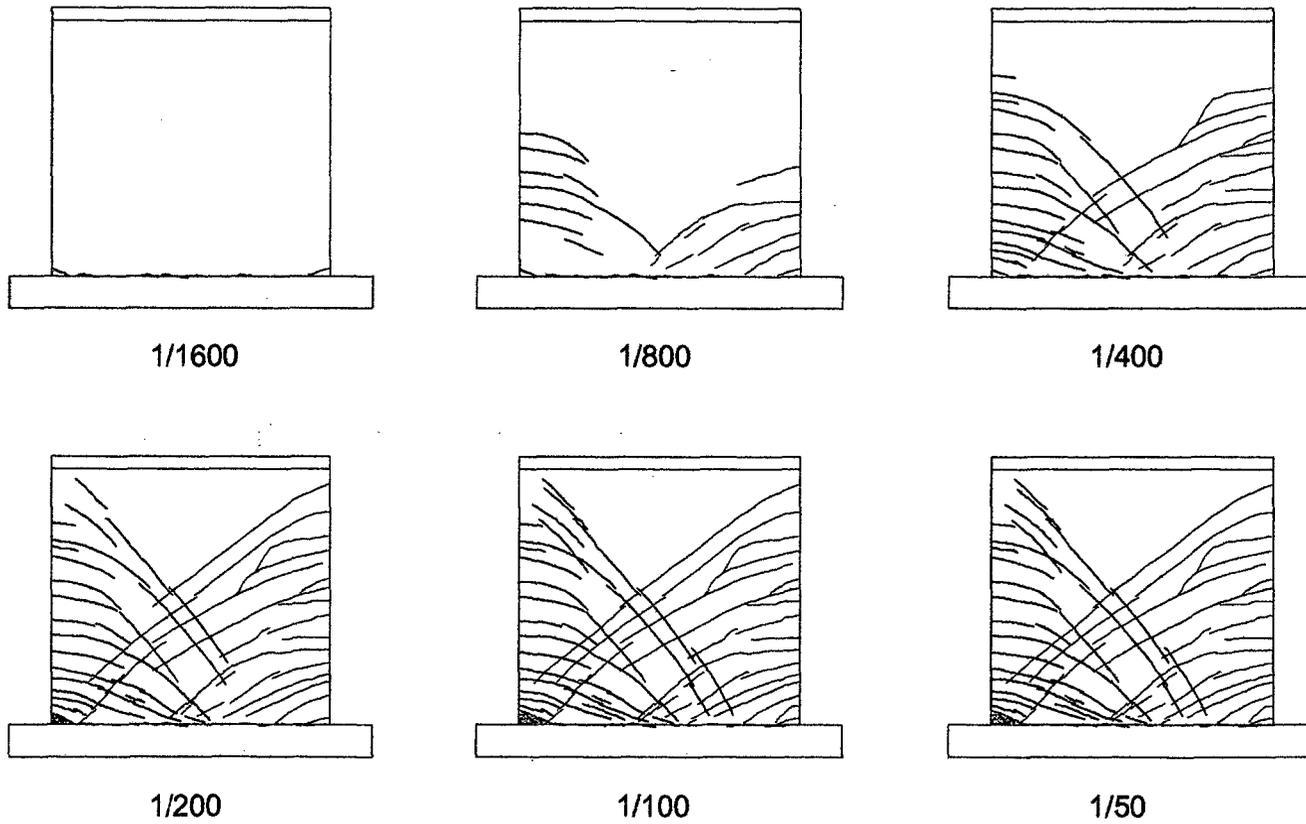


Figura 5.14

Tabla 5.3 - Muro MQE257EP - 03

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGIA		AMORT.
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA	RELATIVA	b
										(Joules)	E.R.	
1	1/3200	0.75	18.32	17.46	1.03	0.82	19.32			65.1	0.40	0.06
2	1/3200	0.75	15.31	17.03	0.86	0.77	19.85			35.1	0.27	0.04
3	1/3200	0.75	13.70	16.81	0.81	0.73	19.82	19.67	100.00	27.5	0.24	0.04
1	1/1600	1.5	24.10	26.28	1.66	1.51	15.87			182.7	0.47	0.07
2	1/1600	1.5	22.44	25.44	1.59	1.57	15.20			122.6	0.33	0.05
3	1/1600	1.5	21.97	25.54	1.53	1.63	15.04	15.37	78.16	114.5	0.31	0.05
1	1/800	3	31.08	31.33	3.24	3.47	9.29			802.2	0.78	0.12
2	1/800	3	29.76	25.84	3.21	3.09	8.83			346.1	0.40	0.06
3	1/800	3	28.88	24.93	3.17	2.86	8.92	9.02	45.84	287.2	0.36	0.06
1	1/400	6	38.70	39.10	6.71	5.33	6.46			2053.4	0.90	0.14
2	1/400	6	35.81	37.25	6.82	9.52	4.47			2242.9	0.76	0.12
3	1/400	6	34.89	35.60	6.71	8.62	4.60	5.18	26.33	1450.1	0.55	0.09
1	1/200	12	43.02	42.16	13.55	14.00	3.09			5424.2	0.94	0.15
2	1/200	12	39.58	40.36	13.53	13.70	2.94			3788.8	0.71	0.11
3	1/200	12	38.26	39.34	13.544	14.26	2.79	2.94	14.95	3216.3	0.61	0.10
1	1/100	24	44.44	44.47	21.42	23.85	1.96			13992.9	1.42	0.23
2	1/100	24	30.90	41.95	27.28	24.26	1.41			8547.1	0.94	0.15
3	1/100	24	28.69	40.16	27.15	23.88	1.35	1.58	8.01	7311.5	0.86	0.14
1	1/50	48	31.71	42.04	49.26	49.09	0.75	0.75	3.81	24315.3	1.37	0.22

Curva Histerética - MQE257EP-03

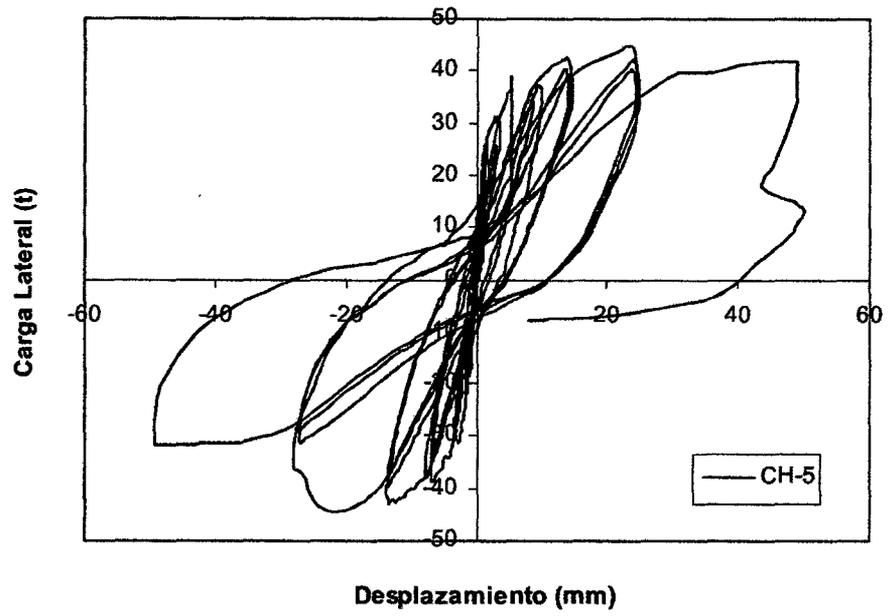


Figura 5.15

Curvas Envolventes - MQE257EP-03

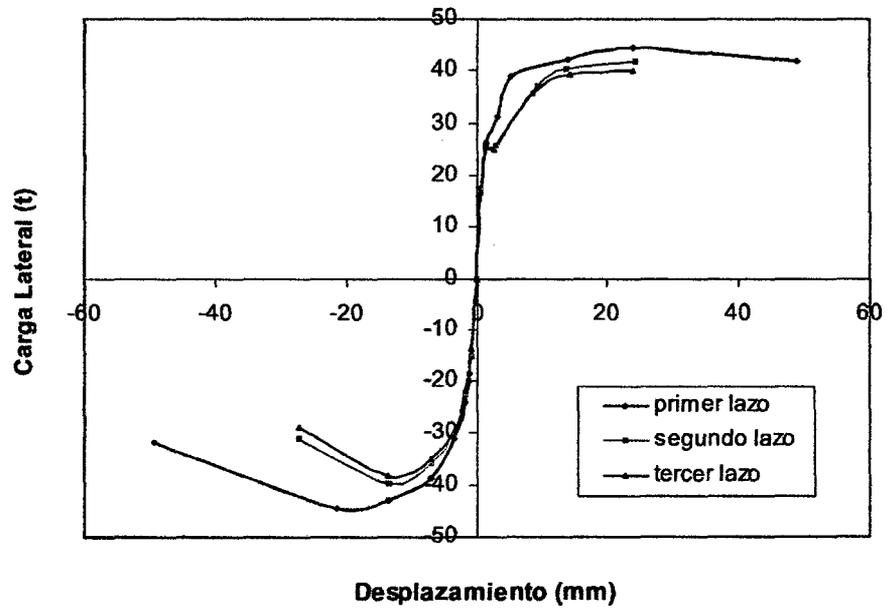
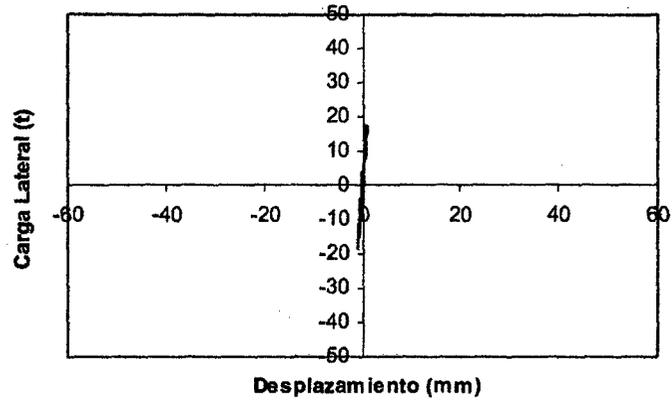
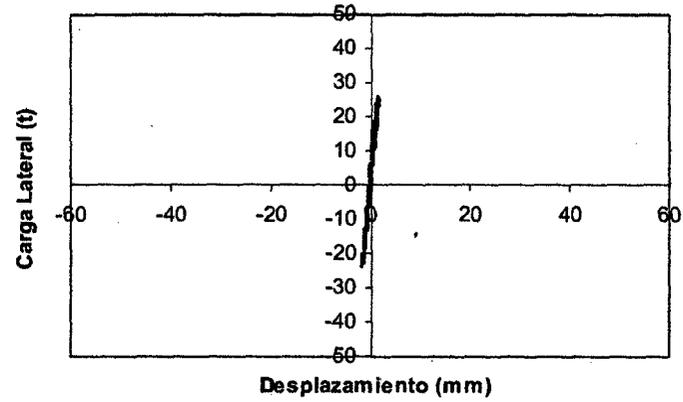


Figura 5.16

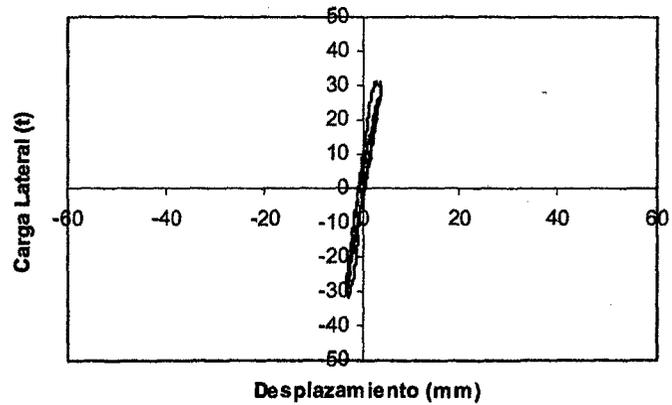
Curva Histerética - MQE257EP-03
Nivel de Distorsión 1/3200



Curva Histerética - MQE257EP-03
Nivel de Distorsión 1/1600



Curva Histerética - MQE257EP-03
Nivel de Distorsión 1/800



Curva Histerética - MQE257EP-03
Nivel de Distorsión 1/400

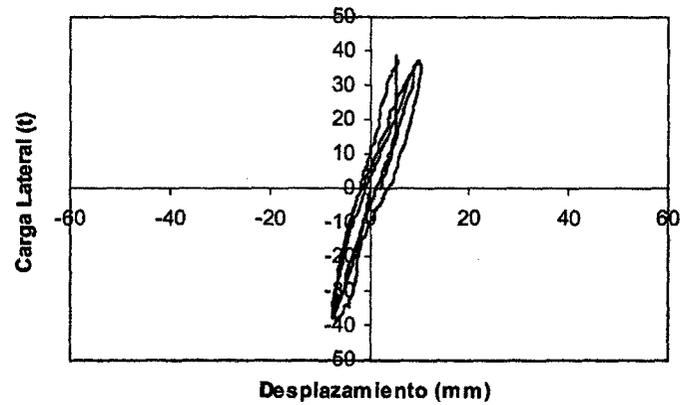
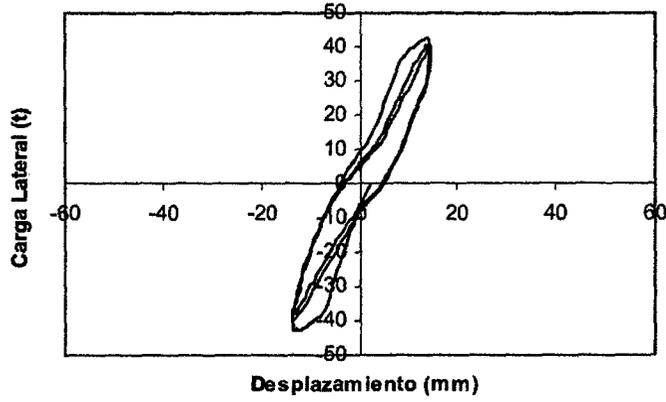
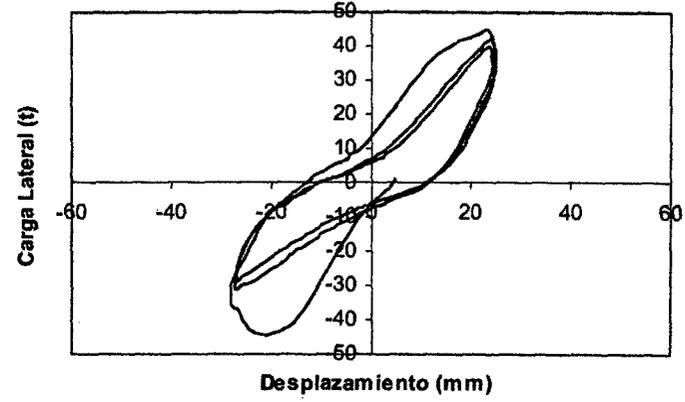


Figura 5.17a

Curva Histerética - MQE257EP-03
Nivel de Distorsión 1/200



Curva Histerética - MQE257EP-03
Nivel de Distorsión 1/100



Curva Histerética - MQE257EP-03
Nivel de Distorsión 1/50

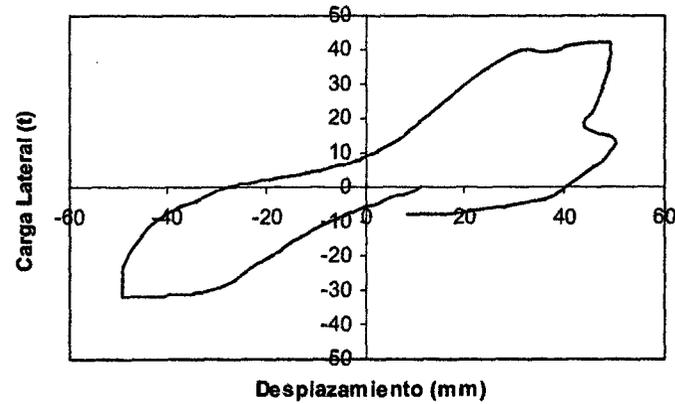


Figura 5.17b

Degradación de Rigidez - MQE257EP-03

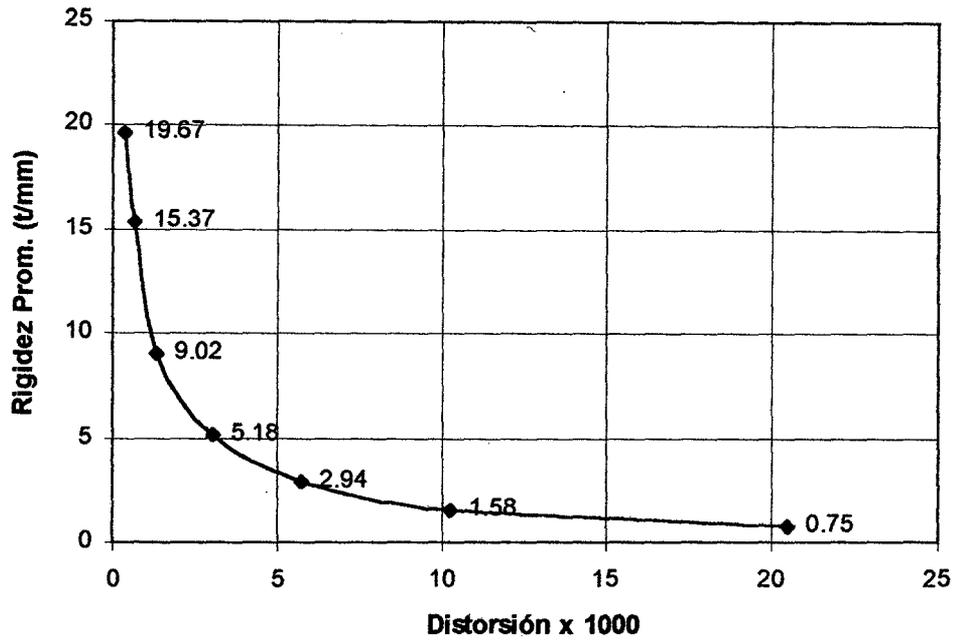


Figura 5.18

Energía Disipada - MQE257EP-03

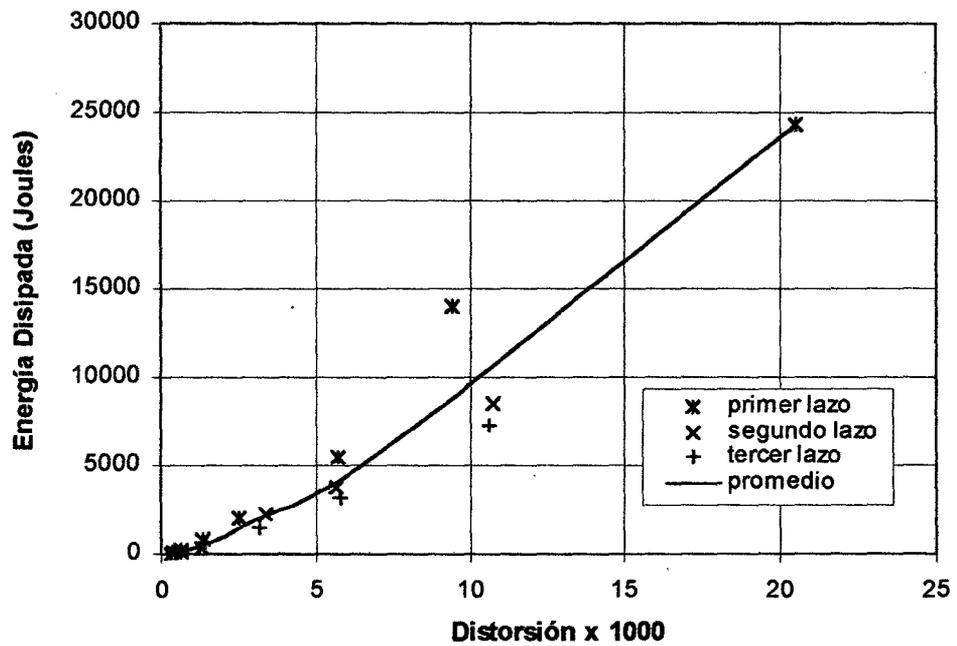


Figura 5.19

MURO MQE257EP-03

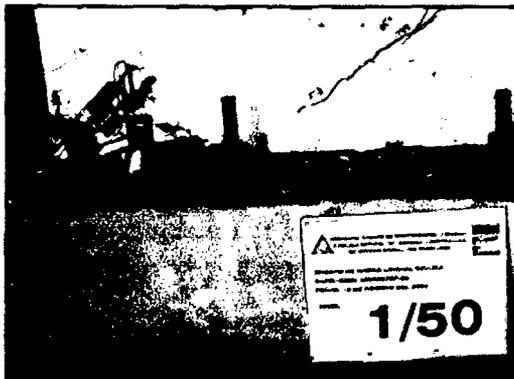
Durante el ensayo



Foto 5.19 - Distorsión 1/200



**Foto 5.20 - Distorsión 1/200
Trituración talón izquierdo**



**Foto 5.21 - Distorsión 1/50
Levantamiento del muro (extremo izquierdo)**



**Foto 5.22 - Distorsión 1/50
Levantamiento del muro (extremo derecho)**



**Foto 5.23 - Distorsión 1/50
Detalle de trituración en el talón izquierdo**

Después del ensayo



Foto 5.24 – Estado final del muro



Foto 5.25 - Detalle del extremo izquierdo



Foto 5.26 - Detalle del extremo derecho

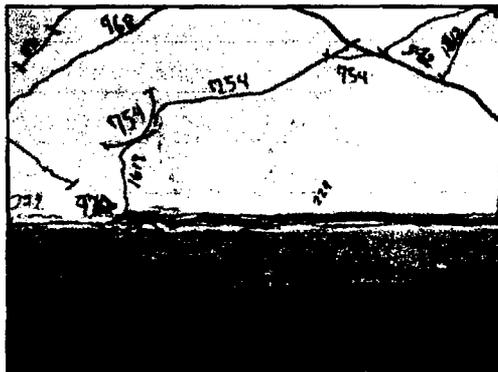


Foto 5.27 - Detalle de la parte central del muro

5.2.4 Muro MQE188EP-01

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.20)

En el nivel de distorsión 1/3200, se observó un ligero agrietamiento en la base del muro, evidenciándose la separación entre el muro y la viga de cimentación, debido a que no existe una continuidad entre ambas al existir una junta de construcción.

En el nivel de distorsión 1/1600, se incrementó ligeramente el agrietamiento en la base del muro. Asimismo, se observó la formación de grietas horizontales en los extremos debido a los efectos de flexión hasta aproximadamente 1/8 de la altura del muro desde la base.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/800, se observó un incremento en la longitud de las grietas horizontales existentes; además aparecieron nuevas grietas horizontales hasta sobrepasar $\frac{1}{4}$ de la altura del muro.

En el nivel de distorsión 1/400, se presentaron las primeras grietas diagonales, las cuales comienzan horizontalmente en los extremos del muro y continúan diagonalmente. Estas grietas continuaron apareciendo hasta sobrepasar la mitad de la altura del muro.

En el nivel de distorsión 1/200, las grietas formadas anteriormente continúan progresando y se forman nuevas grietas diagonales, por encima de las existentes. En este nivel se observó un considerable deslizamiento de la viga de cimentación con respecto a la losa de ensayo, superando este deslizamiento la capacidad de registro del transductor correspondiente al canal 11. (Foto 5.29)

En el nivel de distorsión 1/100, se incrementó la longitud de las grietas existentes, observándose nuevas grietas diagonales que nacen en los extremos por encima de los $\frac{3}{4}$ de la altura del muro. En la zona donde se presentaban los esfuerzos de tracción por flexión (actuador empujando), se observó un ligero levantamiento del muro con parte de la viga de cimentación debido a la rotura del concreto de la misma alrededor de la zona de anclaje. Asimismo, se observó el deslizamiento a través de la base, y se escucharon chasquidos evidenciándose la rotura de la malla. El deslizamiento de la viga de cimentación con respecto a la losa de ensayo se incrementó.

Al final del ensayo el muro quedó en estado estable, observándose una ligera trituración en el talón izquierdo. Luego del ensayo se descubrió la base del muro, y se observó el cizallamiento de parte del refuerzo vertical correspondiente al dowell de la malla en el plano de unión del muro con la viga de cimentación. Esta falla no se observó en el refuerzo de acero convencional ubicado en los extremos del muro.

Curva Histerética (Fig. 5.21 y 5.23)

Los lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, muestran un comportamiento elástico lineal, en este rango se puede describir la curva Cortante vs. Deformación del muro a través de una ecuación lineal. En el nivel de deformación 1/1600 se observa un pequeño ensanchamiento de los lazos histeréticos, que reflejan la formación de las primeras grietas por flexión. Después del primer agrietamiento, el comportamiento del muro pasa a una etapa no lineal e inelástica

Hasta el nivel de distorsión 1/800 los lazos experimentan mayor ensanchamiento, indicando disipación de energía que se da a través del agrietamiento principalmente por flexión, lo cual se traduce en la degradación de la rigidez. Los lazos son similares, observándose sin embargo una pequeña degradación del segundo y tercer lazo con respecto al primero.

Para el nivel de distorsión 1/400, el ensanchamiento de los lazos es cada vez mayor, es decir el área contenida en cada lazo y por lo tanto la energía disipada es creciente, continuando también la degradación de la rigidez. Asimismo, se observa que al ir aumentando el nivel de distorsión, la degradación de la rigidez y la disminución de la capacidad del segundo y tercer lazo con respecto al primero va incrementándose.

En el nivel de distorsión 1/200 durante la descarga, se observa inicialmente que la rigidez es alta, no obstante esta pendiente se suaviza cuando se inicia el proceso de carga en la dirección contraria (jalando), hasta producirse un cambio en dicha zona reduciéndose la rigidez de la misma. Posteriormente se observa una recuperación de la rigidez, seguidamente la curva comienza a suavizarse de nuevo. La carga en los lazos posteriores siguen el mismo patrón, pero con un comportamiento mas débil.

En el nivel 1/100, continúa incrementándose el ensanchamiento de los lazos. Asimismo, se observa una menor reducción de resistencia entre los lazos, con respecto a la distorsión anterior.

Curva Envolvente (Fig. 5.22)

En la curva envolvente se observa que el comportamiento fue similar para la rama positiva (actuador traccionando), como la negativa (actuador comprimiendo), observándose en ambos casos que la capacidad máxima es bastante similar y se daba al alcanzar la distorsión 1/50.

Para el comportamiento inicial del muro, donde se encontraba un comportamiento elástico lineal se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los tres primeros lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, con lo cual se obtuvo una rigidez de 18.12 t/mm.

En la etapa elástica, la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/1600, se alcanza una fuerza lateral promedio de 21 t. A partir de este punto se inicia un comportamiento no lineal e inelástico lo cual coincide con la formación de las primeras grietas horizontales por flexión en el muro. Sin embargo, a pesar de la reducción de la rigidez tangencial, el espécimen continuó resistiendo mayores incrementos de carga, lo cual indica una reserva de capacidad en el muro mas allá de este punto. En el nivel de distorsión 1/200 se alcanza una capacidad promedio de 35 t tanto cuando el actuador comprimía, como cuando traccionaba. A partir de este punto el incremento de capacidad es más suave, alcanzando para el nivel de distorsión 1/50 una resistencia promedio de 39 t, no observándose en este ensayo una reducción de la capacidad del muro.

Así se puede observar tres etapas definidas en la envolvente; una primera etapa que corresponde a distorsiones bajas de hasta 1/1600, en el que podemos considerar un comportamiento lineal y elástico. La formación de las primeras grietas por flexión marca el inicio de una primera etapa inelástica no lineal, hasta alcanzar aproximadamente una distorsión de 1/200, a partir de la cual el incremento de capacidad es mínimo para grandes deformaciones. Esto también se puede apreciar

por el ensanchamiento de los lazos y por el cambio de pendiente de la curva histerética.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.24)

En la curva Rigidez vs. Distorsión, se puede observar la degradación de rigidez, a partir de una rigidez inicial de 19.24 t/mm (distorsión 1/3200). En los primeros niveles de deformación se observa un fuerte deterioro de la rigidez, reduciéndose hasta el 33.0 % de la rigidez inicial para la distorsión 1/800, que equivale a 6.3 t/mm. A partir del nivel de distorsión 1/200, la degradación de rigidez es mas suave. Al final del ensayo, el muro presento niveles muy bajos de rigidez equivalente a 0.72 t/mm, que representa el 3.7% de la rigidez inicial para un nivel de distorsión 1/50.

Disipación de Energía (Fig. 5.25)

Para analizar el comportamiento de la disipación de energía en el ensayo, se ha calculado la energía relativa (disipada vs absorbida), que es un parámetro que describe el amortiguamiento. El valor obtenido para el amortiguamiento en el primer nivel de distorsión es de 8%, para la distorsión 1/1600 este valor crece considerablemente alcanzando un valor de 18%, el cual se continua incrementando hasta la distorsión 1/400 donde se alcanza un amortiguamiento aproximado de 30%. A partir de este nivel el amortiguamiento se mantiene casi constante. La figura 5.25, muestra la curva donde se aprecia la variación de la energía disipada para cada nivel de distorsión, observándose que a mayor deformación aumenta la energía disipada.

Para los primeros niveles de distorsión el área dentro de los lazos histeréticos es menor, lo cual indica una disipación de energía baja, acorde con el tramo elástico en el que se encuentra, manifestándose la energía disipada a través de la formación de las primeras grietas por flexión en los extremos del muro.

Al iniciarse el tramo inelástico, el sensible ensanchamiento de los lazos coincide con la propagación de las grietas por flexión y corte, aumentando la energía disipada en términos absolutos (Joules) y no así en términos relativos (Energía Relativa), siendo el incremento de energía constante a lo largo de todo el ensayo.

Secuencia de agrietamiento
Muro MQE188EP-01

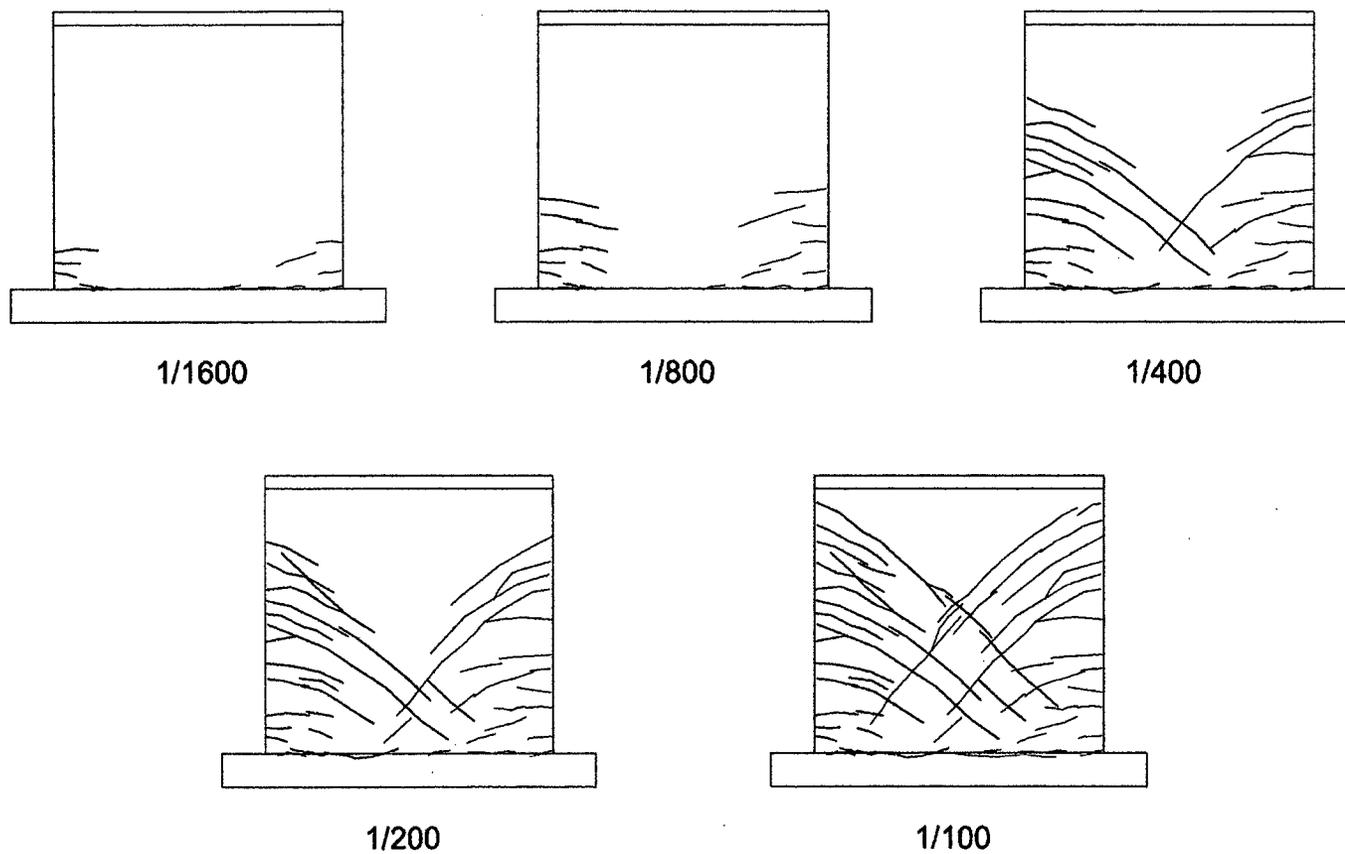


Figura 5.20

Tabla 5.4 - Muro MQE188EP - 01

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGIA		AMORT.
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA (Joules)	RELATIVA E.R.	VISCOSO b
1	1/3200	0.75	14.00	13.45	0.69	0.73	19.43			47.2	0.50	0.08
2	1/3200	0.75	14.72	13.44	0.76	0.72	19.11			51.8	0.51	0.08
3	1/3200	0.75	14.03	13.24	0.75	0.67	19.16	19.24	100.00	45.0	0.47	0.08
1	1/1600	1.5	20.26	21.81	1.75	1.57	12.68			413.2	1.21	0.19
2	1/1600	1.5	20.15	18.72	1.72	1.41	12.41			370.6	1.24	0.20
3	1/1600	1.5	20.52	16.62	1.73	1.34	12.10	12.40	64.44	243.2	0.86	0.14
1	1/800	3	23.92	25.82	4.53	3.35	6.32			1447.2	1.52	0.24
2	1/800	3	24.68	24.90	3.91	3.55	6.65			1594.8	1.76	0.28
3	1/800	3	24.28	24.99	4.41	3.71	6.07	6.34	32.98	1608.6	1.64	0.26
1	1/400	6	30.21	32.07	7.95	7.17	4.12			4030.7	1.75	0.28
2	1/400	6	28.29	27.48	8.20	7.50	3.55			3804.4	1.77	0.28
3	1/400	6	26.83	27.21	8.17	7.57	3.43	3.70	19.24	3632.4	1.74	0.28
1	1/200	12	34.48	35.58	17.08	17.89	2.00			11396.9	1.90	0.30
2	1/200	12	30.02	26.56	17.87	18.49	1.56			10865.8	2.16	0.34
3	1/200	12	28.98	26.47	17.92	17.89	1.55	1.70	8.85	10170.4	2.09	0.33
1	1/100	24	35.16	36.29	30.30	29.93	1.19			19859.5	1.88	0.30
2	1/100	24	29.31	33.91	30.00	31.21	1.03	1.11	5.77	20158.5	2.12	0.34
1	1/50	48	38.44	39.89	56.96	52.14	0.72	0.72	3.73	39779.6	1.90	0.30

Curva Histerética - MQE188EP-01

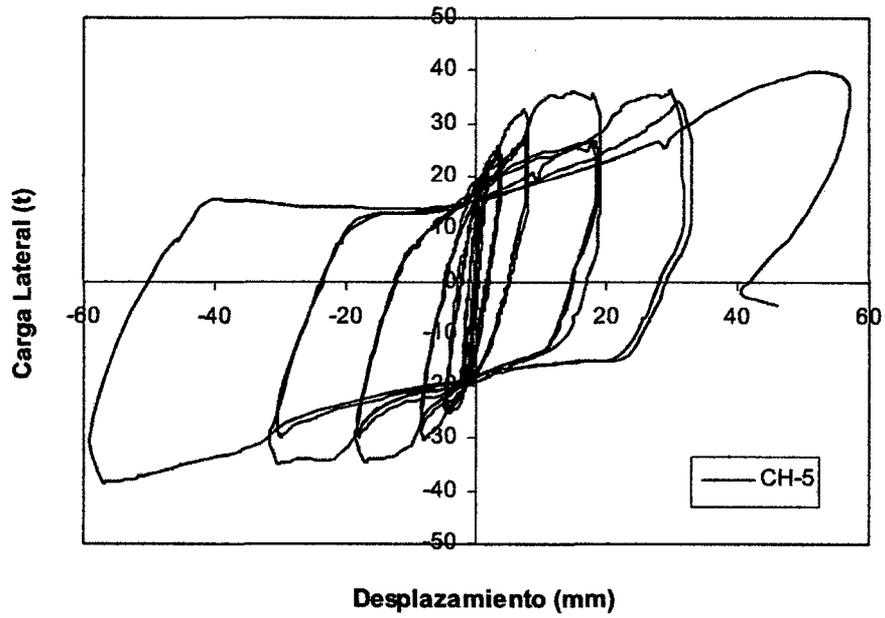


Figura 5.21

Curvas Envolventes - MQE188EP-01

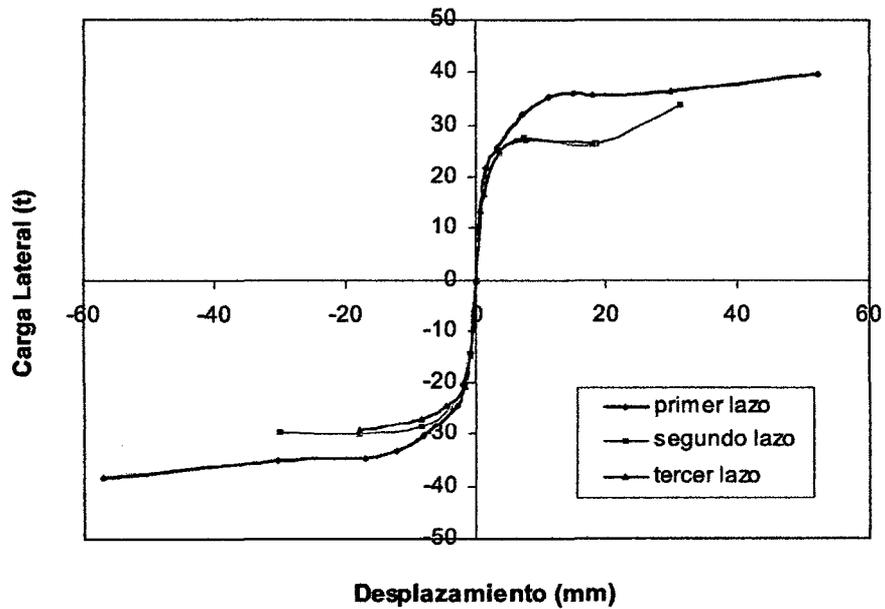


Figura 5.22

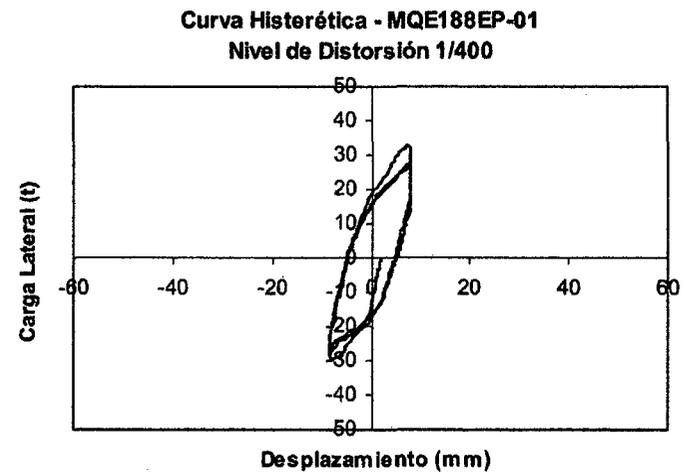
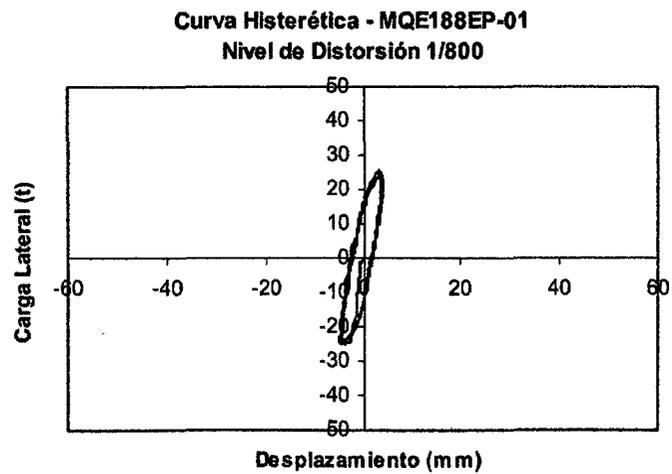
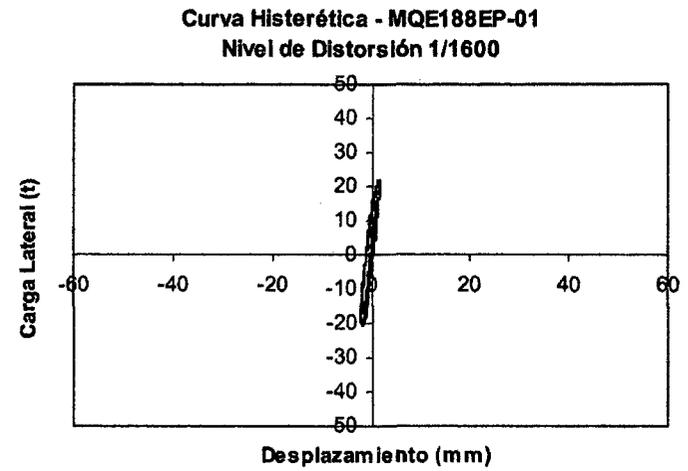
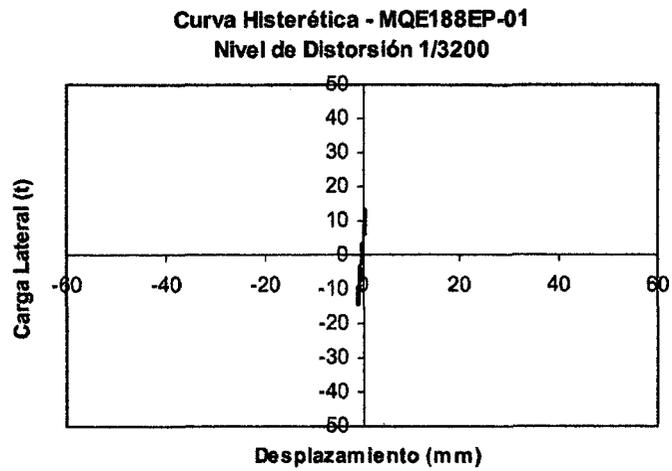
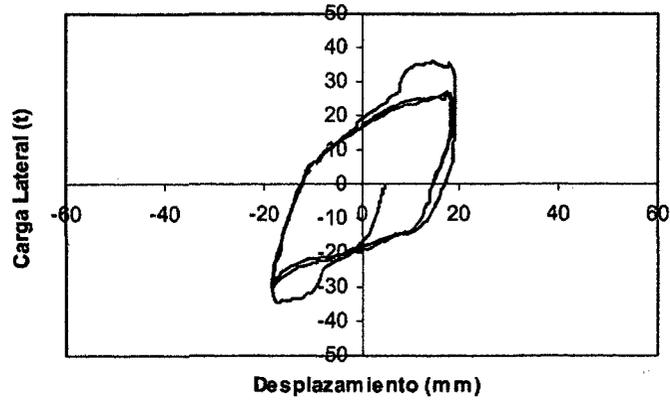
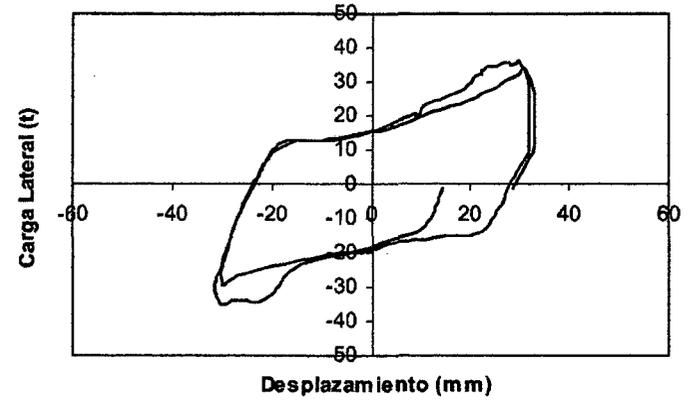


Figura 5.23a

Curva Histerética - MQE188EP-01
Nivel de Distorsión 1/200



Curva Histerética - MQE188EP-01
Nivel de Distorsión 1/100



Curva Histerética - MQE188EP-01
Nivel de Distorsión 1/50

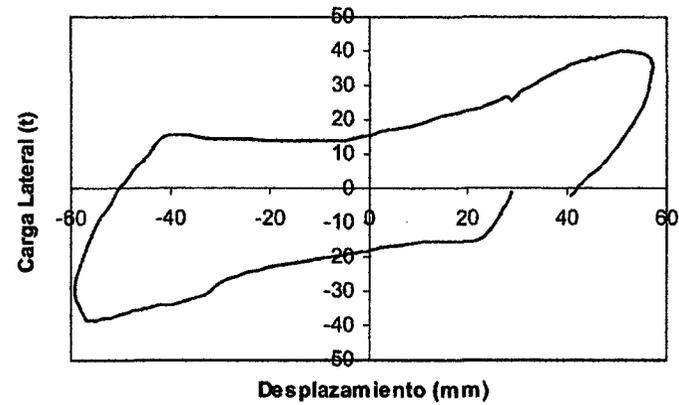


Figura 5.23b

Degradación de Rigidez - MQE188EP-01

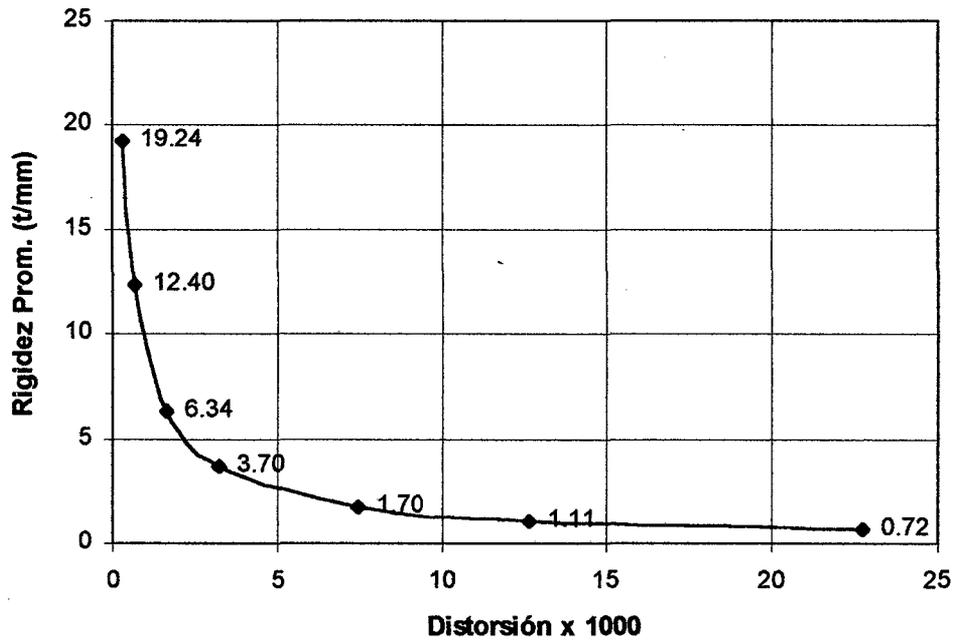


Figura 5.24

Energía Disipada - MQE188EP-01

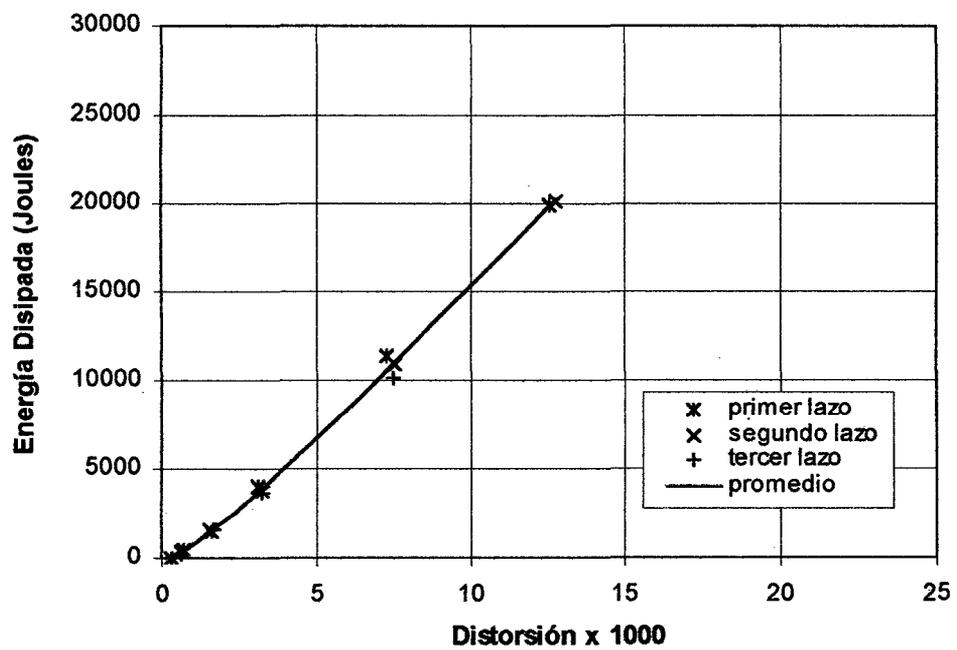


Figura 5.25

MURO MQE188EP-01

Durante el ensayo

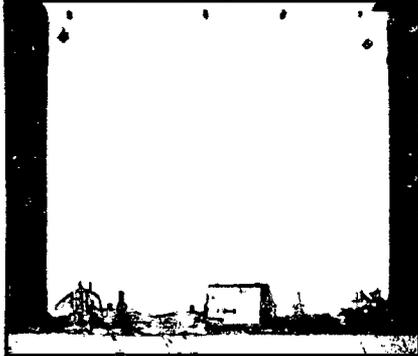


Foto 5.28 - Distorsión 1/200

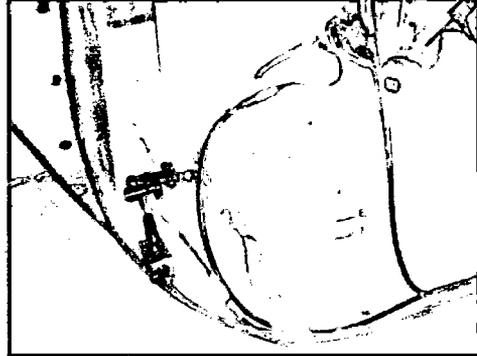


Foto 5.29 - Distorsión 1/200
Deslizamiento de la viga de cimentación

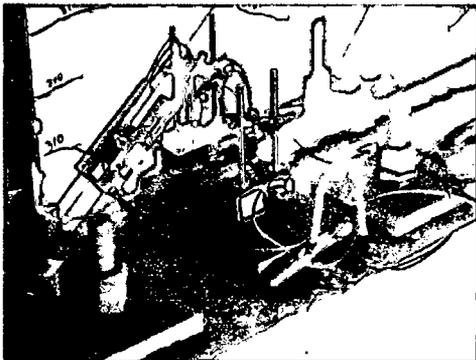


Foto 5.30 - Distorsión 1/100
Levantamiento del muro extremo izquierdo

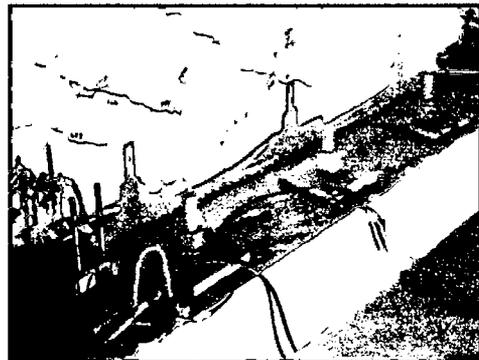


Foto 5.31 - Distorsión 1/100
Levantamiento del muro parte central

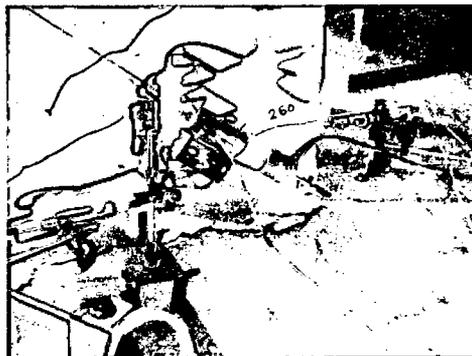


Foto 5.32 - Distorsión 1/50.
Levantamiento del muro extremo derecho

Después del ensayo



Foto 5.33 – Estado final del muro

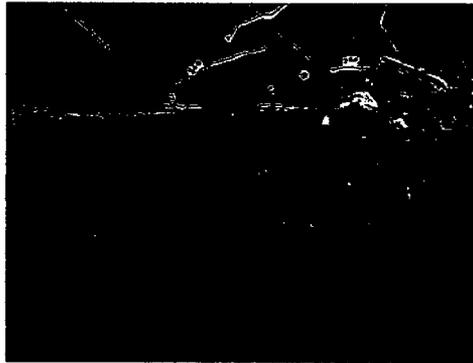


Foto 5.34 – Detalle del talón derecho



Foto 5.35 – Detalle de rotura del dowell de malla a lo largo de la base

5.2.5 Muro MQE188EP-02

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.26)

Este muro es de iguales características que el MQE188EP-01, pudiéndose observar una coincidencia con el patrón de agrietamiento en ambos hasta alcanzar la distorsión 1/400.

En el nivel de distorsión 1/200, las grietas formadas anteriormente continúan progresando y se forman nuevas grietas diagonales, por encima de las existentes. Además se observó un moderado agrietamiento del talón izquierdo.

Para el segundo lazo del nivel de distorsión 1/200. En la zona donde se presentaban los esfuerzos de tracción por flexión (actuador empujando), se observa un levantamiento del muro con parte de la viga de cimentación, debido a la rotura del concreto de la misma alrededor de la zona de anclaje.

En el nivel de distorsión 1/100, se incremento la longitud de las grietas existentes, observándose nuevas grietas diagonales que nacen en los extremos por encima de los $\frac{3}{4}$ de la altura del muro. La falla de la cimentación se fue incrementando, siendo más notoria que en el muro anterior. Asimismo, se observó el deslizamiento a través de la base, y se escucharon chasquidos evidenciándose la rotura de la malla.

Debido a la considerable falla de la cimentación, se dio por concluido el ensayo, finalmente el muro quedó en estado estable. Luego del ensayo se descubrió la base del muro, y se observó el cizallamiento de parte del refuerzo vertical correspondiente al dowell de la malla en el plano de unión del muro con la viga de cimentación, esta falla no se observó en el refuerzo de acero convencional ubicado en los extremos del muro.

Curva Histerética (Fig. 5.27 y 5.29)

Los lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, muestran un comportamiento elástico lineal. En el nivel de deformación 1/1600 se observa un pequeño ensanchamiento de los lazos histeréticos, lo que implica una mayor disipación de energía, el cual continua incrementándose hasta alcanzar una distorsión de 1/400, observándose una reducción en la rigidez tangencial.

En el nivel de distorsión 1/200, se continua observando una disminución de la rigidez tangencial y un ensanchamiento de los lazos, observándose además que la curva de carga empieza a suavizarse, con una tendencia a la horizontalidad al alcanzar el valor máximo de carga, esto debido principalmente a la cedencia del acero. Este comportamiento se mantiene para la distorsión de 1/100.

Curva Envolvente (Fig. 5.28)

En la curva envolvente, se observa un comportamiento distinto de la rama positiva (actuador traccionando) respecto a la rama negativa (actuador comprimiendo), siendo diferente la capacidad máxima alcanzada en cada caso, esto puede deberse al sistema de transmisión de carga al muro.

Inicialmente el muro tuvo un comportamiento elástico lineal, para el cual se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los tres primeros lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, con lo cual se obtuvo una rigidez de 17.82 t/mm.

En la etapa elástica, la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/1600, se alcanza una fuerza lateral promedio de 23 t. A partir de este punto se inicia un comportamiento no lineal e inelástico lo cual coincide con la formación de las primeras grietas horizontales por flexión en el muro. Sin embargo, a pesar de la reducción de la rigidez tangencial, el espécimen continuó resistiendo mayores incrementos de carga. Para la rama negativa (actuador comprimiendo), en el nivel de distorsión 1/200 se alcanza la resistencia máxima equivalente a 38 t, a partir del cual la capacidad se reduce bruscamente, alcanzando un valor de 29 t para el nivel de distorsión 1/100. Para la rama positiva (actuador traccionando) se alcanza una capacidad máxima de 30t para un nivel de distorsión aproximado de 1/400, a partir de este punto la capacidad disminuye ligeramente hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/50.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.30)

Para este muro, la rigidez inicial alcanzada es de 20.7 t/mm, observándose que es ligeramente mayor que en el muro anterior. En cuanto a la gráfica correspondiente se observa una variación de rigidez un poco más suave para los primeros niveles de distorsión, extendiéndose hasta el nivel de distorsión 1/400, donde se obtiene

una rigidez de 4.7 t/mm, equivalente al 22.5% de la rigidez inicial. Al igual que en el caso anterior se observa que la degradación es mas suave a partir del nivel de distorsión 1/200, alcanzándose al final del ensayo una rigidez pico a pico de 1.5 t/mm equivalente al 7.2% de la rigidez inicial para el nivel de distorsión 1/100.

Disipación de Energía (Fig. 5.31)

La energía disipada es creciente conforme es mayor el nivel de deformación del muro. Hasta el nivel de distorsión 1/800 el amortiguamiento se encuentra alrededor del 10%, a partir del nivel de distorsión 1/400 y para los siguientes niveles este valor crece al 20%. En cuanto a la energía disipada ésta es menor que en el muro anterior, observándose un incremento constante de la distorsión para los primeros niveles de distorsión. A partir del nivel de distorsión 1/800 este incremento es significativamente mayor.

Al iniciarse el tramo inelástico, el sensible ensanchamiento de los lazos y el consecuente incremento de la energía disipada coincide con la propagación de las grietas por flexión y corte.

Secuencia de agrietamiento
Muro MQE188EP-02

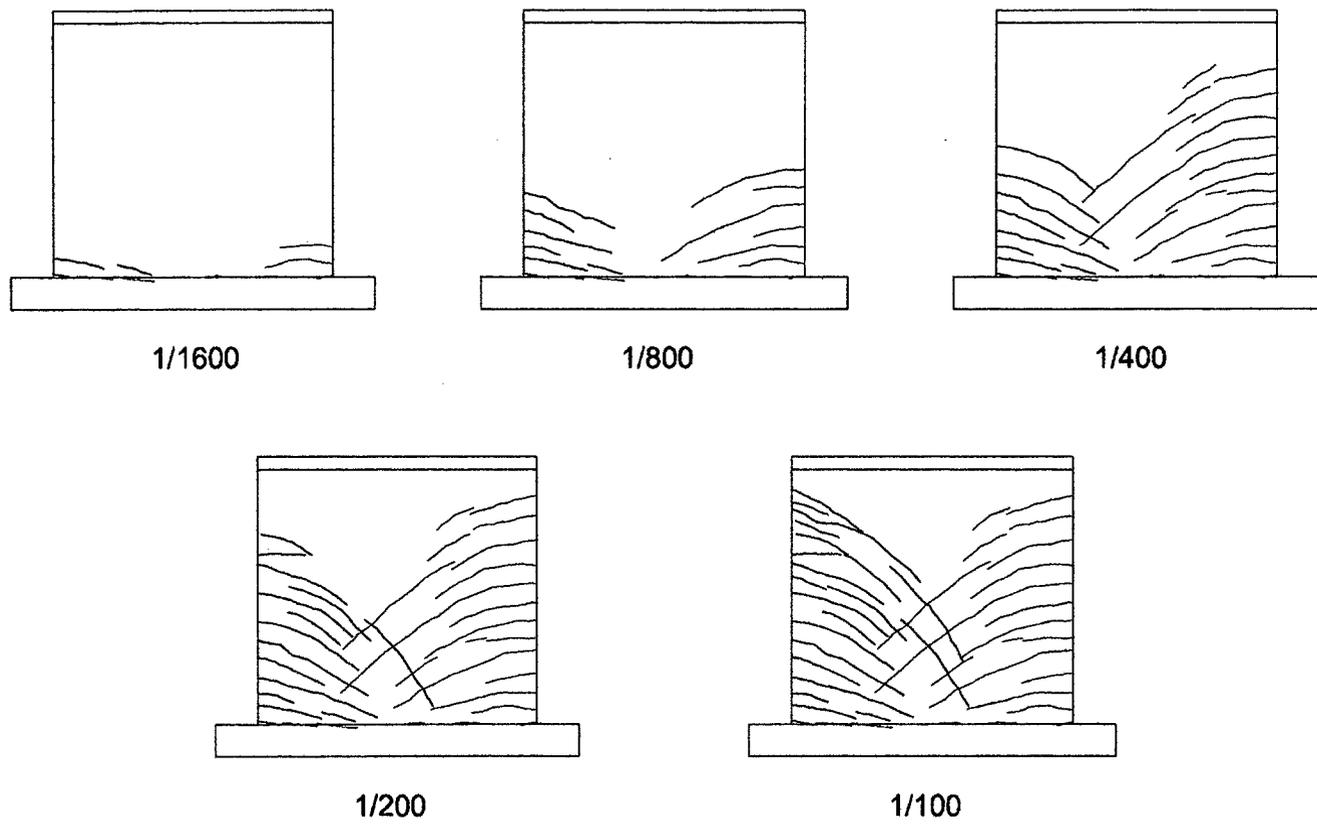


Figura 5.26

Tabla 5.5 - Muro MQE188EP - 02

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGIA		AMORT.
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA (Joules)	RELATIVA	VISCOSO
												b
1	1/3200	0.75	15.44	15.97	0.74	0.72	21.50			74.3	0.66	0.11
2	1/3200	0.75	14.50	13.96	0.63	0.78	20.21			55.1	0.56	0.09
3	1/3200	0.75	18.02	13.00	0.76	0.76	20.39	20.70	100.00	91.5	0.79	0.13
1	1/1600	1.5	24.47	21.81	1.52	1.53	15.18			267.6	0.77	0.12
2	1/1600	1.5	21.59	20.93	1.36	1.51	14.79			168.9	0.56	0.09
3	1/1600	1.5	21.47	20.57	1.41	1.47	14.59	14.85	71.76	134.9	0.45	0.07
1	1/800	3	30.04	28.58	3.05	3.00	9.69			629.6	0.72	0.12
2	1/800	3	28.39	25.32	2.84	3.05	9.12			367.0	0.47	0.08
3	1/800	3	27.66	24.63	3.06	3.22	8.34	9.05	43.71	288.3	0.36	0.06
1	1/400	6	35.84	29.81	6.19	9.52	4.18			3035.8	1.22	0.19
2	1/400	6	34.38	30.15	6.06	7.61	4.72			3147.9	1.47	0.23
3	1/400	6	36.75	28.30	4.37	8.38	5.10	4.67	22.54	1187.0	0.61	0.10
1	1/200	12	37.81	29.54	11.10	15.55	2.53			5403.0	1.25	0.20
2	1/200	12	27.85	29.74	12.22	15.28	2.09			6852.5	1.76	0.28
3	1/200	12	32.29	28.64	8.145	15.64	2.56	2.39	11.57	3422.8	0.98	0.16
1	1/100	24	23.15	29.53	12.59	22.07	1.34	1.34	6.46	5994.2	1.37	0.22

Curva Histerética - MQE188EP-02

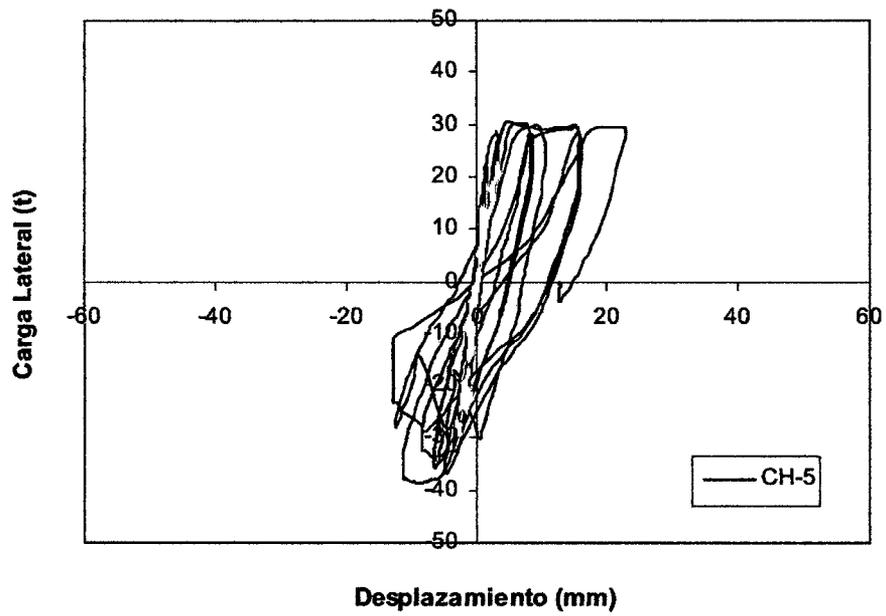


Figura 5.27

Curvas Envolventes - MQE188EP-02

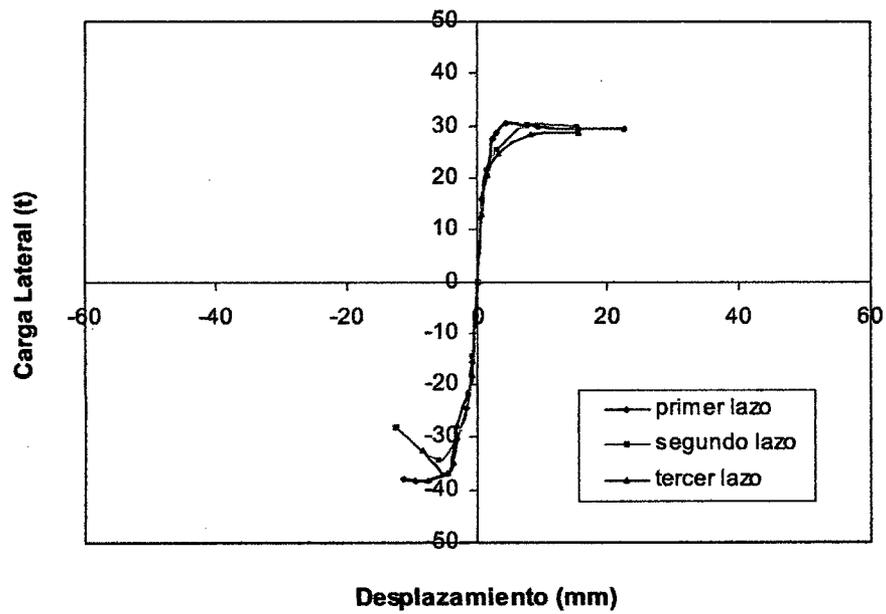


Figura 5.28

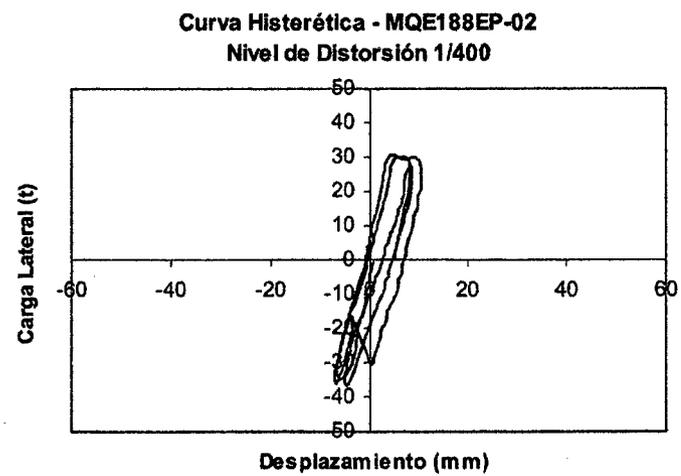
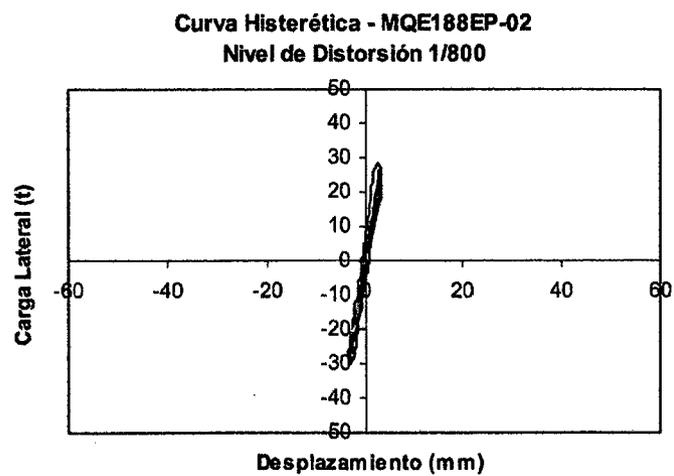
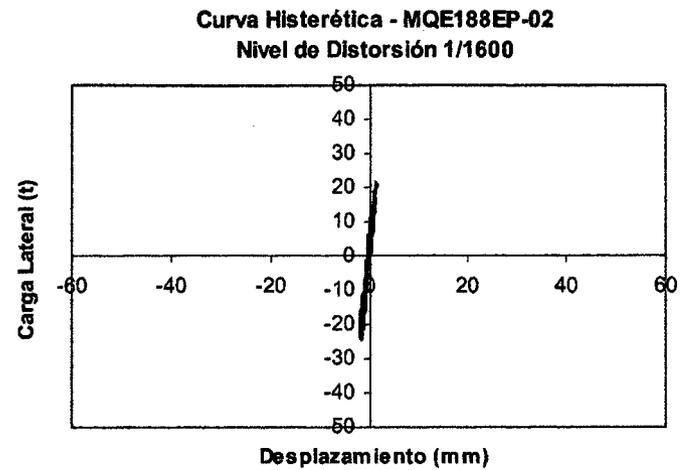
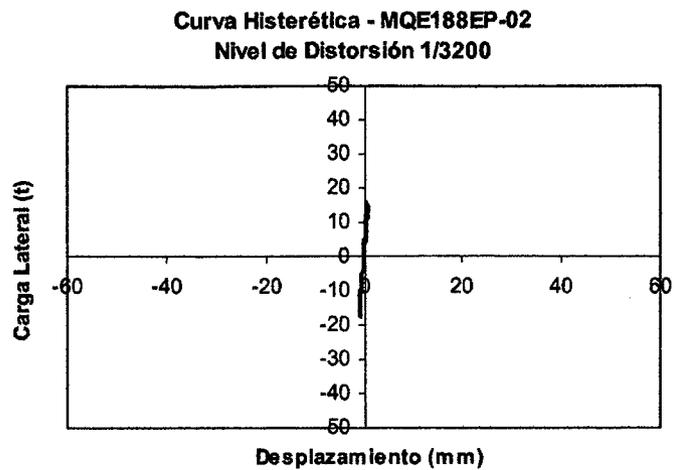
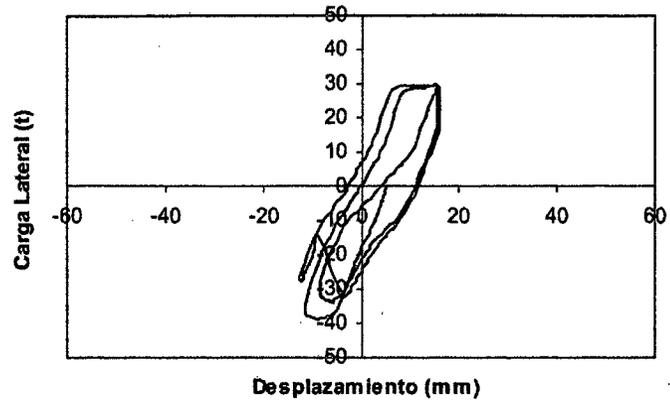


Figura 5.29a

Curva Histerética - MQE188EP-02
Nivel de Distorsión 1/200



Curva Histerética - MQE188EP-02
Nivel de Distorsión 1/100

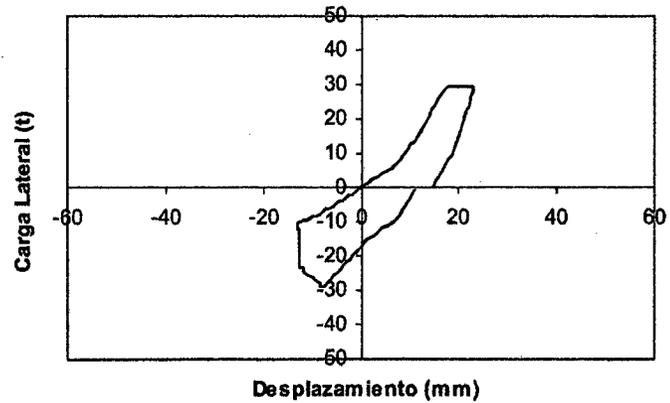


Figura 5.29b

Degradación de Rigidez - MQE188EP-02

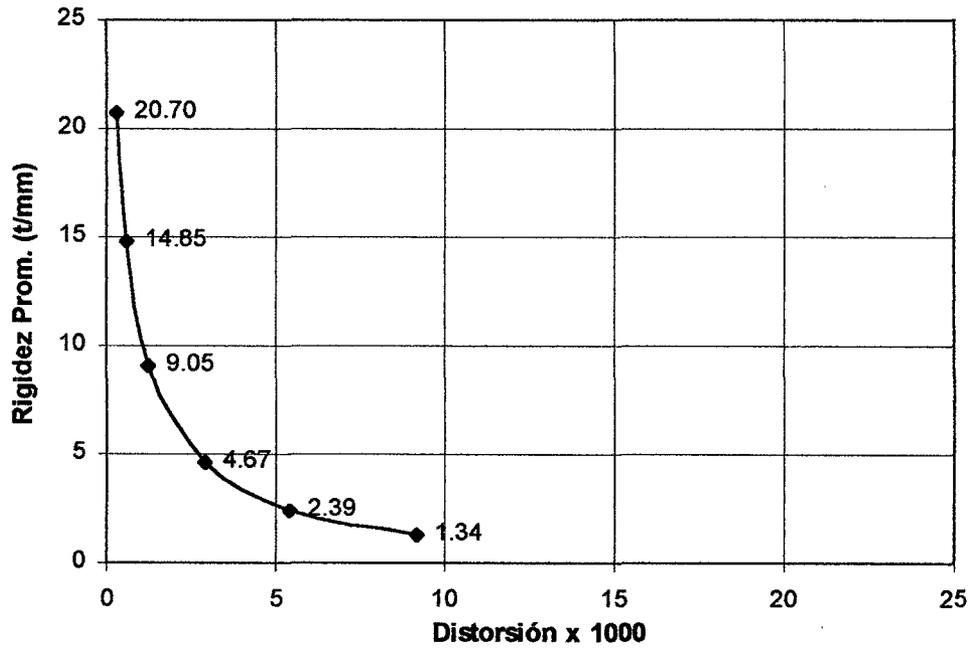


Figura 5.30

Energía Disipada - MQE188EP-02

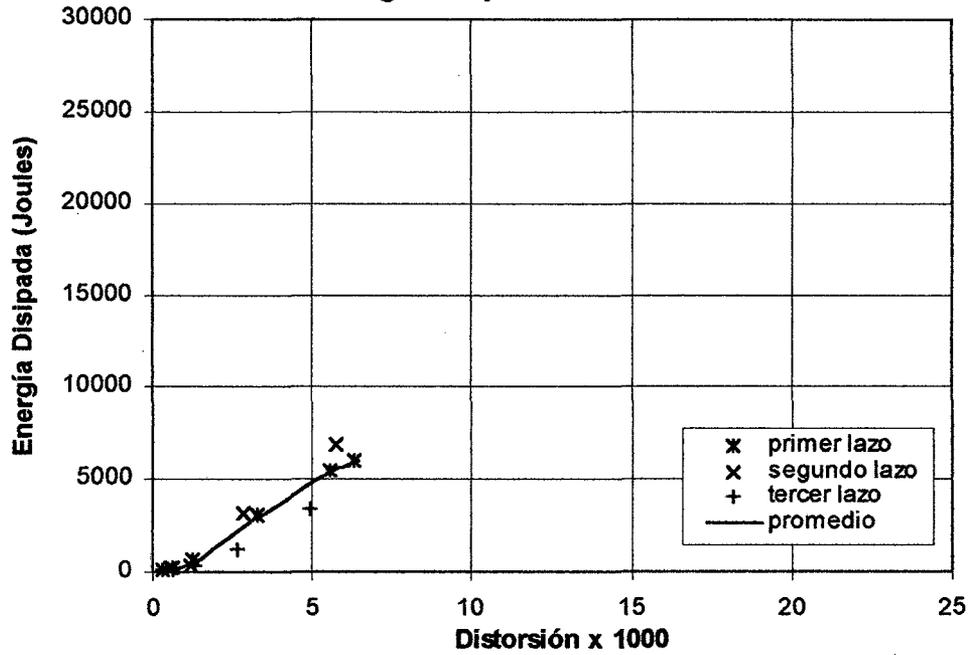


Figura 5.31

MURO MQE188EP-02

Durante el ensayo



Foto 5.36 - Distorsión 1/200



Foto 5.37 - Distorsión 1/100



Foto 5.38 - Distorsión 1/100
Levantamiento del muro (extremo izquierdo)

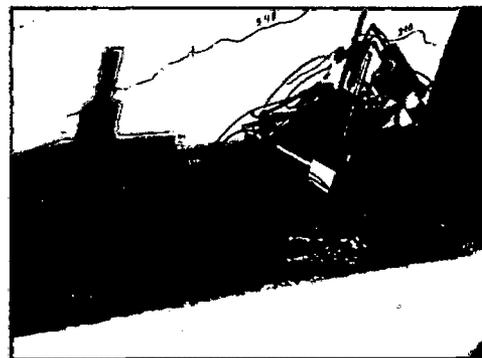


Foto 5.39 - Distorsión 1/100
Levantamiento del muro (extremo derecho)



Foto 5.40 - Distorsión 1/100
Agrietamiento talón izquierdo

Después del ensayo

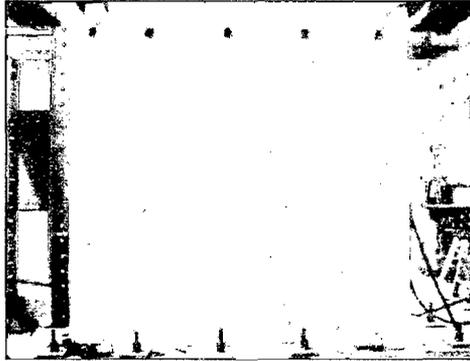


Foto 5.41 – Estado final del muro



Foto 5.42 - Detalle del talón izquierdo



Foto 5.43 - Detalle del extremo derecho



Foto 5.44 - Descubrimiento de la base extremo izquierdo

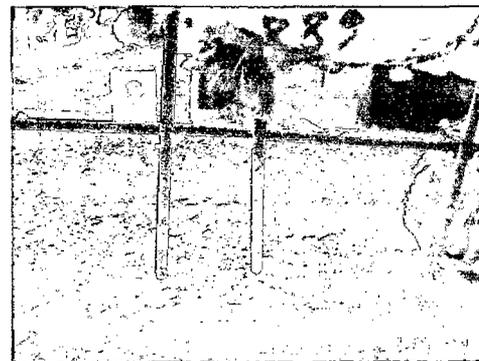


Foto 5.45 - Detalle de cizallamiento del dowell de malla

5.2.6 Muro MQE188EP-03

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.32)

En el nivel de distorsión 1/3200, se observó un moderado agrietamiento en la base del muro. En el nivel de distorsión 1/1600, se incrementó el agrietamiento en la base del muro. Asimismo, se observó la formación de grietas horizontales en el extremo derecho debido a los efectos de flexión hasta aproximadamente 1/8 de la altura del muro desde la base.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/800, se observó un incremento en la longitud de las grietas horizontales existentes, además aparecieron nuevas grietas horizontales hasta alcanzar 1/2 de la altura del muro. Se presentaron las primeras grietas diagonales, asimismo el agrietamiento en la base continua.

En el nivel de distorsión 1/400, se observa la formación de grietas diagonales hasta llegar a los 3/4 de la altura del muro.

En el nivel de distorsión 1/200, continua la formación de grietas diagonales las cuales nacen en los extremos por encima de los 3/4 de la altura del muro.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/100, se observó un cambio brusco en la capacidad del muro, debido a la aparición de grietas horizontales y diagonales de gran espesor (mayor a 1 cm) y la consecuente rotura de la malla de refuerzo en esa zona, lo cual llevó al muro inmediatamente a una distorsión de 1/50, por lo que no se continuo con los siguientes lazos de distorsión de 1/100

En el nivel de distorsión 1/50, se observó la aparición de nuevas grietas diagonales, además del incremento del espesor de las grietas ya existentes, alcanzando grosores de hasta 3.5 cm aproximadamente en el extremo, llegando a observarse la malla de refuerzo en la zona de la grieta, siendo notorio el decremento de la capacidad del muro. Además se observó una ligera trituración en el talón derecho del muro.

Al final del ensayo el muro quedó en estado inestable. Al descubrir la zona del muro donde aparecieron las grietas más representativas (aproximadamente a 50 cm a

partir de la base del muro, altura que coincide con el término de las espigas de acero convencional), se observa la rotura de la malla del muro en varios puntos, tanto del refuerzo vertical como horizontal de la malla, en la zona mencionada. Además no se observó cizallamiento del dowell de acero convencional en la base del muro.

Curva Histerética (Fig. 5.33 y 5.35)

En el nivel de distorsión 1/3200 se observa un comportamiento prácticamente lineal, además de la ausencia de grietas significativas.

En el nivel de distorsión 1/1600, se observa un ligero ensanchamiento de los lazos en la curva histerética, lo cual refleja la formación de las primeras grietas y el inicio de la disipación de energía.

Hasta el nivel de distorsión 1/400, el lazo experimenta un ensanchamiento mayor, además en la curva histerética se observa una ligera disminución de la capacidad para el segundo y tercer lazo con respecto al primero.

En el nivel de distorsión 1/200, se presenta el efecto "pinching", observándose además un decremento mayor de la capacidad entre el primer lazo y los lazos sucesivos.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/100, se produjo una grieta considerable lo cual llevo al muro inmediatamente a una distorsión de 1/50, por lo que se continuó con dos lazos para este último nivel de distorsión. En este último proceso de carga se logró alcanzar el pico de capacidad máxima del muro, justo antes de la presencia de la mencionada grieta, a partir de la cual se redujo la capacidad del muro. Para el segundo lazo la capacidad del muro se redujo drásticamente cuando el actuador empujaba, esta reducción fue menor cuando el actuador traccionaba.

Curva Envolvente (Fig. 5.34)

En la curva envolvente, se observa un comportamiento distinto de la rama positiva (actuador traccionando) respecto a la rama negativa (actuador comprimiendo), siendo diferente la capacidad máxima alcanzada en cada caso, esto puede deberse al sistema de transmisión de carga al muro.

Para el comportamiento inicial del muro, donde se encontraba un comportamiento elástico lineal se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los tres primeros lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, con lo cual se obtuvo una rigidez de 18.37 t/mm.

En la etapa elástica, la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/1600, se alcanza una fuerza lateral promedio de 23 t. A partir de este punto se inicia un comportamiento no lineal e inelástico lo cual coincide con la formación de las primeras grietas horizontales por flexión en el muro. Sin embargo, a pesar de la reducción de la rigidez tangencial, el espécimen continúa resistiendo mayores incrementos de carga. Para la rama negativa (actuador comprimiendo) se alcanza una capacidad máxima de 43 t para un nivel de distorsión aproximado de 1/100, en este punto se presentó la falla del muro, observándose un incremento considerable del espesor de las grietas horizontales (ubicadas a 50 cm a partir de la base) y la consecuente rotura de la malla, lo cual redujo la capacidad del mismo significativamente alcanzando casi instantáneamente una capacidad de 29 t para el nivel de distorsión 1/50. Para la rama positiva (actuador traccionando), en el nivel de distorsión 1/200 se alcanza la capacidad máxima de 40.5 t, a partir del cual la capacidad se reduce, alcanzando un valor de 36 t para el nivel de distorsión 1/50.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.36)

La rigidez inicial alcanzada para este muro es de 19.6 t/mm, que se encuentra dentro del rango de rigidez de los dos muros anteriores, observándose un comportamiento similar, existiendo una primera etapa de degradación fuerte hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/400, donde se obtiene una rigidez de 5.5 t/mm, equivalente al 28.1 % de la rigidez inicial. Asimismo, la degradación empieza a ser más suave a partir del nivel de distorsión 1/200, alcanzándose al final del ensayo para un nivel de distorsión de 1/50 una rigidez de 0.63 t/mm equivalente al 3.2% de la rigidez inicial.

Disipación de Energía (Fig. 5.37)

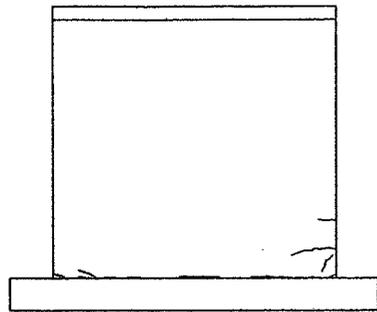
En lo referente a los valores del amortiguamiento viscoso, hasta el nivel de distorsión 1/400 se obtuvo un valor promedio del 9%, en los niveles posteriores este

valor se fue incrementando obteniéndose al final del ensayo un amortiguamiento de 27% para el nivel de distorsión 1/50.

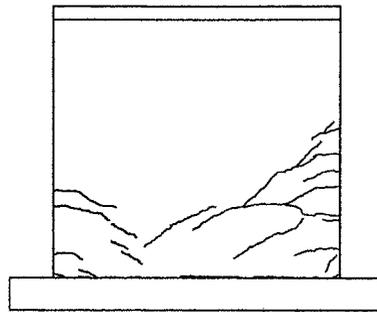
La energía disipada se incrementa para mayores niveles de deformación, observándose una reducción de la energía disipada en el segundo y tercer lazo respecto al primero.

Para el nivel de distorsión 1/100, se produjo una falla repentina que llevo al muro inmediatamente a una distorsión de 1/50, observándose un significativo ensanchamiento de los lazos de la curva histerética, lo cual indica una gran disipación de energía que se evidencia por el incremento considerable del espesor de las grietas horizontales ubicadas a 50 cm por encima de la base del muro, y la rotura de la malla ubicada en esa zona.

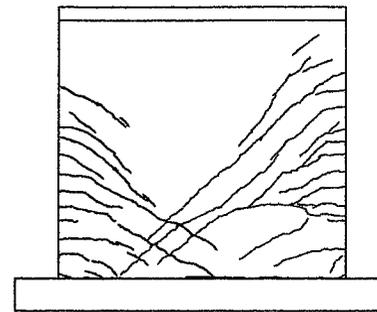
Secuencia de agrietamiento
Muro MQE188EP-03



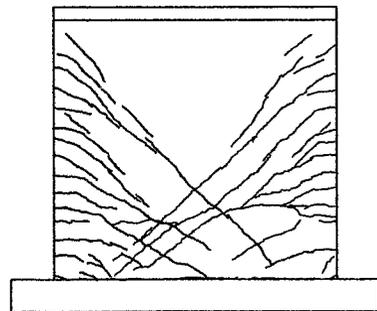
1/1600



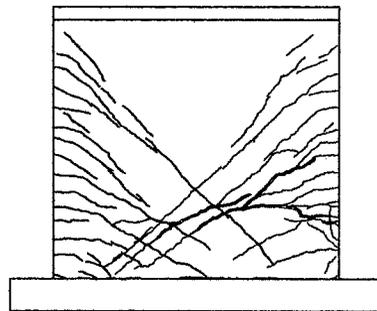
1/800



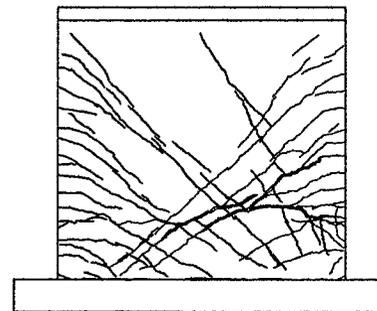
1/400



1/200



1/100



1/50

Figura 5.32

Tabla 5.6 - Muro MQE188EP - 03

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGIA		AMORT.
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA (Joules)	RELATIVA E.R.	VISCOSO b
1	1/3200	0.75	15.43	13.70	0.72	0.82	18.91			66.2	0.60	0.10
2	1/3200	0.75	17.51	13.78	0.67	0.87	20.40			51.9	0.45	0.07
3	1/3200	0.75	17.58	11.46	0.69	0.79	19.57	19.63	100.00	29.9	0.29	0.05
1	1/1600	1.5	27.01	20.33	1.48	1.52	15.80			220.1	0.63	0.10
2	1/1600	1.5	27.00	19.25	1.48	1.56	15.23			165.7	0.48	0.08
3	1/1600	1.5	26.95	18.75	1.50	1.52	15.13	15.39	78.41	153.6	0.45	0.07
1	1/800	3	32.03	28.71	3.19	3.04	9.76			737.4	0.80	0.13
2	1/800	3	31.26	26.67	3.21	3.14	9.13			431.2	0.48	0.08
3	1/800	3	30.71	26.32	3.20	3.18	8.95	9.28	47.28	366.7	0.41	0.07
1	1/400	6	38.18	35.22	6.47	6.03	5.87			1847.8	0.82	0.13
2	1/400	6	35.98	33.33	6.74	6.01	5.44			1163.3	0.54	0.09
3	1/400	6	35.49	32.51	7.01	6.04	5.21	5.51	28.06	1066.5	0.49	0.08
1	1/200	12	42.51	40.60	13.08	12.27	3.28			5428.9	1.05	0.17
2	1/200	12	37.94	36.39	13.87	11.78	2.90			3229.5	0.69	0.11
3	1/200	12	37.27	35.36	13.992	11.88	2.81	2.99	15.26	2787.1	0.60	0.10
1*	1/100	24	43.00	40.89	22.07	19.65	2.01	2.01	10.25	-----	-----	-----
1	1/50	48	29.01	35.62	45.79	46.03	0.70			27994.8	1.93	0.31
2	1/50	48	16.37	32.93	39.56	48.67	0.56	0.63	3.22	15695.6	1.42	0.23

* Los valores obtenidos para la distorsión 1/100 se formaron en el mismo lazo de 1/50

Curva Histerética - MQE188EP-03

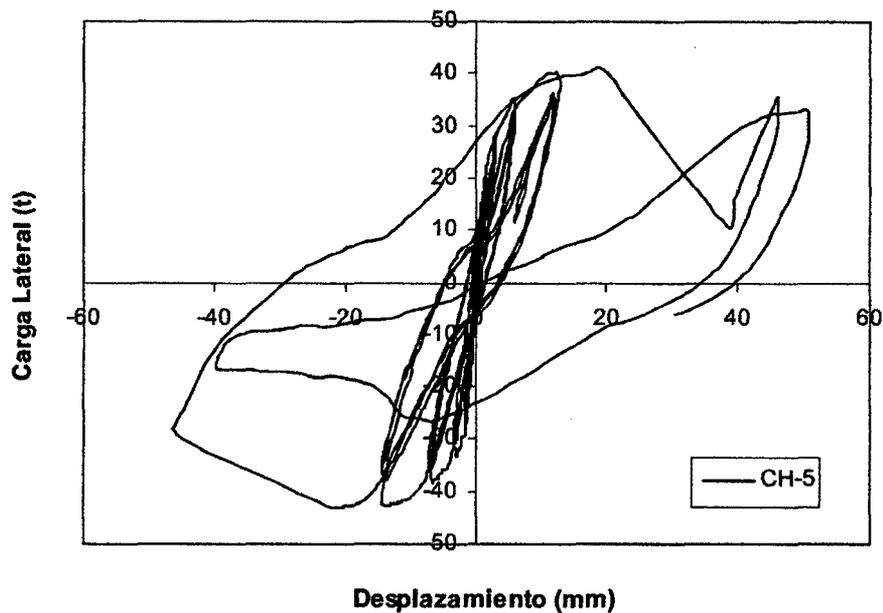


Figura 5.33

Curvas Envolventes - MQE188EP-03

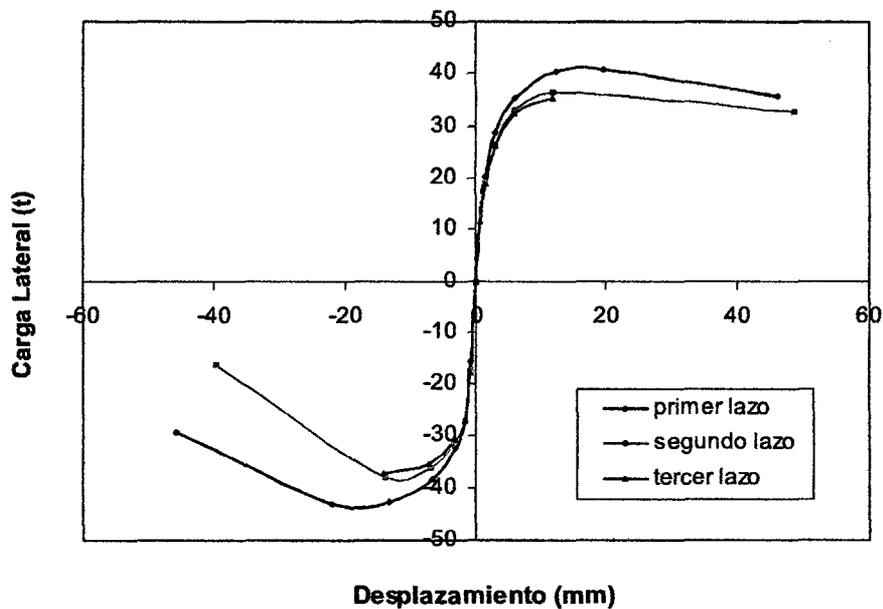


Figura 5.34

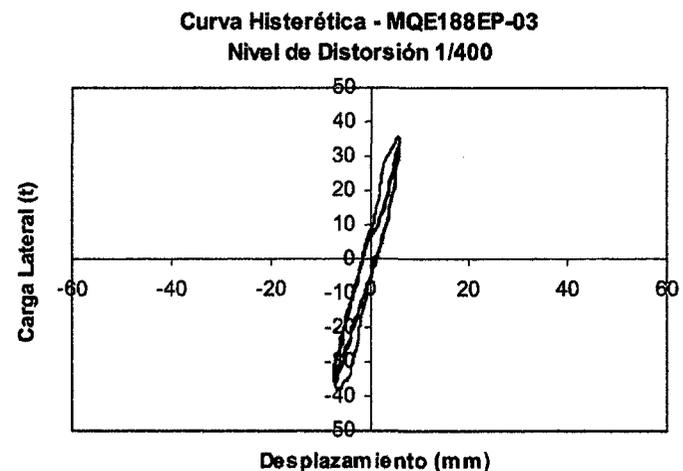
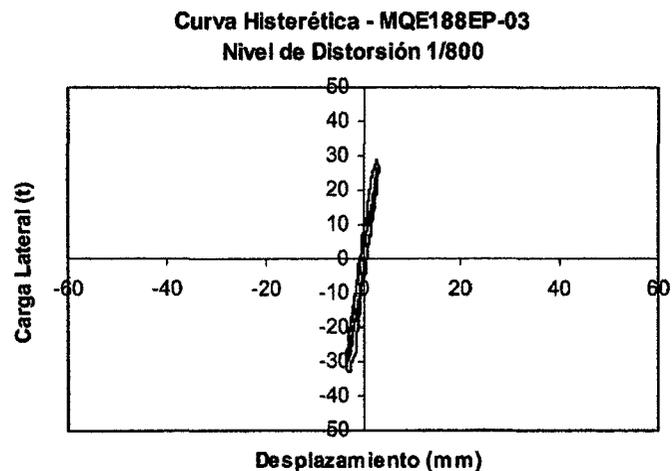
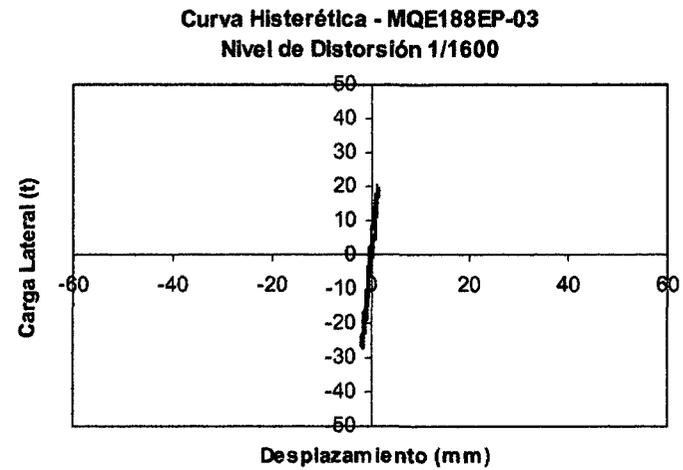
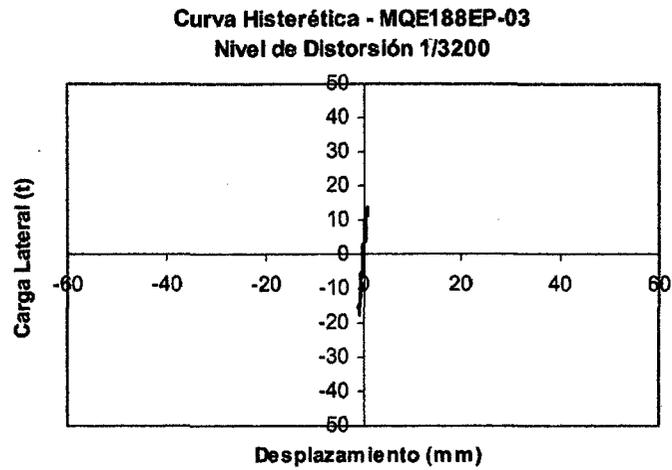
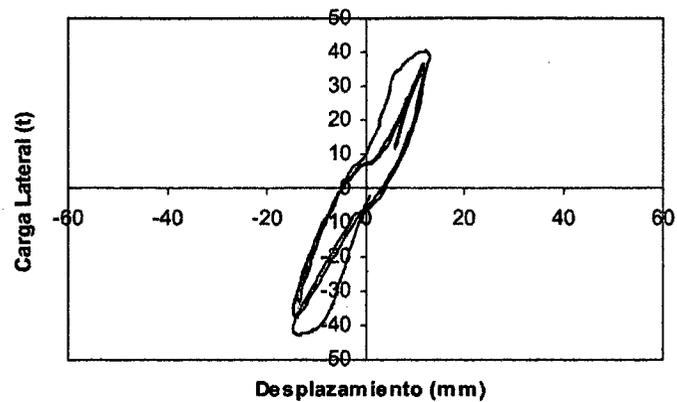


Figura 5.35a

Curva Histerética - MQE188EP-03
Nivel de Distorsión 1/200



Curva Histerética - MQE188EP-03
Nivel de Distorsión 1/50

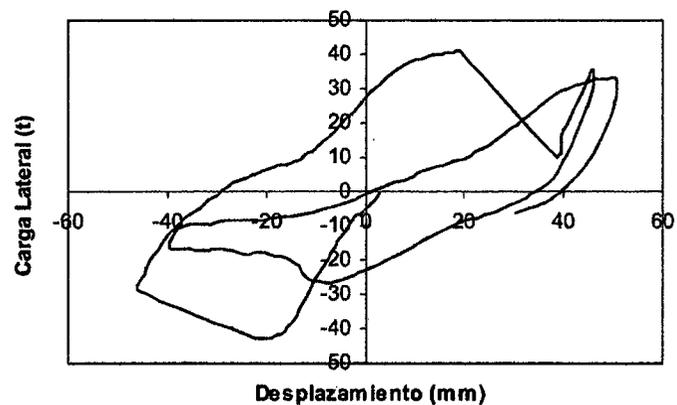


Figura 5.35b

Degradación de Rigidez - MQE188EP-03

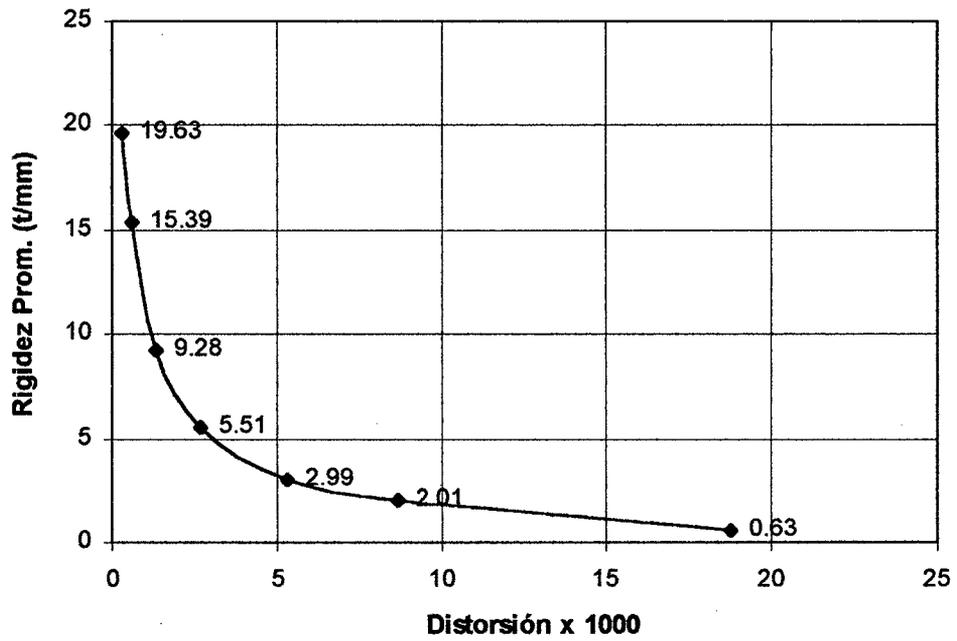


Figura 5.36

Energía Disipada - MQE188EP-03

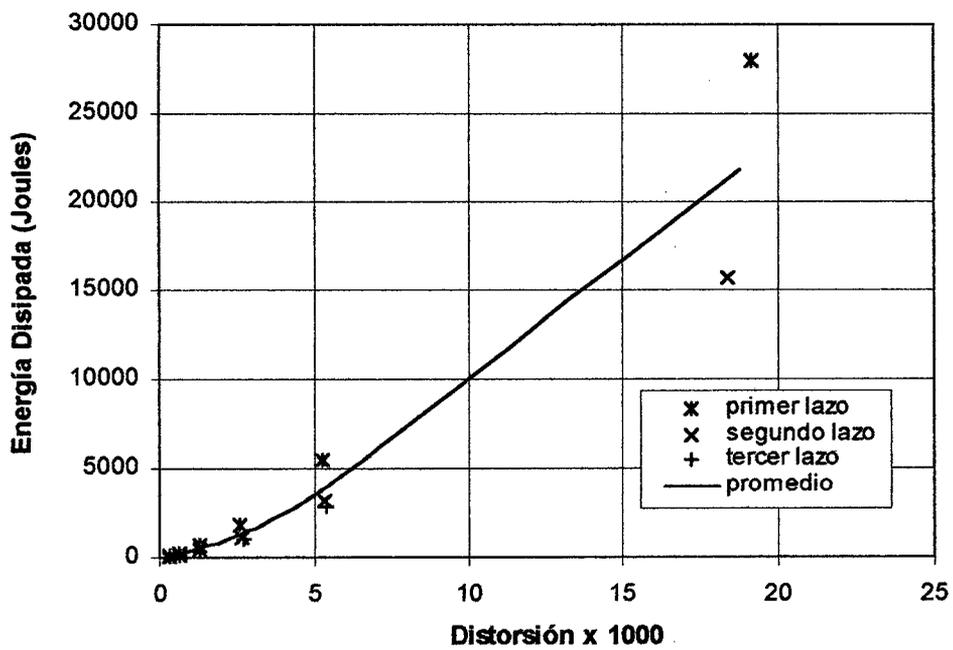


Figura 5.37

MURO MQE188EP-03

Durante el ensayo



Foto 5.46 – Distorsión 1/100
Agrietamiento del muro a la altura del termino del dowell

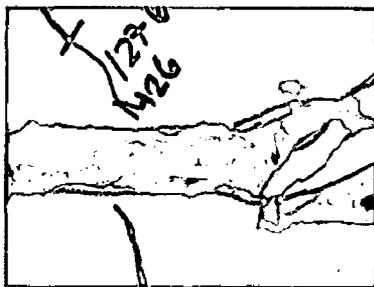


Foto 5.47 - Distorsión 1/100
Agrietamiento del muro
(se observa la malla de refuerzo)



Foto 5.48 - Distorsión 1/100
Detalle de agrietamiento en el extremo derecho

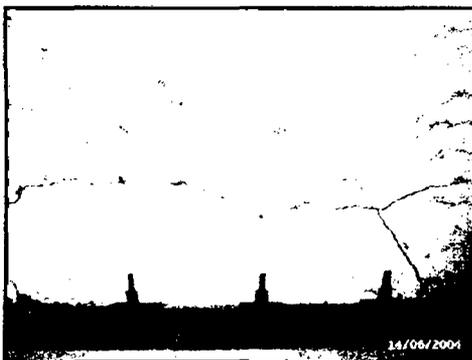


Foto 5.49 - Distorsión 1/100
Vista posterior del muro

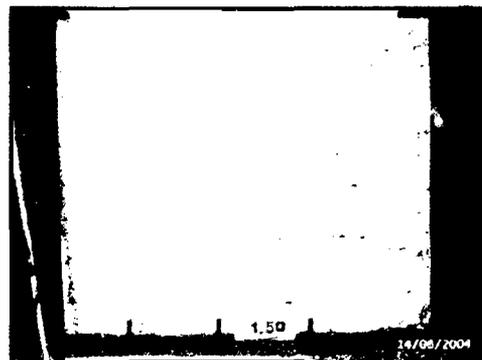


Foto 5.50 - Distorsión 1/50

Después del ensayo



Foto 5.51 – Estado final del muro



**Foto 5.52 – Descubrimiento del muro a la altura del termino del dowel
se puede observar la rotura de la malla a este nivel**

5.2.7 Muro MFEN3EP-01

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.38)

En el nivel de distorsión 1/3200, se observó un ligero agrietamiento en la base del muro. En el nivel de distorsión 1/1600, se observó la formación de las primeras grietas horizontales en el extremo derecho debido a los efectos de flexión hasta aproximadamente 1/8 de la altura del muro desde la base, asimismo se incrementaron las grietas en la base.

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/800, la longitud de las grietas por flexión aumentan y aparecen nuevas grietas horizontales hasta alcanzar 1/2 de la altura del muro. Asimismo se presentaron las primeras grietas diagonales.

En el nivel de distorsión 1/400, las grietas formadas anteriormente continúan progresando, se observa la formación de grietas diagonales hasta llegar a los 3/4 de la altura del muro.

En el nivel de distorsión 1/200, continúa la formación de grietas diagonales en la parte central del muro.

En el nivel de distorsión 1/100, continúa la aparición de algunas grietas diagonales en la parte superior del muro, asimismo se observa un ligero agrietamiento de ambos talones del muro. Se observa además una separación considerable entre el muro y la cimentación en la zona donde aparecen los efectos de tracción por flexión.

En el nivel de distorsión 1/50, se observa moderada trituración tanto del talón derecho como el izquierdo debido a los efectos de flexión, asimismo se inicia el deslizamiento a través de la base.

Luego del ensayo se descubrió la base del muro, observándose que no hubo cizalle en el refuerzo vertical correspondiente a la malla a lo largo de la base ni en el refuerzo vertical extremo, notándose sin embargo el pandeo en ambos casos.

Curva Histerética (Fig. 5.39 y 5.41)

Hasta el nivel de distorsión 1/3200 se observa un comportamiento prácticamente lineal, no observándose un ensanchamiento de los lazos, además de la ausencia de grietas significativas. En el nivel de distorsión 1/1600, se observa un ensanchamiento de los lazos en la curva histerética cuando el actuador empuja, además de la aparición de las primeras grietas por flexión en el extremo derecho del muro, lo cual evidencia el inicio de la disipación de energía.

Hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/400, el ensanchamiento de los lazos se hace mas evidente, presentándose asimismo el efecto "pinching".

En el nivel de distorsión 1/200, se mantiene el mismo comportamiento que en los lazos anteriores presenciándose mas claramente el efecto "pinching", observándose sin embargo una ligera disminución de la capacidad entre el primer lazo y los lazos subsecuentes. En el nivel de distorsión 1/100, se alcanzó el pico de carga máxima, manteniéndose el comportamiento similar al nivel de distorsión anterior.

En el nivel de distorsión 1/50, se continuó observando la presencia del efecto "pinching", reduciéndose ligeramente la capacidad del muro con respecto al nivel de distorsión anterior, esta disminución es mas notoria cuando el actuador tracciona.

Curva Envolvente (Fig. 5.40)

En la curva envolvente se observa que el comportamiento fue similar para la rama positiva (actuador traccionando), como negativa (actuador comprimiendo), observándose en ambos casos que la capacidad máxima es parecida y se daba al alcanzar la distorsión 1/100.

Para el comportamiento inicial del muro, donde se encontraba un comportamiento elástico lineal se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los dos primeros lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, con lo cual se obtuvo una rigidez de 18.67 t/mm.

En la etapa elástica, la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/1600, se obtiene una fuerza lateral promedio de 22 t. A partir de este punto se inicia un comportamiento no lineal e inelástico, el cual coincide con la formación de las primeras grietas horizontales por flexión en el muro. Sin embargo, a pesar de la

reducción de la rigidez tangencial, el espécimen continuó resistiendo mayores incrementos de carga, hasta alcanzar una resistencia máxima promedio de 47 t, en el nivel de distorsión 1/100. A partir de este nivel de distorsión, la curva decae, observándose una reducción de la capacidad del muro, alcanzándose para una distorsión de 1/50 una capacidad de 46 t cuando el actuador comprime y de 38 t cuando el actuador tracciona.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.42)

La rigidez inicial es de 19.2 t/mm, el cual se encuentra dentro del orden de magnitud observado en los muros anteriores. En los primeros niveles de distorsión se observa un fuerte deterioro de la rigidez hasta el nivel de distorsión 1/800, en el que se alcanza una rigidez de 7.7 t/mm, equivalente al 40 % de la rigidez inicial. A partir del nivel de distorsión 1/100 la degradación es más suave, alcanzándose al final del ensayo una rigidez de 0.87 t/mm, equivalente al 4.5% de la rigidez inicial, para una distorsión de 1/50.

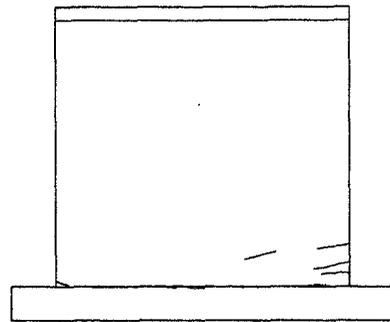
Disipación de Energía (Fig. 5.43)

El amortiguamiento para el primer nivel de distorsión (1/3200) fue de 4%, para los siguientes niveles hasta alcanzar una distorsión de 1/200 se tuvo un amortiguamiento alrededor del 10%, posteriormente este fue incrementándose hasta alcanzar para la distorsión 1/50 un valor de 22%.

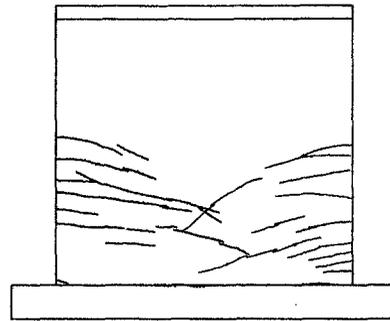
Con respecto a la energía disipada, ésta se incrementa para mayores niveles de deformación, observándose una reducción de la energía disipada en el segundo y tercer lazo respecto al primero.

En los primeros niveles de deformación, la disipación de energía se manifiesta a través de la formación de las primeras grietas por flexión, hasta el nivel de distorsión 1/200 el ensanchamiento de los lazos aumenta debido a la propagación de las grietas por corte y flexión. A partir del nivel de distorsión 1/100 el ensanchamiento de los lazos aumenta evidenciándose una mayor disipación de energía, debido al agrietamiento en ambos talones. Para el nivel de distorsión 1/50, el ensanchamiento de los lazos es aún mayor, existiendo una gran disipación de energía, principalmente por la trituración de los talones y el deslizamiento del muro a través de la base.

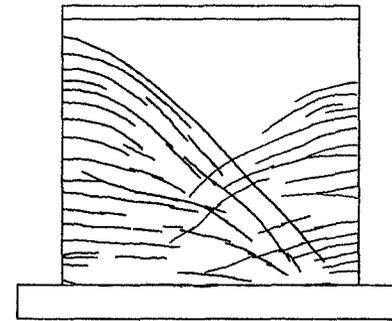
Secuencia de agrietamiento
Muro MFEN3EP-01



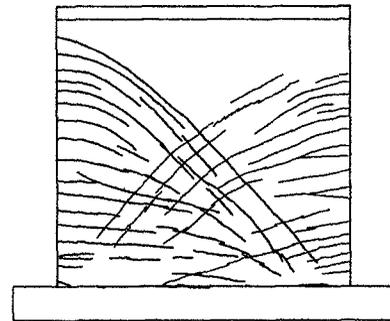
1/1600



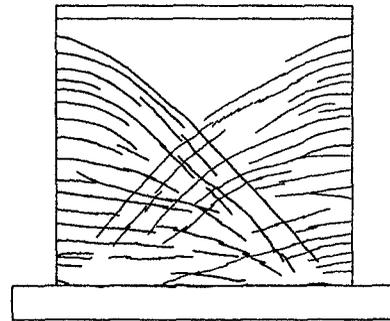
1/800



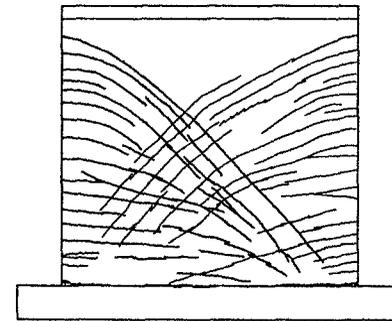
1/400



1/200



1/100



1/50

Figura 5.38

Tabla 5.7 - Muro MFEN3EP - 01

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGÍA		AMORT. VISCOSO b
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA (Joules)	RELATIVA E.R.	
1	1/3200	0.75	13.79	14.74	0.80	0.53	21.52			39.2	0.43	0.07
2	1/3200	0.75	13.02	14.20	0.92	0.58	18.23			53.3	0.54	0.09
3	1/3200	0.75	11.11	14.81	0.76	0.70	17.79	19.18	100.00	22.5	0.25	0.04
1	1/1600	1.5	21.26	23.61	1.65	0.99	17.00			174.0	0.61	0.10
2	1/1600	1.5	17.22	25.28	1.69	1.13	15.08			148.9	0.53	0.08
3	1/1600	1.5	15.48	21.56	1.59	1.10	13.74	15.27	79.63	140.8	0.59	0.09
1	1/800	3	24.99	34.62	3.37	3.03	9.33			628.5	0.68	0.11
2	1/800	3	25.25	33.29	4.03	3.17	8.13			533.5	0.53	0.08
3	1/800	3	18.79	32.75	3.28	3.18	7.98	8.48	44.21	441.6	0.54	0.09
1	1/400	6	30.50	40.69	6.78	6.30	5.44			1525.0	0.67	0.11
2	1/400	6	30.27	39.02	7.18	6.42	5.09			1244.1	0.54	0.09
3	1/400	6	24.72	38.21	6.45	1.00	4.85	5.13	26.73	1067.5	0.53	0.08
1	1/200	12	41.71	45.09	13.09	11.83	3.48			4926.8	0.93	0.15
2	1/200	12	35.15	40.54	12.89	11.84	3.06			2974.1	0.65	0.10
3	1/200	12	34.48	40.08	13.001	11.88	3.00	3.18	16.58	2683.0	0.59	0.09
1	1/100	24	46.54	47.34	26.39	24.88	1.83			12735.5	1.08	0.17
2	1/100	24	40.66	45.06	25.53	25.92	1.67			9230.7	0.85	0.14
3	1/100	24	39.35	43.68	25.65	23.31	1.70	1.73	9.03	7451.8	0.75	0.12
1	1/50	48	46.32	37.76	50.05	47.07	0.87	0.87	4.51	27967.2	1.39	0.22

Curva Histerética - MFEN3EP-01

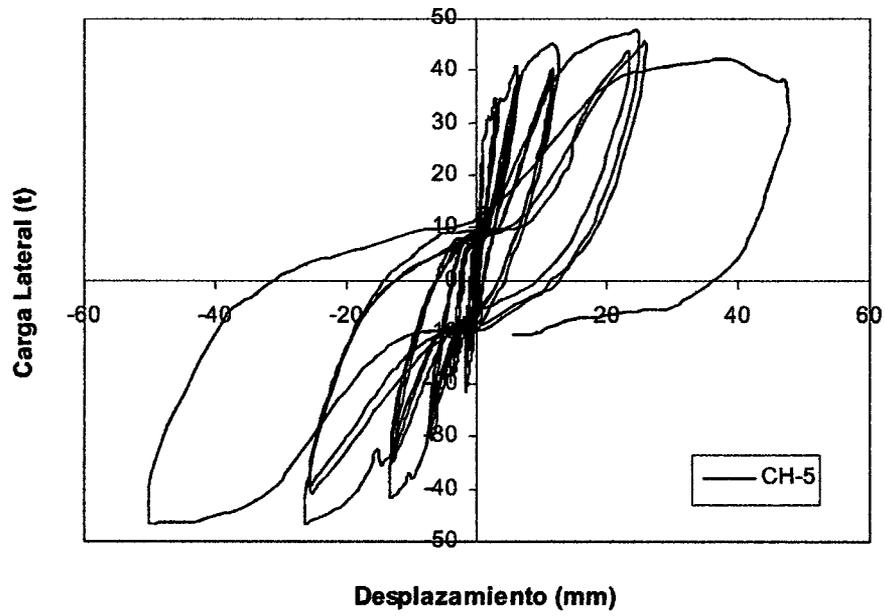


Figura 5.39

Curvas Envolventes - MFEN3EP-01

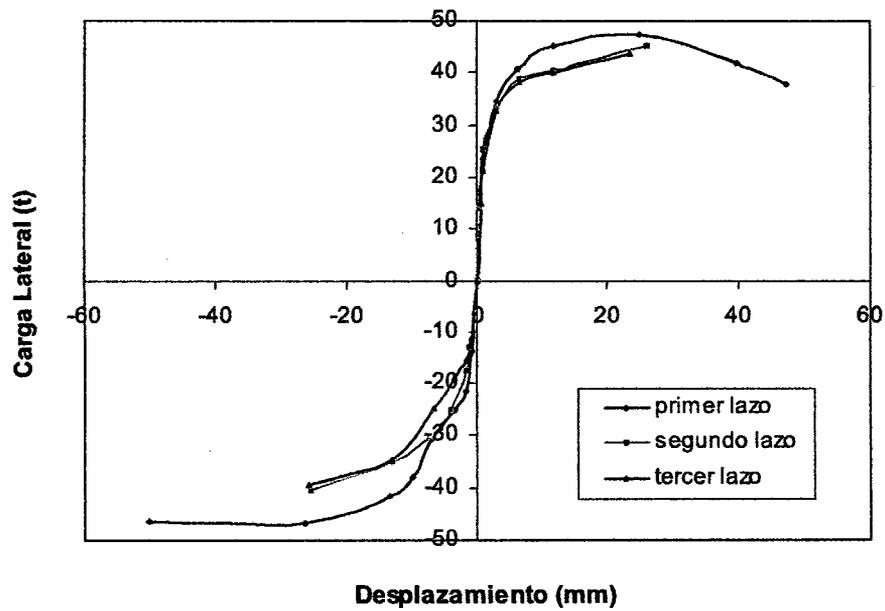


Figura 5.40

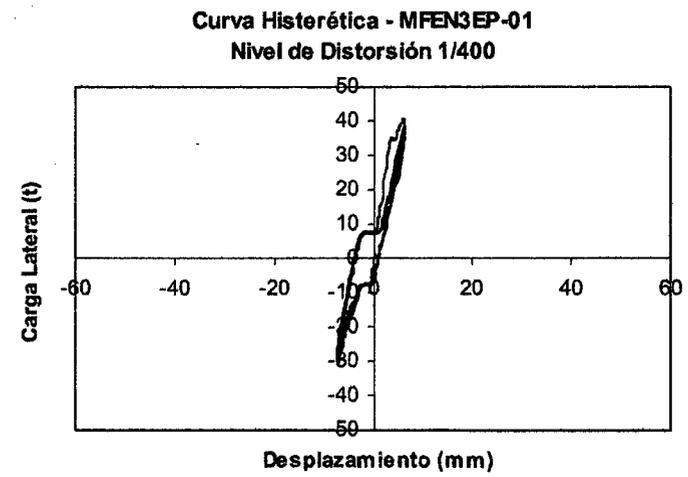
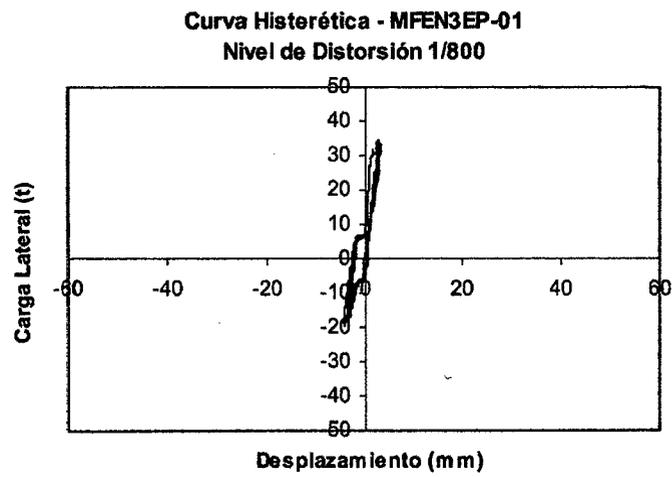
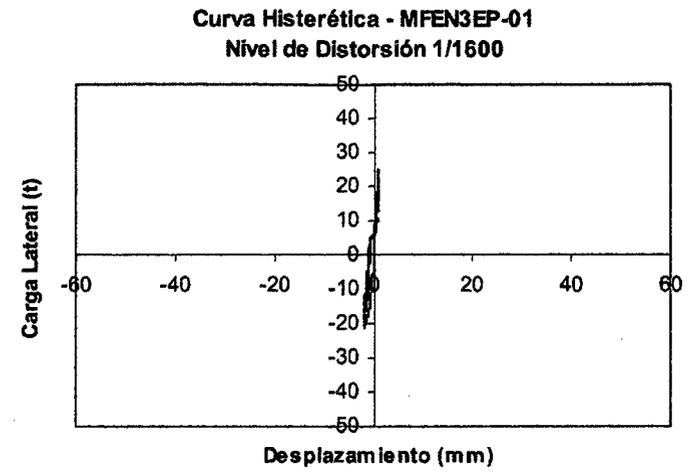
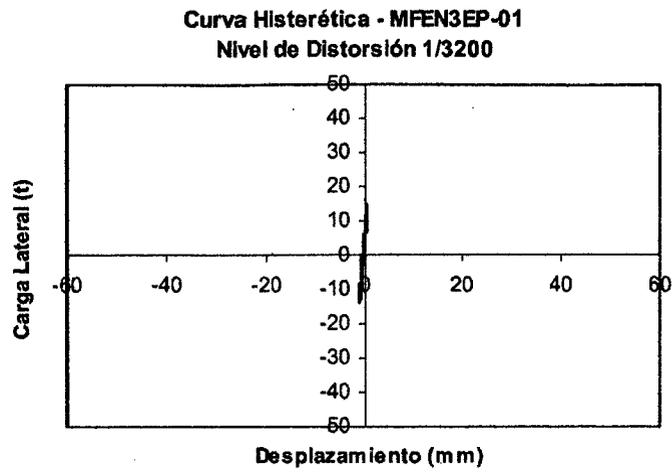
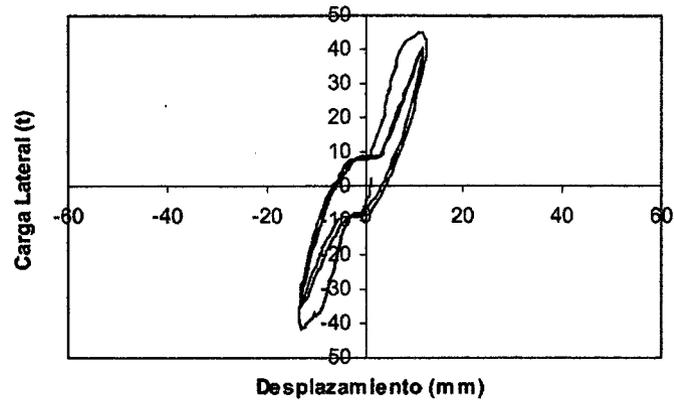
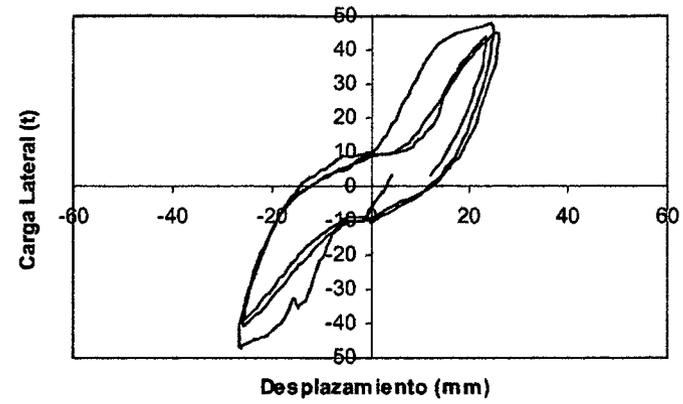


Figura 5.41a

Curva Histerética - MFEN3EP-01
Nivel de Distorsión 1/200



Curva Histerética - MFEN3EP-01
Nivel de Distorsión 1/100



Curva Histerética - MFEN3EP-01
Nivel de Distorsión 1/50

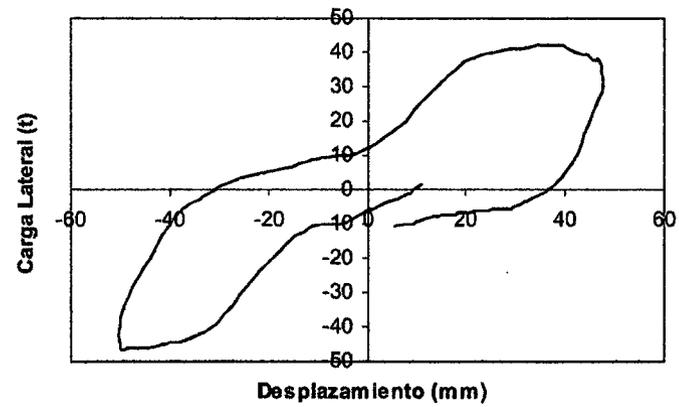


Figura 5.41b

Degradación de Rigidez - MFEN3EP-01

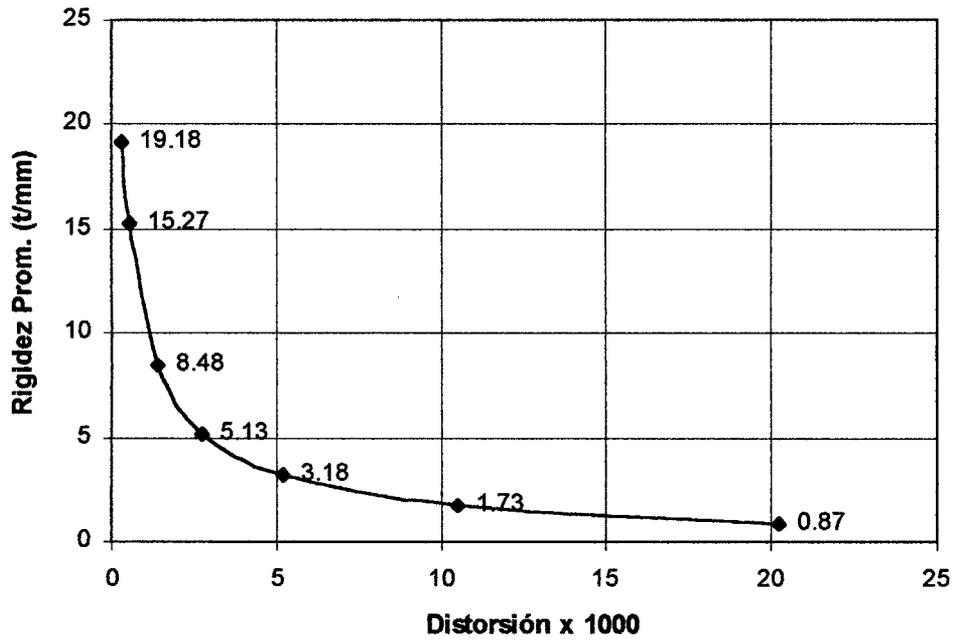


Figura 5.42

Energía Disipada - MFEN3EP-01

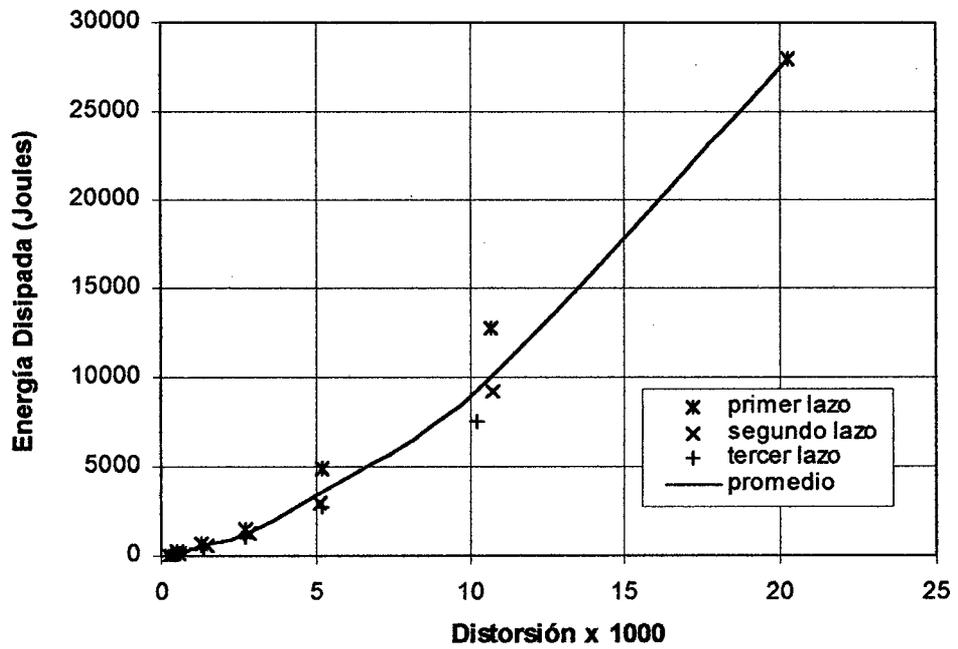


Figura 5.43

MURO MFEN3EP-01

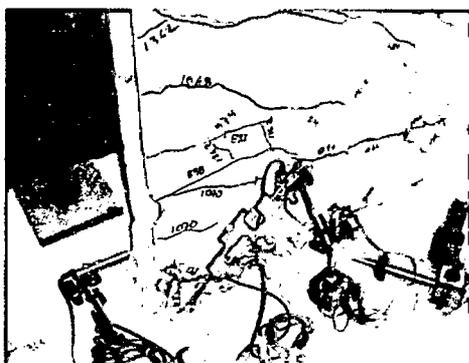
Durante el ensayo



Foto 5.53 - Distorsión 1/200



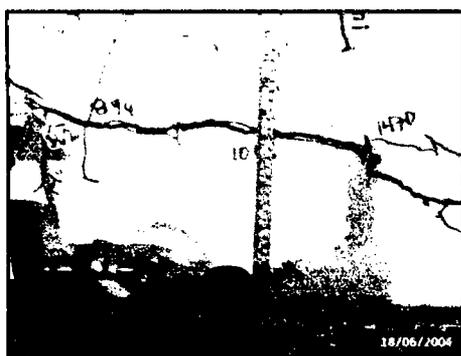
Foto 5.54 - Distorsión 1/100



**Foto 5.55 - Distorsión 1/100
Trituración talón izquierdo**



**Foto 5.56 - Distorsión 1/100
Agrietamiento talón derecho**



**Foto 5.57 - Distorsión 1/100
Levantamiento extremo izquierdo**



**Foto 5.58 - Distorsión 1/100
Detalle de trituración en la unión
muro-cimentación**

Después del ensayo

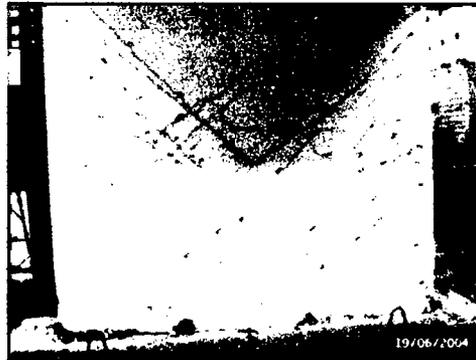


Foto 5.59 – Estado final del muro se observa trituración a lo largo de la base

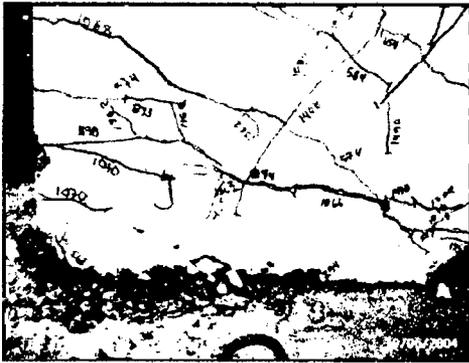


Foto 5.60 - Detalle del extremo izquierdo



Foto 5.61 - Trituración del talón derecho



Foto 5.62 – Se observa pandeo de varillas extremo derecho



Foto 5.63 – Pandeo de varillas a lo largo de la base

5.2.8 Muro MQE188PP-01

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.44)

Hasta el nivel de distorsión $1/800$ no se presentaron grietas. En el nivel de distorsión $1/400$ se observó agrietamiento en la base del muro, debido a los efectos de tracción por flexión.

En el nivel de distorsión $1/200$ se mantienen las grietas anteriores, con un incremento en el grosor de las mismas.

En el nivel de distorsión $1/100$ se observó la formación de grietas horizontales, hasta $1/8$ de la altura del muro a partir de la base.

En el nivel de distorsión $1/50$ se observó la formación de grietas horizontales, hasta $1/3$ de la altura del muro a partir de la base.

Curva Histerética (Fig. 5.45 y 5.47)

Hasta el nivel de distorsión $1/800$, se observa un comportamiento prácticamente lineal, asimismo no se presentan grietas en el muro.

En el nivel de distorsión $1/400$, se observa un ligero ensanchamiento de los lazos histeréticos, que reflejan la formación de las primeras grietas. Además se observa diferencias en la rigidez tangencial de la curva, dependiendo si el actuador está jalando o empujando, siendo menor en este último caso.

En el nivel de distorsión $1/200$, se observa un mayor ensanchamiento de los lazos, haciéndose más notorio la diferencia de rigideces descrita anteriormente.

En el nivel de distorsión $1/100$, se mantiene la diferencia de rigideces cuando el actuador empuja y tracciona, sin embargo se observa que en la transición entre dichas cargas existe un cambio brusco de pendiente, reduciéndose temporalmente, para luego recuperarse y continuar con el comportamiento inicial. Además se observa que para alcanzar un mismo nivel de deformación se requiere menor fuerza cuando el actuador empuja que cuando el actuador tracciona.

En el nivel de distorsión 1/50, se observa un mayor ensanchamiento del lazo histerético, manteniéndose el comportamiento descrito para el lazo anterior. En este nivel de distorsión se alcanza la carga máxima.

Curva Envolvente (Fig. 5.46)

En la curva envolvente, se observa un comportamiento distinto de la rama positiva (actuador traccionando) respecto a la rama negativa (actuador comprimiendo), siendo diferente la capacidad máxima alcanzada en cada caso, además del comportamiento en general.

Para el comportamiento inicial del muro, donde se encontraba un comportamiento elástico lineal se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los cuatro primeros lazos correspondientes a los niveles de distorsión 1/1600 y 1/800, con lo cual se obtuvo una rigidez de 0.066 t/mm en la rama positiva (cuando el actuador tracciona) y una rigidez de 0.047 t/mm en la rama negativa (cuando el actuador comprime).

En la etapa elástica la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/400, se alcanzó una fuerza lateral de 0.38 t cuando el actuador tracciona y de 0.27 t cuando el actuador comprime. A partir de este punto se inicia el comportamiento no lineal e inelástico el cual coincide con la formación de las primeras grietas horizontales por flexión en el muro. Sin embargo, el espécimen continúa resistiendo mayores incrementos de carga. Para la rama negativa (actuador comprimiendo) en el nivel de distorsión 1/200 se alcanza una capacidad de 0.43 t, a partir de este punto la rigidez tangencial se reduce, alcanzando para la distorsión 1/50 una resistencia de 0.84 t. Para la rama positiva (actuador traccionando), en el nivel de distorsión 1/100 se alcanza la capacidad de 0.82 t, a partir del cual la rigidez tangencial se reduce significativamente, alcanzando un valor de 1.05 t para el nivel de distorsión 1/50.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.48)

Para este muro, la rigidez inicial es de 0.07 t/mm. La rigidez degrada conforme es mayor la distorsión, sin embargo a diferencia de los muros anteriores, no se observa una degradación fuerte en los primeros niveles, sino que ésta se mantiene

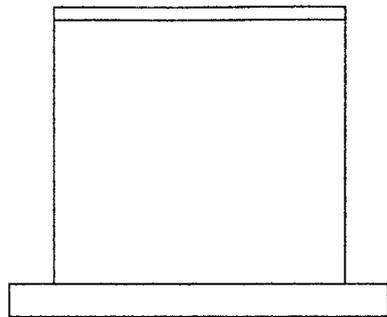
uniforme a lo largo de todo el ensayo. En el nivel de distorsión 1/50 se alcanza una rigidez de 0.02 t/mm equivalente al 26.8 % de la rigidez inicial.

Disipación de Energía (Fig. 5.49)

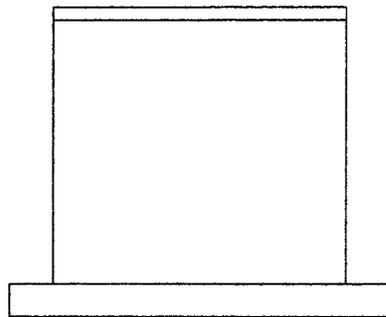
Los valores de amortiguamiento para este muro se mantienen entre 5% y 6% para todos los niveles de deformación. La energía disipada muestra un incremento al ir aumentando el nivel de deformación, observándose una reducción considerable del segundo lazo respecto al primero a partir del nivel de distorsión 1/200.

Hasta el nivel de distorsión 1/200, la disipación de energía se manifiesta básicamente por las grietas horizontales por flexión a lo largo de la base del muro. Para los siguientes niveles de distorsión, se observó además la formación de grietas horizontales hasta 1/3 de la altura del muro, siendo éstas la principal fuente de disipación de energía.

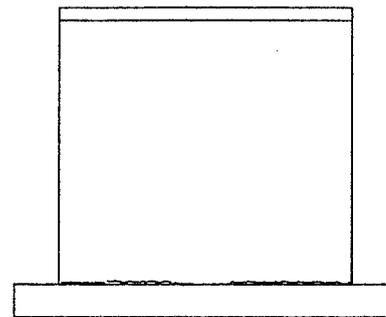
Secuencia de agrietamiento
Muro MQE188PP-01



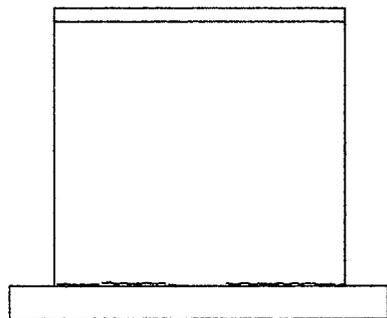
1/1600



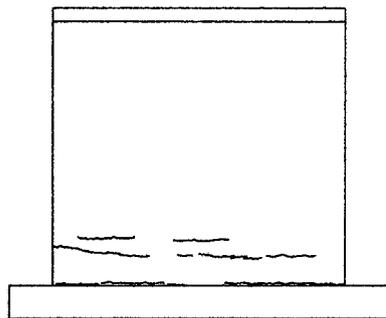
1/800



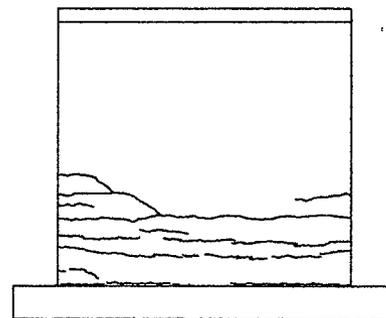
1/400



1/200



1/100



1/50

Figura 5.44

Tabla 5.8 - Muro MQE188PP - 01

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGIA		AMORT. VISCOSO
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA (Joules)	RELATIVA E.R.	b
1	1/1600	1.5	0.10	0.12	1.47	1.66	0.07			0.6	0.35	0.06
2	1/1600	1.5	0.11	0.11	1.66	1.80	0.06	0.07	100.00	0.5	0.29	0.05
1	1/800	3	0.16	0.20	2.94	3.01	0.06			1.6	0.30	0.05
2	1/800	3	0.17	0.20	2.99	3.16	0.06	0.06	90.76	1.5	0.27	0.04
1	1/400	6	0.28	0.38	6.53	6.00	0.05			6.4	0.32	0.05
2	1/400	6	0.27	0.35	6.29	6.01	0.05	0.05	77.14	4.9	0.26	0.04
1	1/200	12	0.43	0.60	12.28	11.95	0.04			24.5	0.40	0.06
2	1/200	12	0.40	0.57	12.30	11.94	0.04	0.04	62.40	14.8	0.26	0.04
1	1/100	24	0.61	0.82	23.91	23.40	0.03			95.3	0.58	0.09
2	1/100	24	0.58	0.72	23.93	23.40	0.03	0.03	43.49	42.3	0.28	0.04
1	1/50	48	0.84	1.05	50.73	49.66	0.02			278.8	0.60	0.10
2	1/50	48	0.71	0.96	50.50	49.68	0.02			163.1	0.40	0.06
3	1/50	48	0.81	0.69	58.55	55.33	0.01	0.02	24.47	101.7	0.24	0.04

Curva Histerética - MQE188PP-01

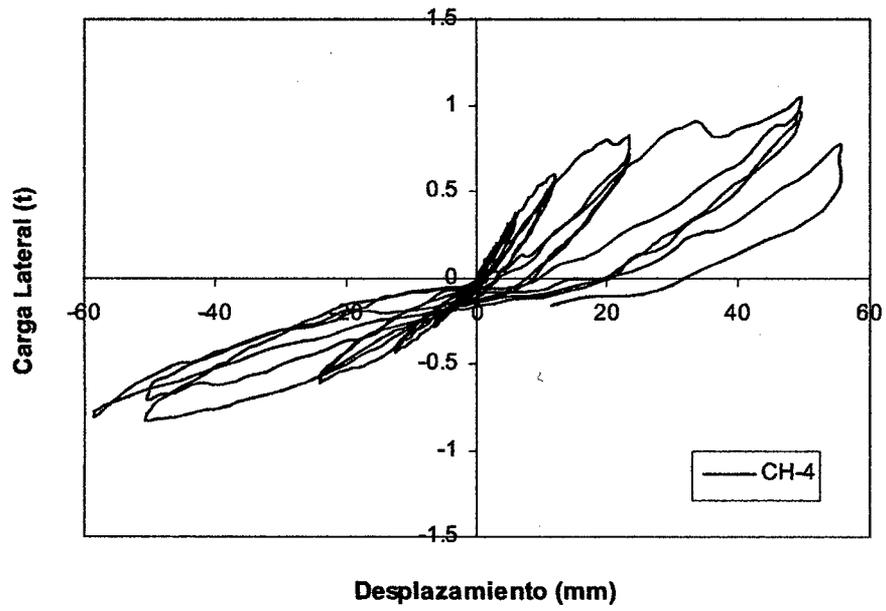


Figura 5.45

Curvas Envolventes - MQE188PP-01

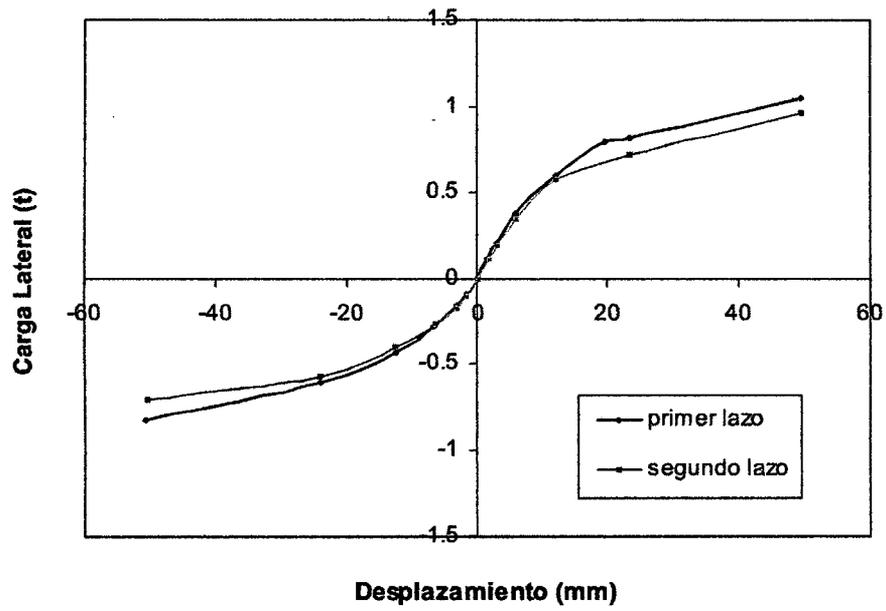


Figura 5.46

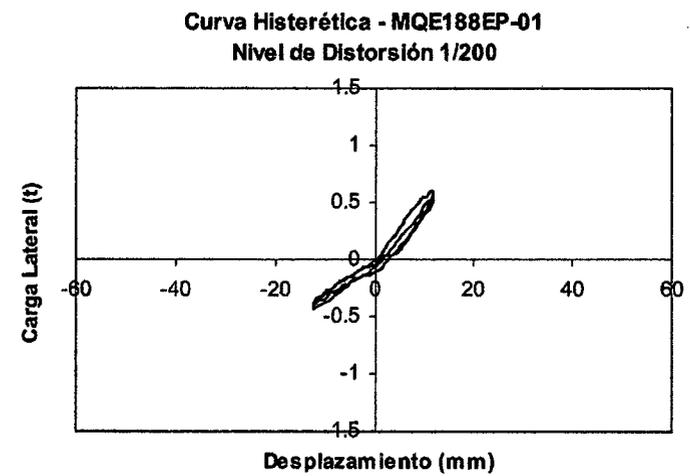
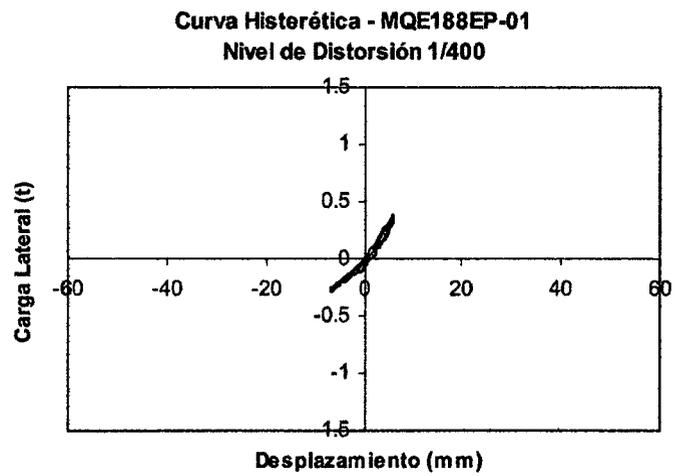
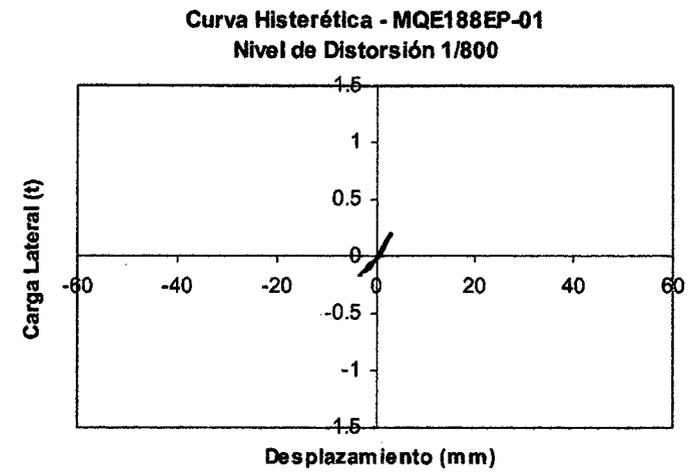
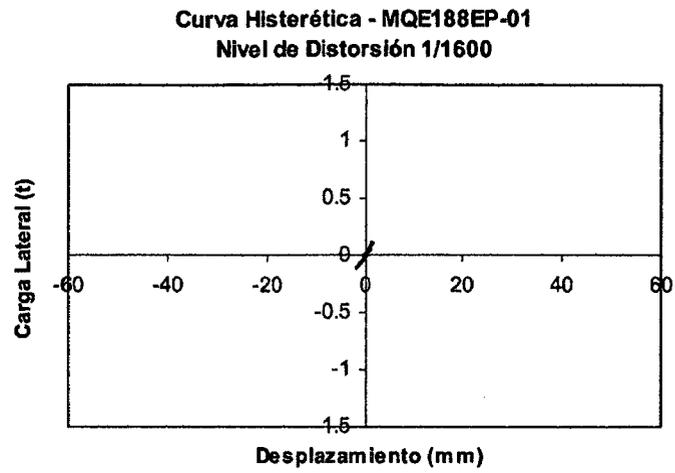
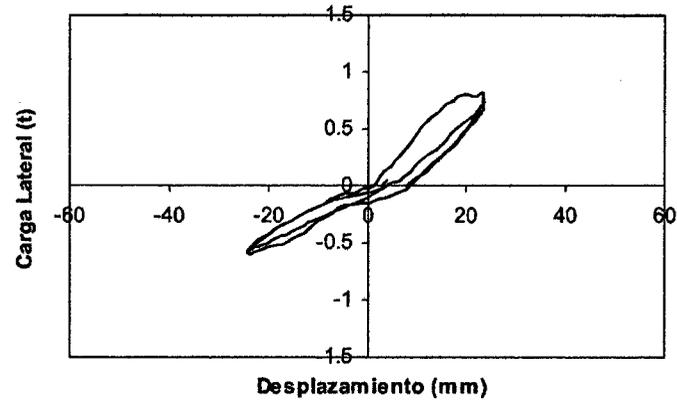


Figura 5.47^a

Curva Histerética - MQE188EP-01
Nivel de Distorsión 1/100



Curva Histerética - MQE188EP-01
Nivel de Distorsión 1/50

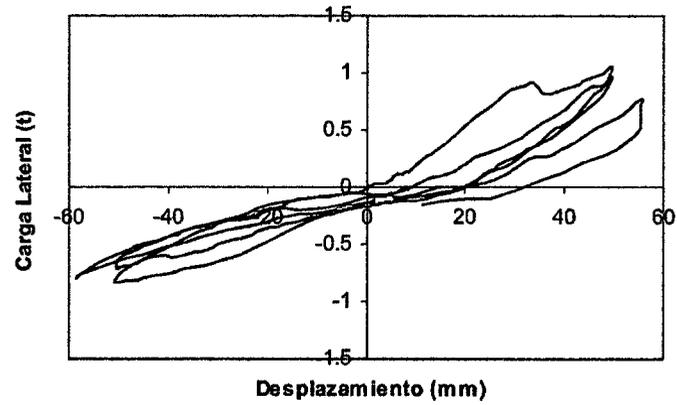


Figura 5.47b

Degradación de Rigidez - MQE188PP-01

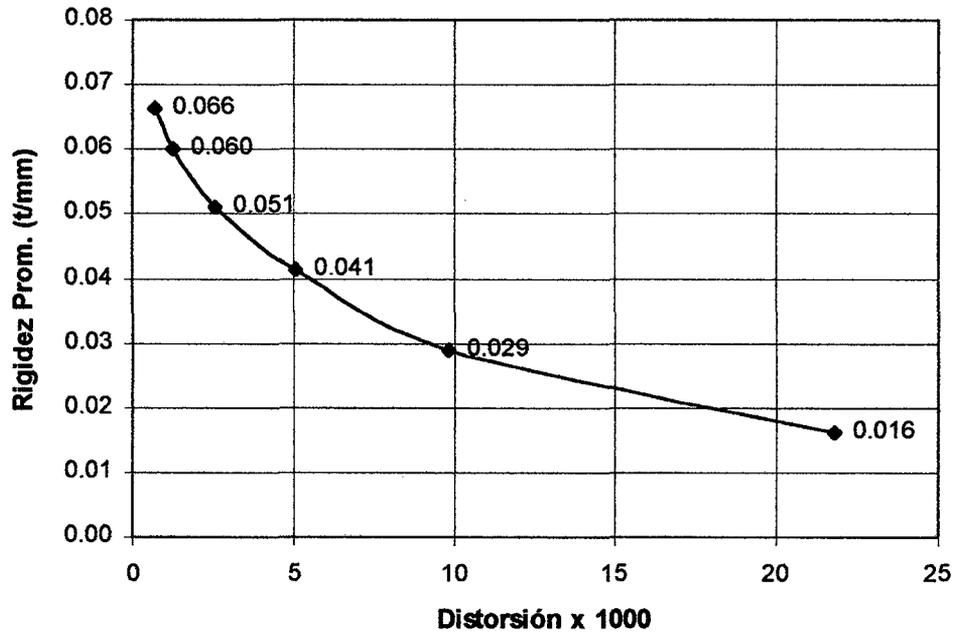


Figura 5.48

Energía Disipada - MQE188PP-01

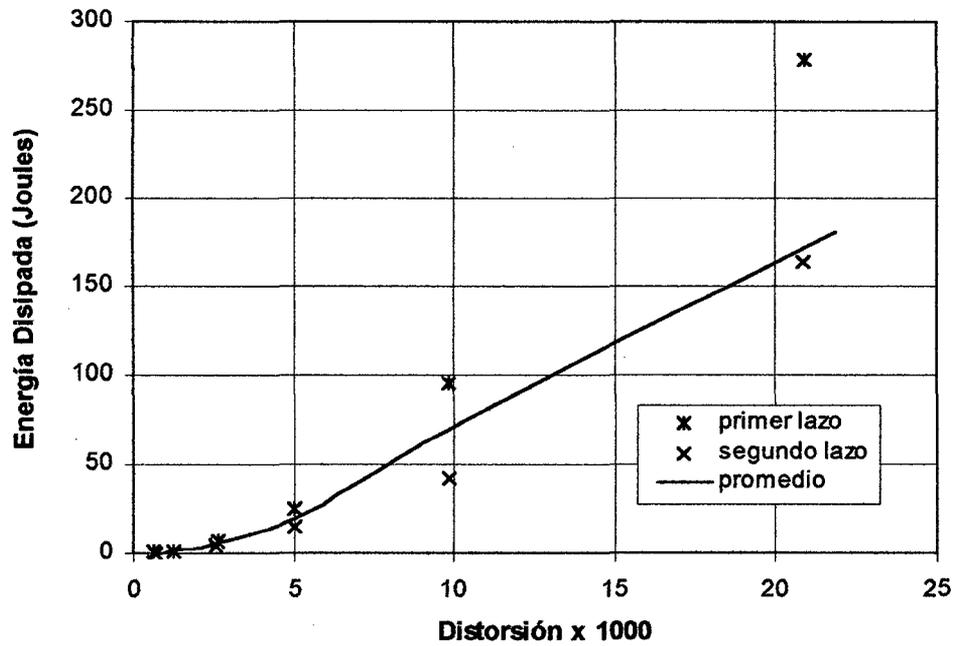


Figura 5.49

MURO MQE188PP-01

Durante el ensayo



Foto 5.64 - Distorsión 1/800

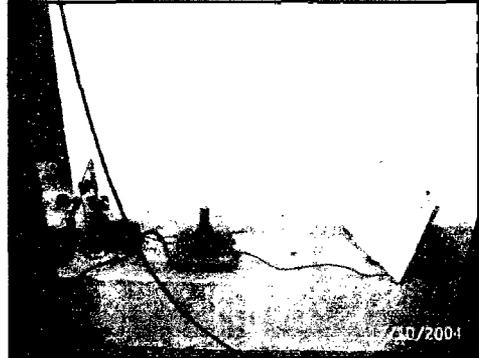


Foto 5.65 - Distorsión 1/400

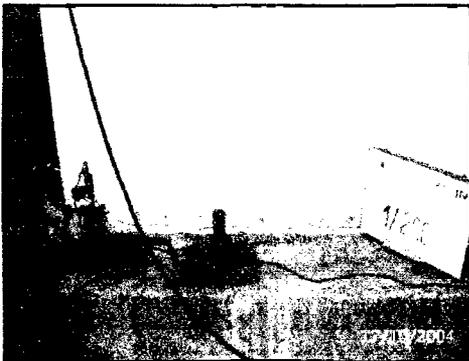


Foto 5.66 - Distorsión 1/200

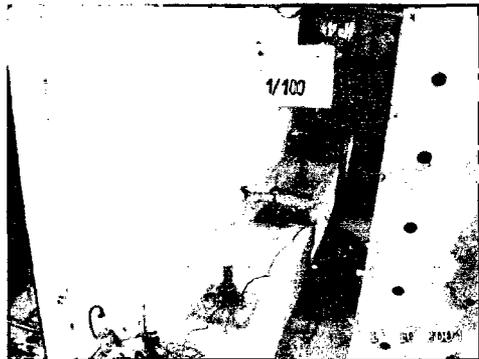


Foto 5.67 - Distorsión 1/100



Foto 5.68 - Distorsión 1/50

5.3 Resultados obtenidos para el módulo

Se presentan los resultados experimentales para el módulo ensayado, de acuerdo al procesamiento de datos descrito anteriormente.

Comportamiento Cualitativo (Fig. 5.50 a 5.55)

En el nivel de distorsión 1/3200, el agrietamiento se inicia en las esquinas de las ventanas en la zona de los alféizares.

Para el nivel de distorsión 1/1600, las grietas en la zona de los alféizares se prolongan, asimismo aparecen nuevas grietas diagonales en los dinteles de las puertas y ventanas en la zona de las esquinas

Al alcanzar el nivel de distorsión 1/800, aparecen grietas diagonales desde las esquinas superiores del muro central, además de continuar el agrietamiento de los alféizares y de los dinteles de las puertas y ventanas, apareciendo algunas grietas localizadas en el encuentro muro-losa. Se observaron algunas grietas horizontales por flexión en el muro de la entrada principal, además de una grieta horizontal a lo largo del muro, a una altura aproximada de 70 cm, a partir de la base, por encima del término del dowell.

En el nivel de distorsión 1/400 los alféizares se dañan más, observándose que en los muros perpendiculares a la dirección de aplicación de la carga se generan grietas longitudinales por flexión que se unen a las grietas iniciadas en los alféizares. En el muro central se incrementan las grietas diagonales, asimismo se generan grietas horizontales en la unión muro-losa.

En el nivel de distorsión 1/200, se acentúan las grietas diagonales y se produce el fisuramiento de la losa del techo, observándose en los muros perpendiculares, una concentración de grietas en la zona de empalme con los muros longitudinales.

En el nivel de distorsión 1/150, se produce un mayor agrietamiento en la unión alféizar-muro. En el muro central se evidencia el inicio del deslizamiento en la base, apareciendo además mayor cantidad de grietas en la losa. También se observa la aparición de una grieta vertical cuando el actuador comprime, en la zona central del muro perpendicular, en el encuentro con el muro central.

En el nivel de distorsión 1/100, cuando el actuador comprime, se cortó diagonalmente el muro de la entrada principal, desde el nivel del dintel al nivel del alféizar, presentándose grietas del orden de 1 cm. Asimismo se observa el incremento del agrietamiento diagonal en el muro posterior. Se produce la trituración a lo largo de la base así como también el agrietamiento y la posterior rotura de los talones en el muro central. Cuando el actuador tracciona, en el muro de la entrada principal se presentó una grieta diagonal de hasta 2 cm de espesor, la cual se extiende desde la base de la puerta, hasta la ventana, llegándose a observar la malla de refuerzo, produciéndose la rotura de la misma. Asimismo en el muro posterior aparecieron nuevas grietas diagonales.

Curva Histerética (Fig. 5.56 y 5.58)

En el nivel de distorsión 1/3200 se observa un comportamiento prácticamente lineal, observándose solo la aparición de algunas fisuras en las esquinas de las ventanas.

En el nivel de distorsión 1/1600, se observa un ligero ensanchamiento de los lazos en la curva histerética, lo cual refleja el incremento del agrietamiento, y el inicio de la disipación de energía.

A partir del nivel de distorsión 1/800, los lazos se van ensanchando cada vez más, evidenciando la mayor disipación de energía en la estructura. Asimismo en la curva histerética se puede observar que al finalizar el proceso de descarga, hay un cambio en la rigidez tangencial, reduciéndose ésta de manera significativa, para posteriormente volver a recuperar la rigidez del sistema cuando se inicia el proceso de carga en la otra dirección. Este comportamiento es denominado efecto "pinching" y es más notorio al ir aumentando el nivel de distorsión. Asimismo en todos los niveles de distorsión se observa la degradación de la rigidez y la disminución de la capacidad del segundo y tercer lazo, con respecto al primero.

Para el nivel de distorsión 1/200, se alcanza la capacidad máxima de la estructura, observándose una ligera reducción de la capacidad para los siguientes niveles cuando el actuador tracciona, reducción que es mayor cuando el actuador comprime, siendo más notoria al alcanzar el nivel de distorsión 1/100, coincidiendo con el ensanchamiento de las grietas diagonales de mayor importancia.

Curva Envolvente (Fig. 5.57)

En la curva envolvente se observa un comportamiento distinto en la rama positiva (actuador traccionando), respecto a la rama negativa (actuador comprimiendo), siendo diferente la capacidad máxima alcanzada en cada caso.

Al inicio, el módulo tuvo un comportamiento elástico lineal, para el cual se efectuó una regresión lineal con los datos obtenidos en la curva histerética considerando los tres primeros lazos correspondientes al nivel de distorsión 1/3200, con lo cual se obtuvo una rigidez de 47.9 t/mm.

En la etapa elástica la cual se puede considerar hasta alcanzar la distorsión 1/1600, se alcanza una fuerza lateral promedio de 48 t. A partir de este punto se inicia un comportamiento no lineal e inelástico lo cual coincide con la formación de las primeras grietas por flexión y el mayor agrietamiento de las esquinas de las ventanas. Sin embargo, a pesar de la reducción de la rigidez tangencial, el espécimen continúa resistiendo mayores incrementos de carga. Para la rama negativa (actuador comprimiendo) se alcanza una capacidad máxima de 88 t, para un nivel de distorsión aproximada de 1/200, observándose en este punto que se acentúan las grietas diagonales en los muros longitudinales. A partir de este punto la capacidad se va reduciendo alcanzando para un nivel de distorsión final de 1/100 una capacidad de 70 t. Para la rama positiva (actuador traccionando), en el nivel de distorsión 1/200 se alcanza una capacidad máxima de 77.8 t, a partir del cual la capacidad se reduce ligeramente, alcanzando un valor de 76 t para el nivel de distorsión de 1/100.

Degradación de Rigidez (Fig. 5.59)

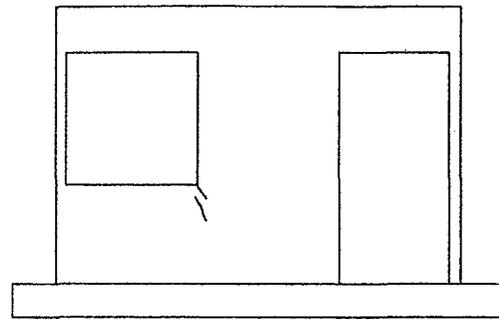
La rigidez inicial alcanzada para el módulo es de 50.5 t/mm, para un nivel de distorsión de 1/3200, siendo ésta obtenida para todos los niveles de distorsión del promedio de la rigidez pico a pico para cada nivel. En la curva de degradación vs. distorsión, se observa una primera etapa de degradación fuerte, hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/400, donde se obtiene una rigidez de 14.3 t/mm, equivalente al 28.4 % de la rigidez inicial. A partir del nivel de distorsión 1/200 la degradación empieza a ser más suave, alcanzándose al final del ensayo para un nivel de distorsión 1/100 una rigidez de 2.7 t/mm, equivalente al 5.3 % de la rigidez inicial.

Disipación de Energía (Fig. 5.60)

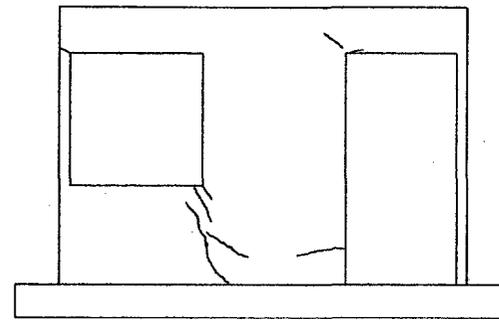
Los valores obtenidos para el amortiguamiento en los primeros ciclos hasta el nivel de distorsión 1/400 varían entre 6% y 8%, a partir del cual hasta alcanzar el nivel de distorsión 1/150 se obtuvo un valor promedio de 9%, valor que continuó incrementándose hasta 13% para el nivel de distorsión 1/100.

La energía disipada se incrementa para mayores niveles de deformación, observándose una reducción de la energía disipada en el segundo y tercer lazo respecto al primero. En los primeros niveles de deformación, la energía disipada se manifiesta a través de grietas por flexión y corte. En el nivel de distorsión 1/200 se acentúan las grietas diagonales. Al alcanzar el nivel de distorsión 1/100, ocurren roturas diagonales importantes en el muro longitudinal de la entrada principal y en el muro posterior, así como la rotura de la malla en estos muros longitudinales, lo que origina un mayor ensanchamiento de los lazos y por consiguiente mayor disipación de energía para este nivel.

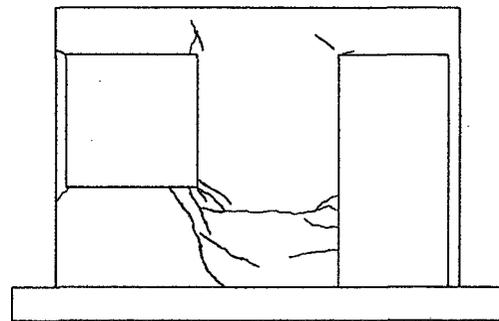
**Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMMML- Vista Norte**



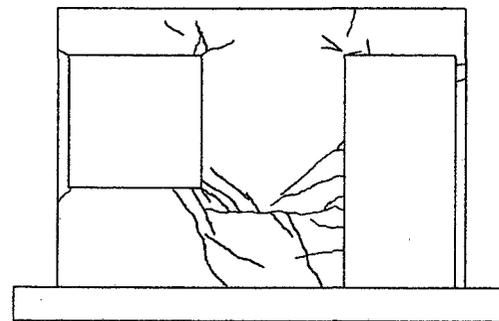
1/3200



1/1600



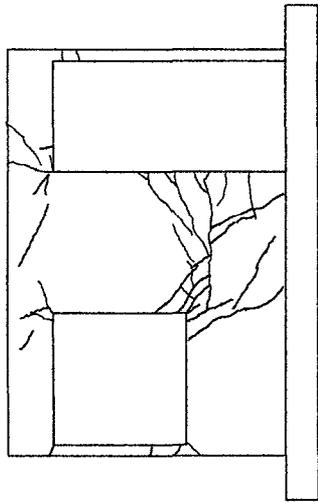
1/800



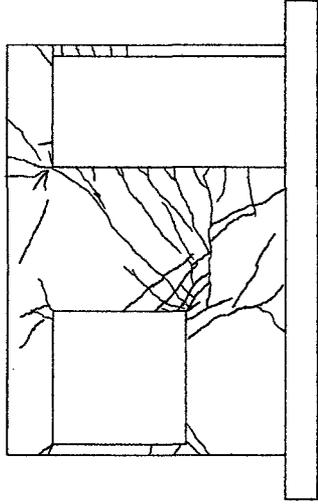
1/400

Figura 5.50a

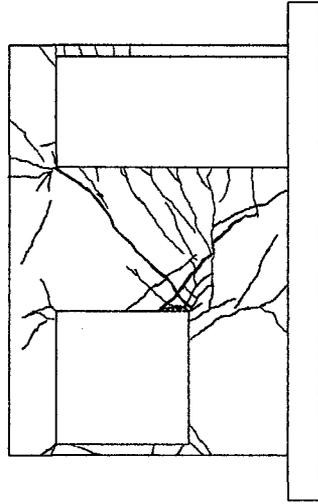
**Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMML- Vista Norte**



1/200



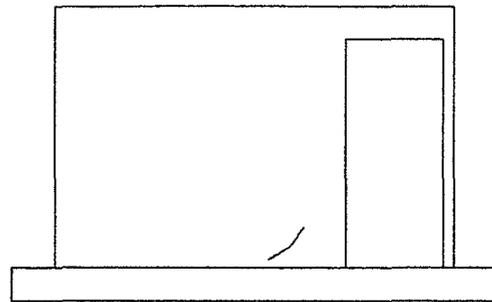
1/150



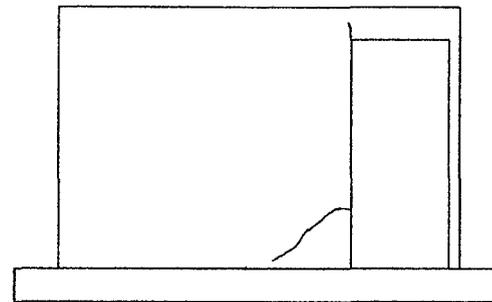
1/100

Figura 5.50b

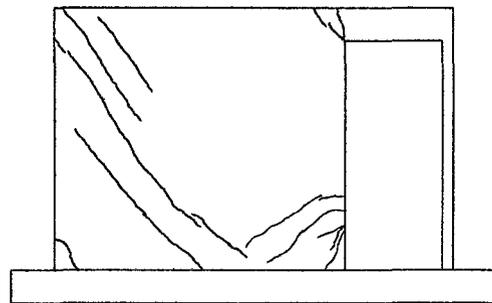
Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMML- Muro Central



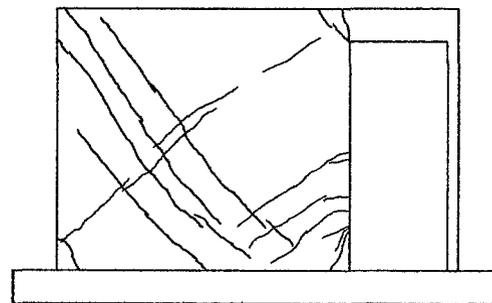
1/3200



1/1600



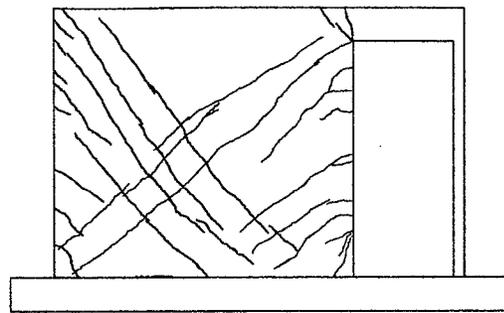
1/800



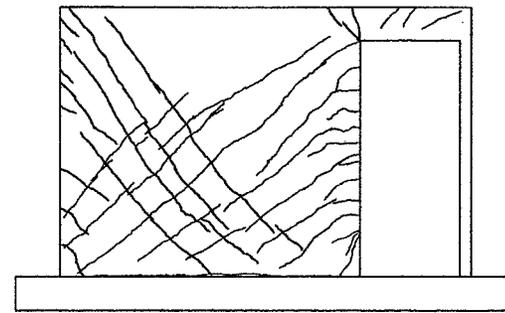
1/400

Figura 5.51a

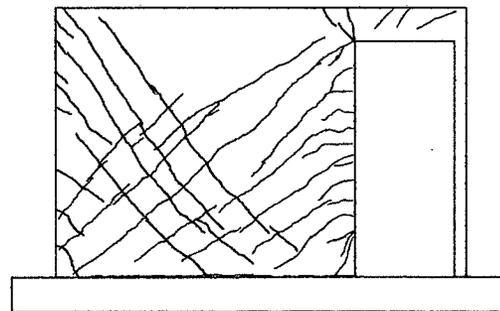
Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMML- Muro Central



1/200



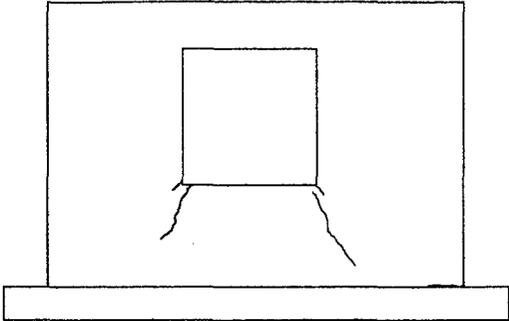
1/150



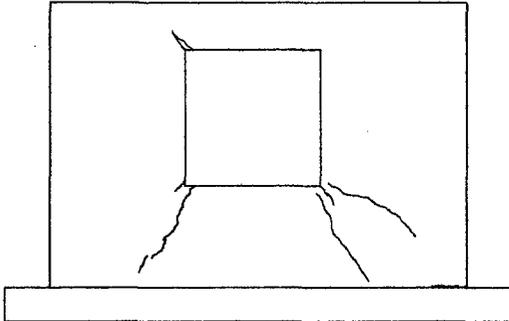
1/100

Figura 5.51b

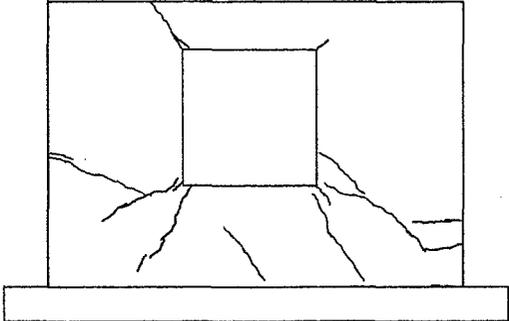
**Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMMML- Vista Sur**



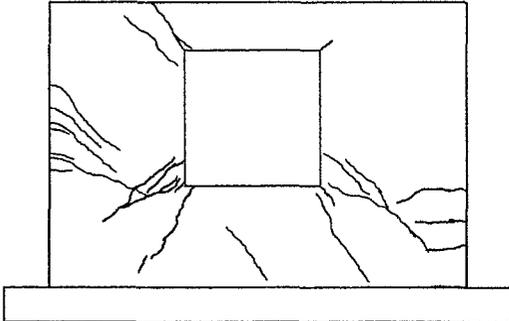
1/3200



1/1600



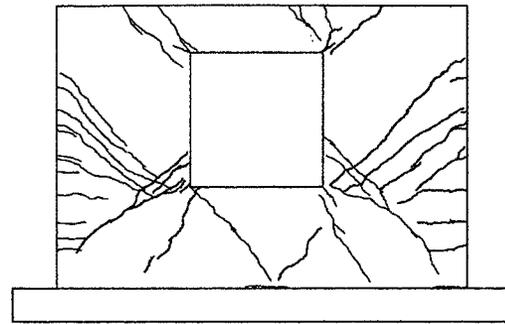
1/800



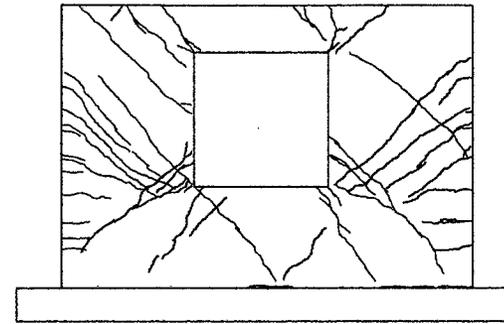
1/400

Figura 5.52a

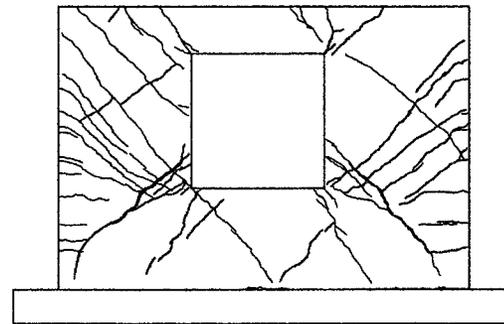
**Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMML- Vista Sur**



1/200



1/150



1/100

Figura 5.52b

**Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMMML– Vista Este**

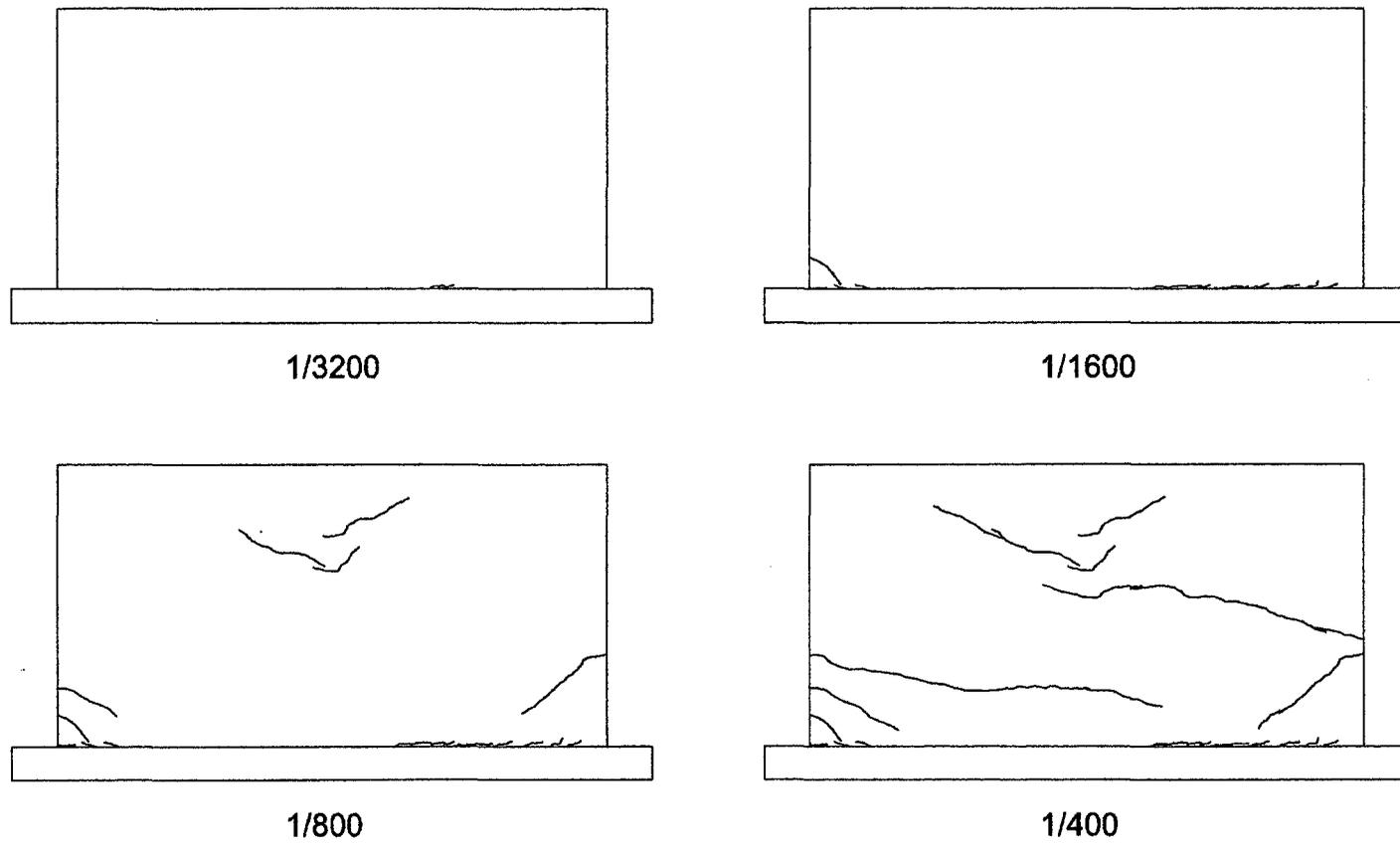


Figura 5.53a

**Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMMML- Vista Este**

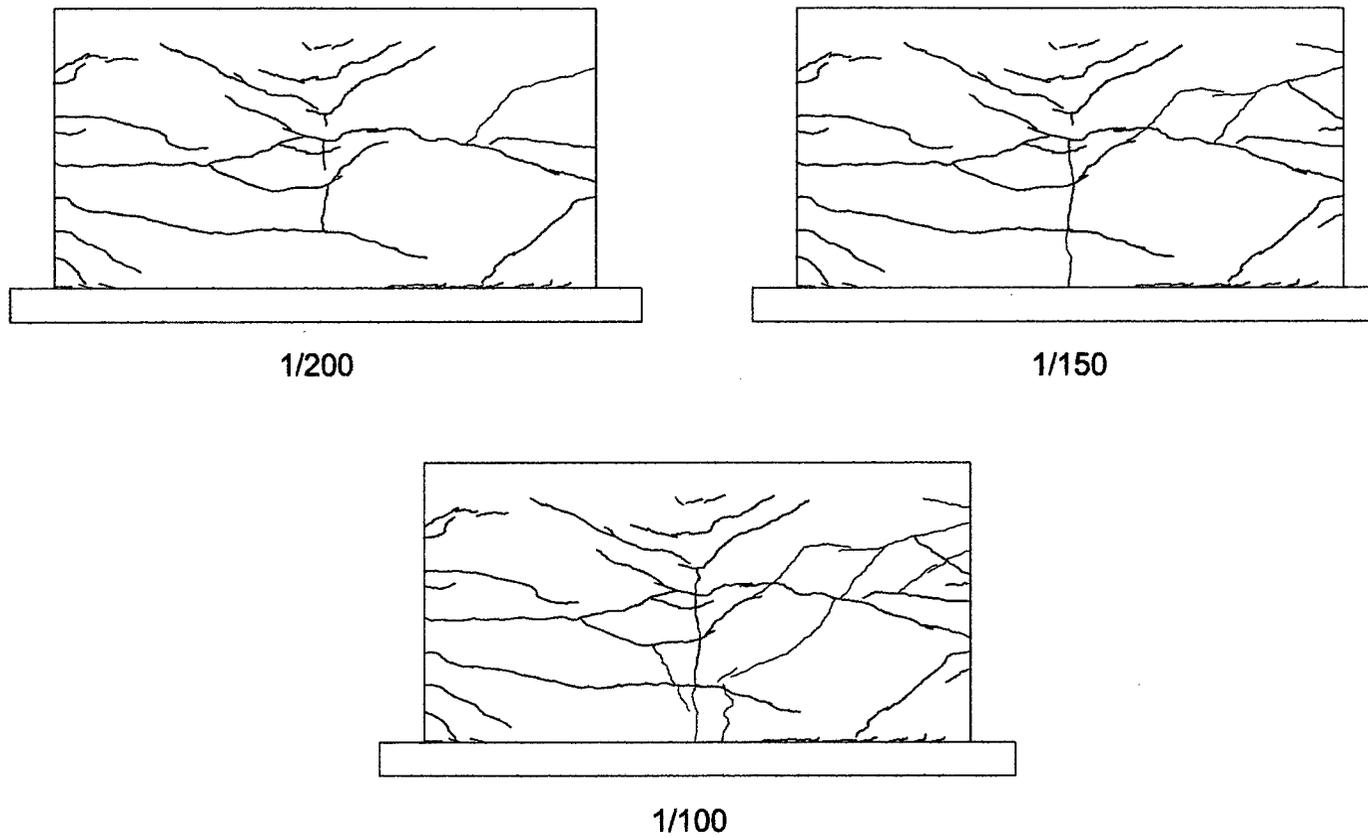


Figura 5.53b

Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMMML- Vista Oeste

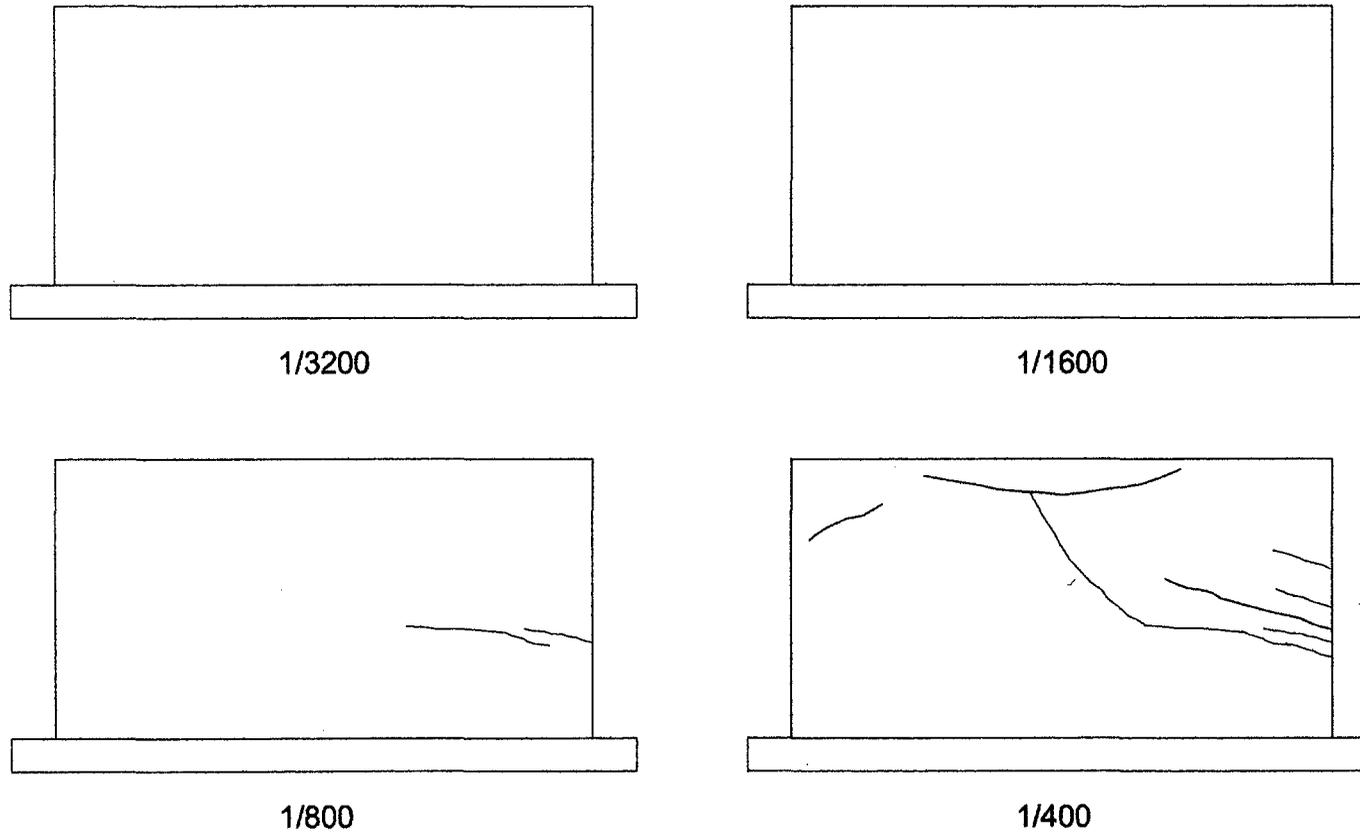


Figura 5.54a

**Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMMML- Vista Oeste**

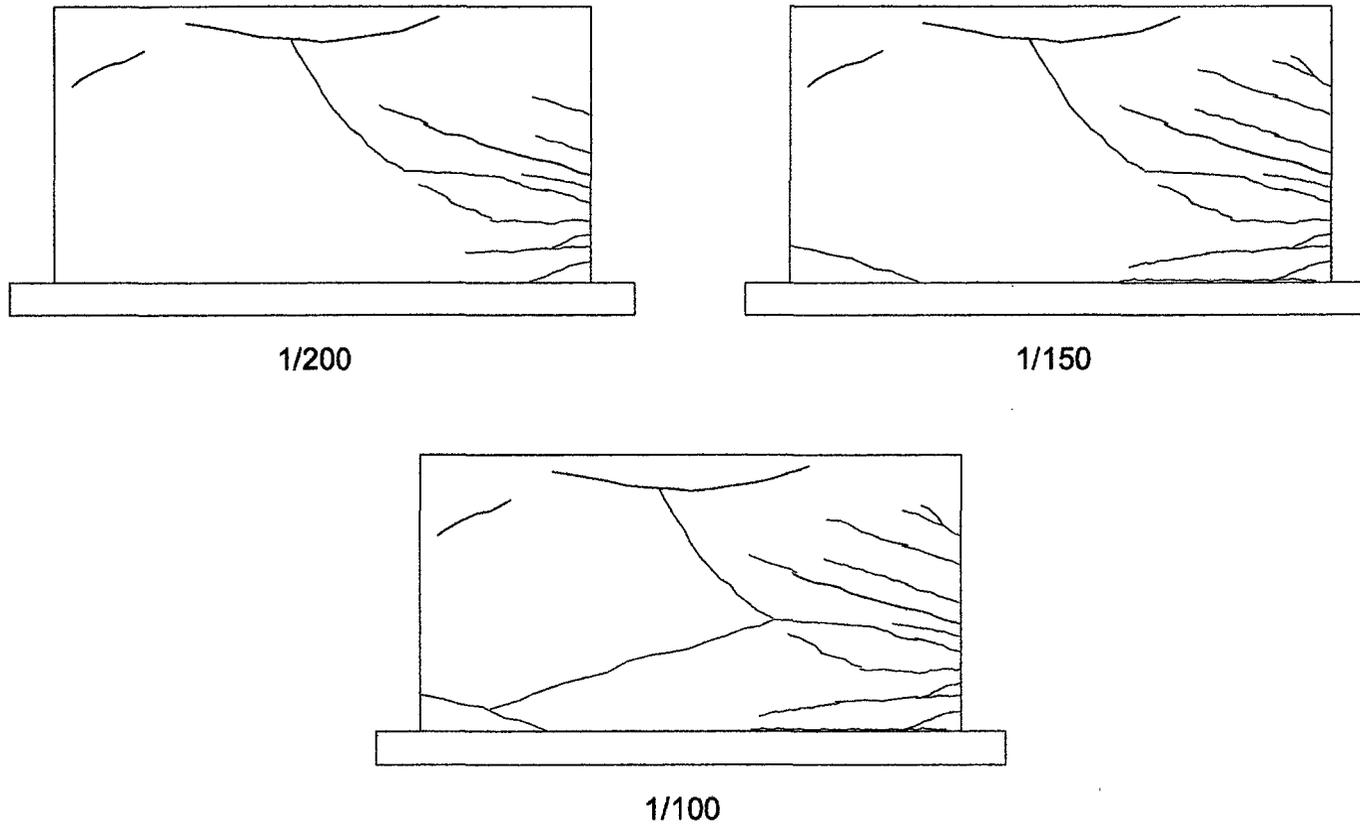


Figura 5.54b

Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMML- Vista Planta

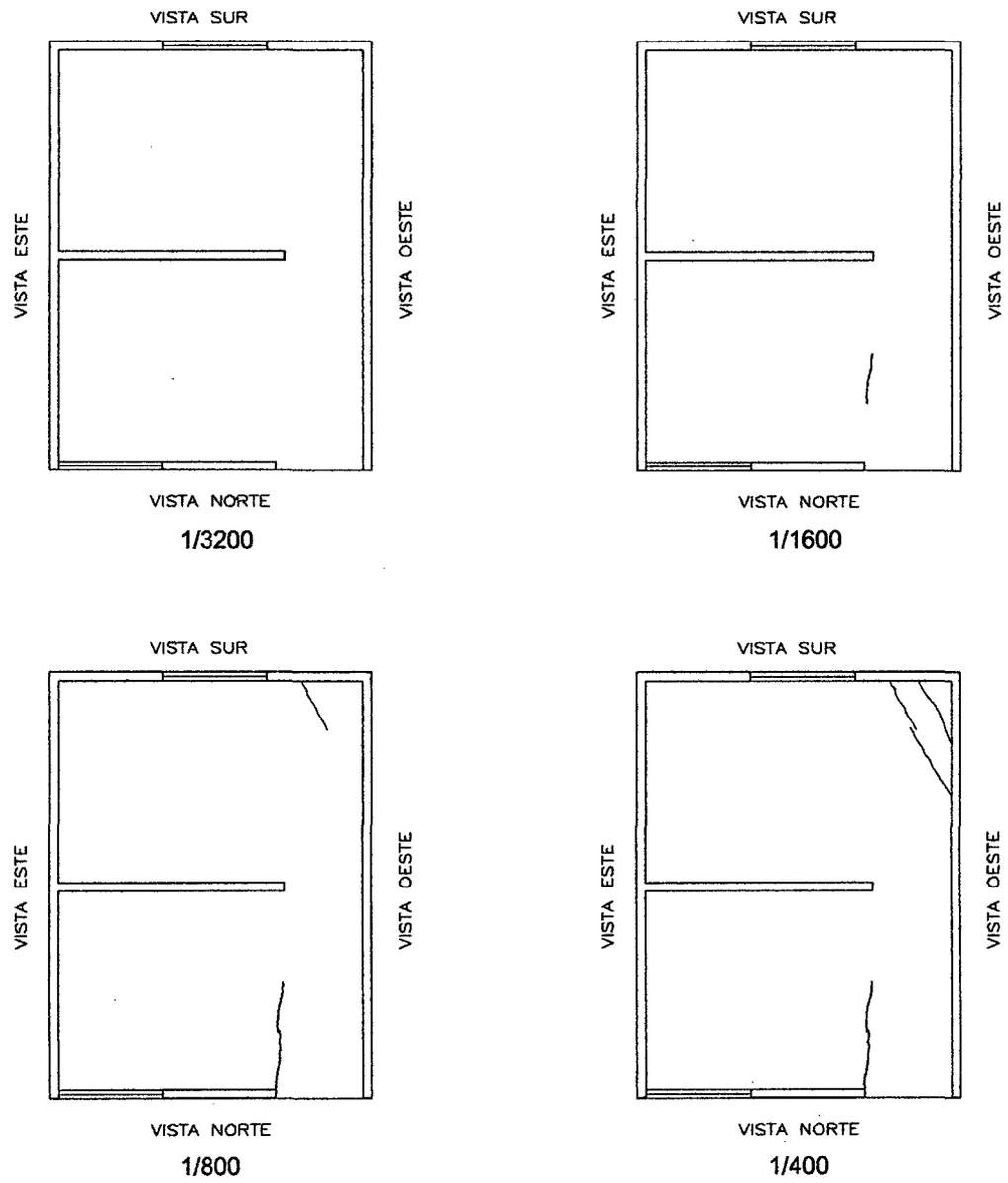


Figura 5.55a

Secuencia de agrietamiento
Módulo SCVMML- Vista Planta

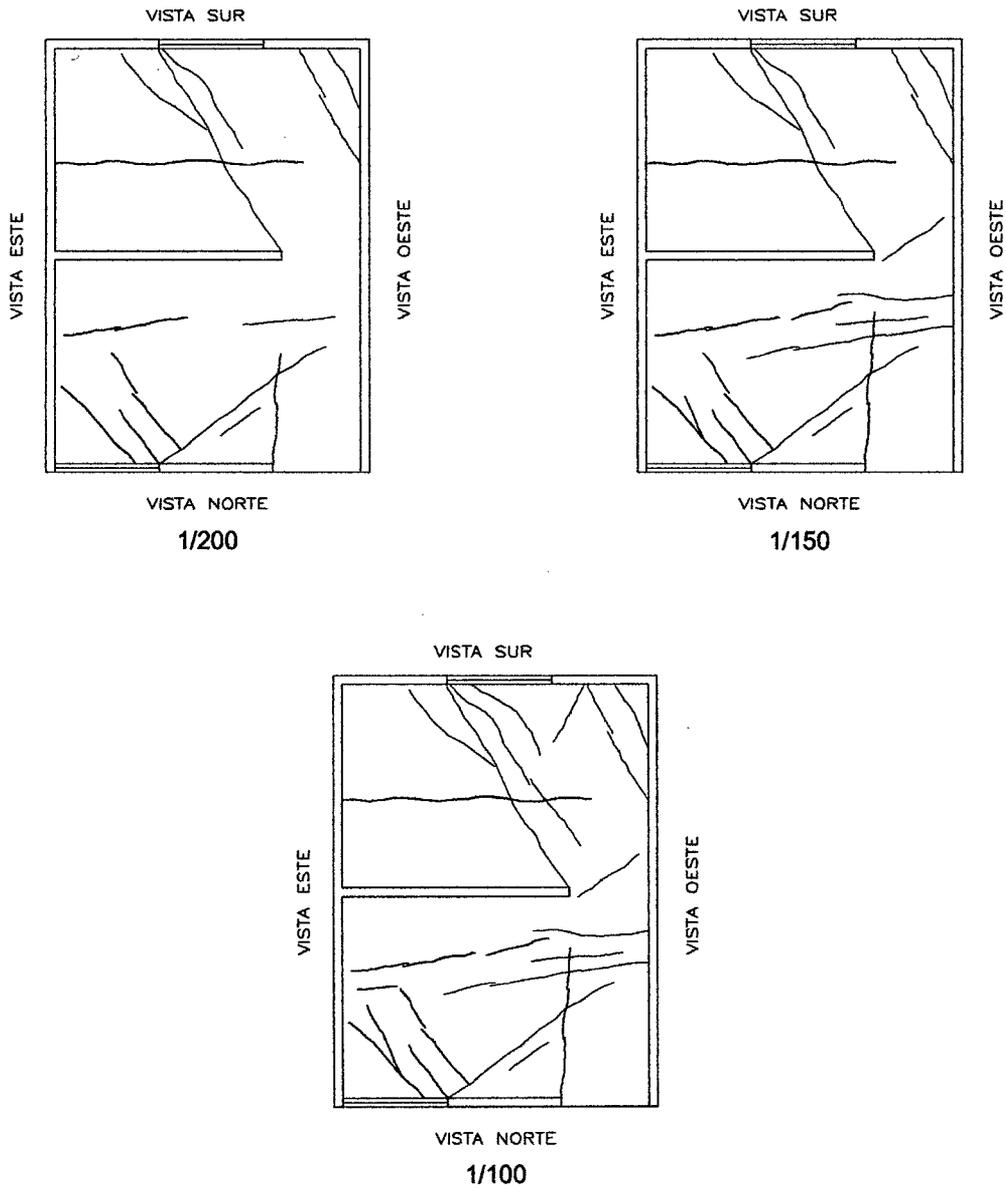


Figura 5.55b

Tabla 5.9 - Módulo SCVMMML

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	Δ Desplaz. (mm)	FUERZA MÁXIMA (t)		DEFORMACIÓN MÁXIMA (mm)		RIGIDEZ PICO A PICO (t/mm)			ENERGÍA		AMORT. VISCOSO b
			Compresión (-)	Tracción (+)	Compresión (-)	Tracción (+)	Def. Max.	Promedio	%	DISIPADA (Joules)	RELATIVA E.R.	
1	1/3200	0.75	29.99	32.04	0.61	0.57	52.34			101.2	0.56	0.09
2	1/3200	0.75	29.24	31.37	0.60	0.60	50.26			55.8	0.31	0.05
3	1/3200	0.75	30.92	31.21	0.65	0.62	48.81	50.47	100.00	52.3	0.27	0.04
1	1/1600	1.5	50.42	45.88	1.39	1.06	39.39			319.0	0.55	0.09
2	1/1600	1.5	48.39	44.77	1.45	1.19	35.33			189.2	0.31	0.05
3	1/1600	1.5	47.30	44.33	1.48	1.20	34.18	36.30	71.92	153.7	0.25	0.04
1	1/800	3	61.06	60.62	2.29	2.05	28.02			914.2	0.71	0.11
2	1/800	3	59.26	53.71	2.49	2.43	22.93			526.0	0.39	0.06
3	1/800	3	57.09	53.42	2.56	2.44	22.10	24.35	48.25	405.0	0.30	0.05
1	1/400	6	78.49	66.46	4.39	4.17	16.94			2568.3	0.84	0.13
2	1/400	6	61.18	57.44	4.79	4.17	13.23			937.2	0.36	0.06
3	1/400	6	59.23	50.31	4.73	3.80	12.84	14.34	28.41	588.8	0.25	0.04
1	1/200	12	88.12	77.82	9.38	8.50	9.28			5903.5	0.81	0.13
2	1/200	12	70.16	73.99	9.11	8.95	7.99			2861.0	0.45	0.07
3	1/200	12	68.61	71.82	9.302	9.16	7.60	8.29	16.43	2429.1	0.38	0.06
1	1/150	16	83.76	77.21	13.68	11.87	6.30			7081.9	0.70	0.11
2	1/150	16	72.70	72.61	14.27	12.55	5.42			5317.7	0.56	0.09
3	1/150	16	66.60	69.84	14.65	13.04	4.93	5.55	10.99	4712.4	0.51	0.08
1	1/100	24	69.70	76.31	23.43	20.87	3.30			15306.0	0.97	0.15
2	1/100	24	57.48	65.25	25.05	22.46	2.58			10346.6	0.73	0.12
3	1/100	24	49.73	58.26	26.24	23.99	2.15	2.68	5.30	9093.5	0.69	0.11

Curva Histerética - SCVMMML-Módulo

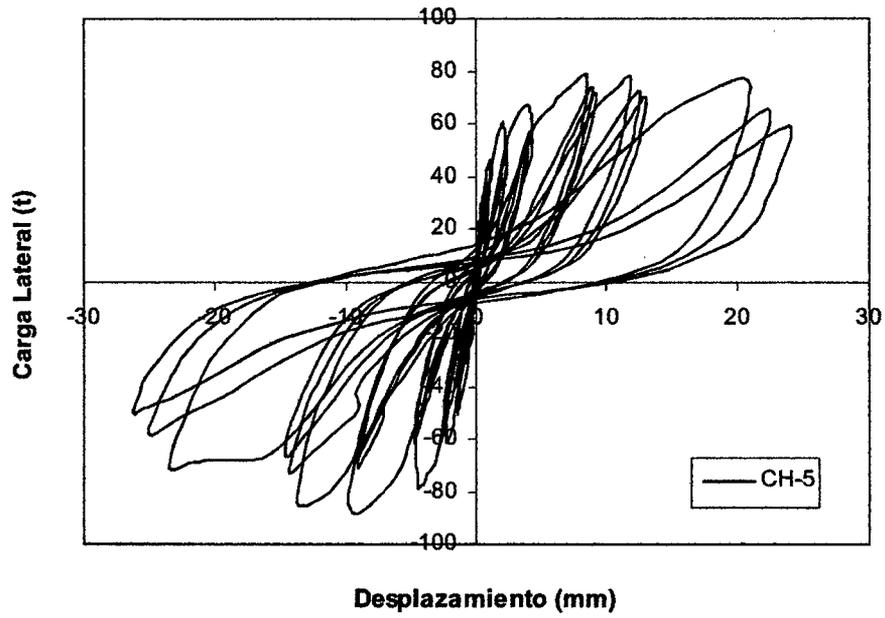


Figura 5.56

Curvas Envolventes - SCVMMML-Módulo

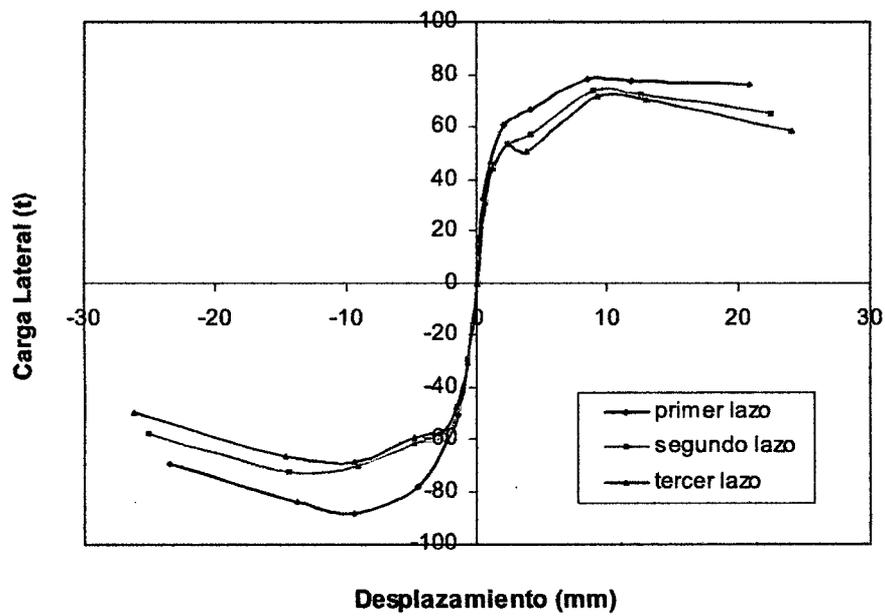


Figura 5.57

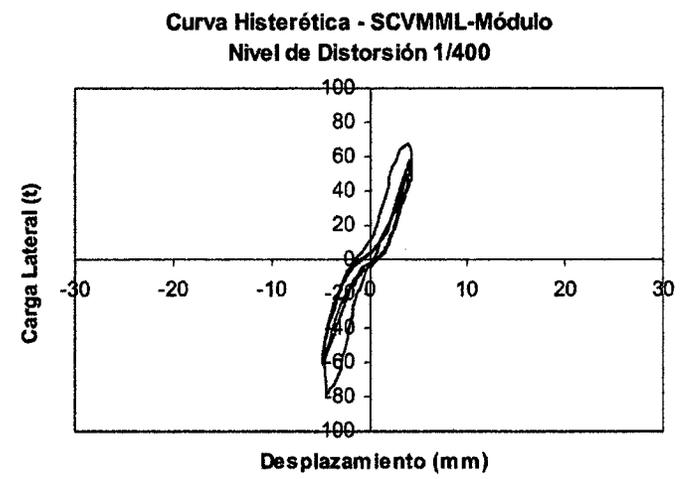
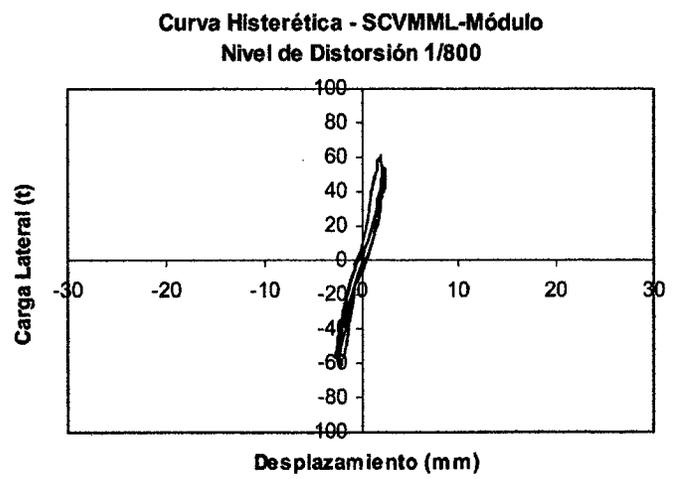
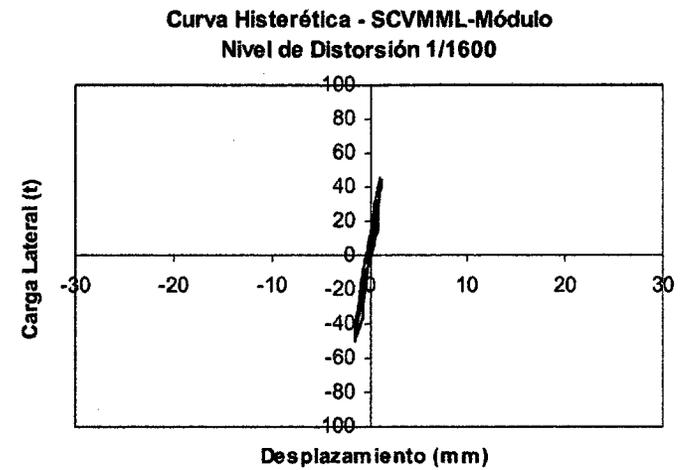
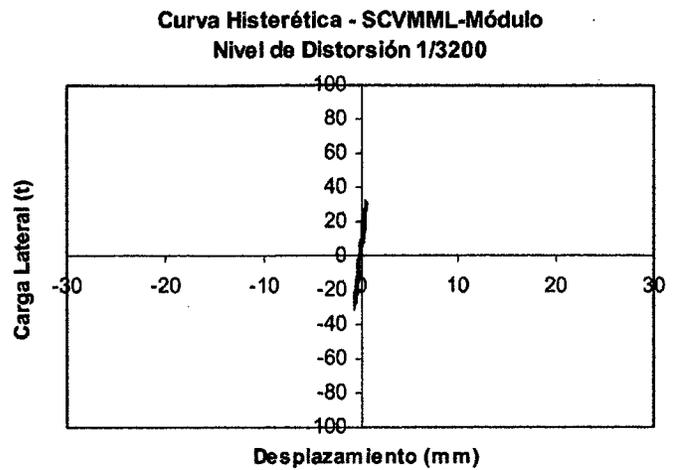


Figura 5.58a

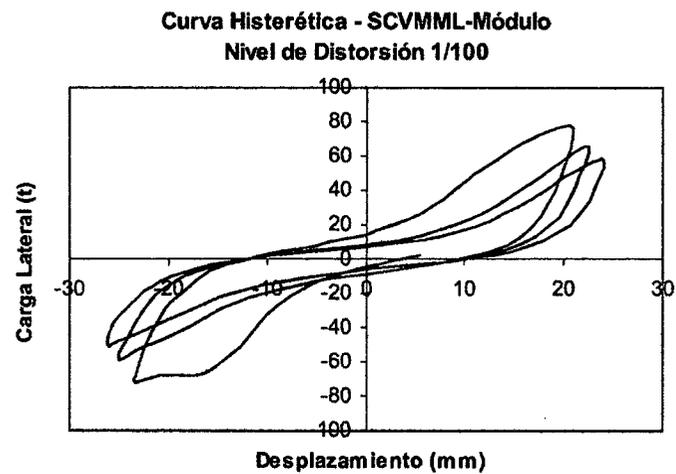
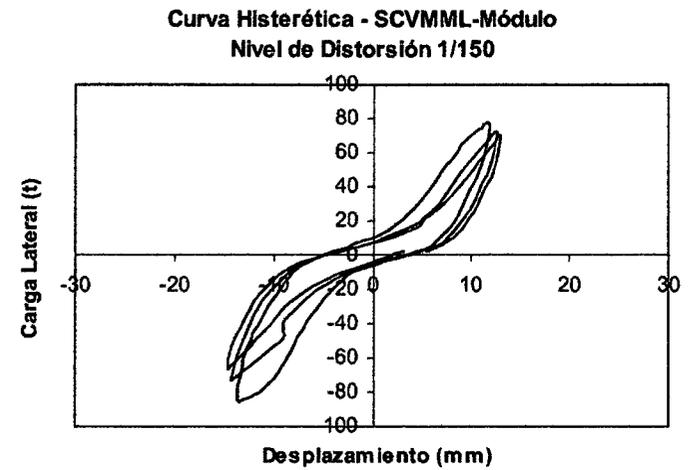
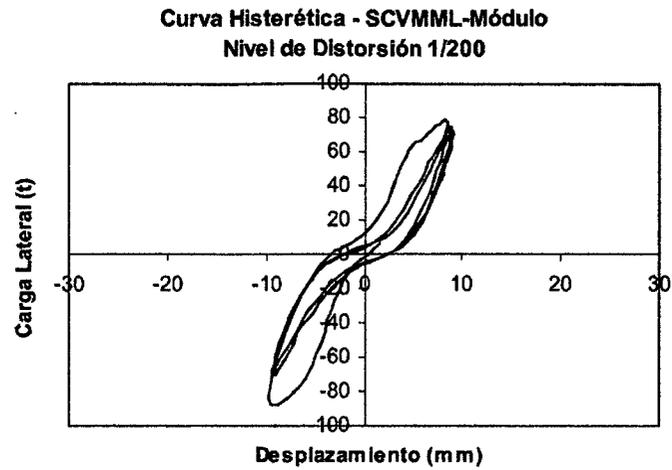


Figura 5.58b

Degradación de Rigidez - SCVMML-Módulo

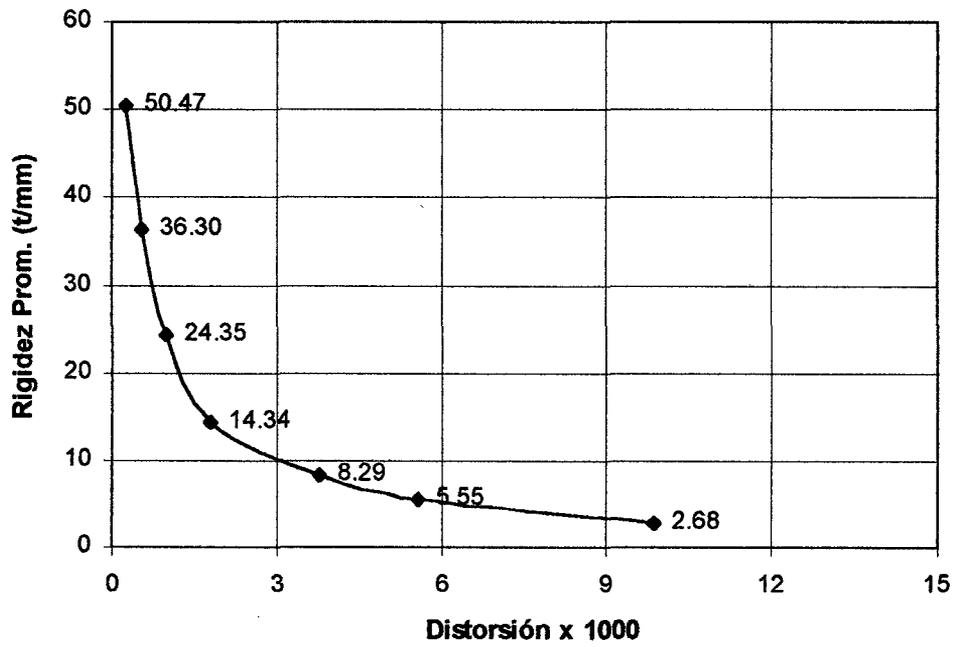


Figura 5.59

Energía Disipada - SCVMML-Módulo

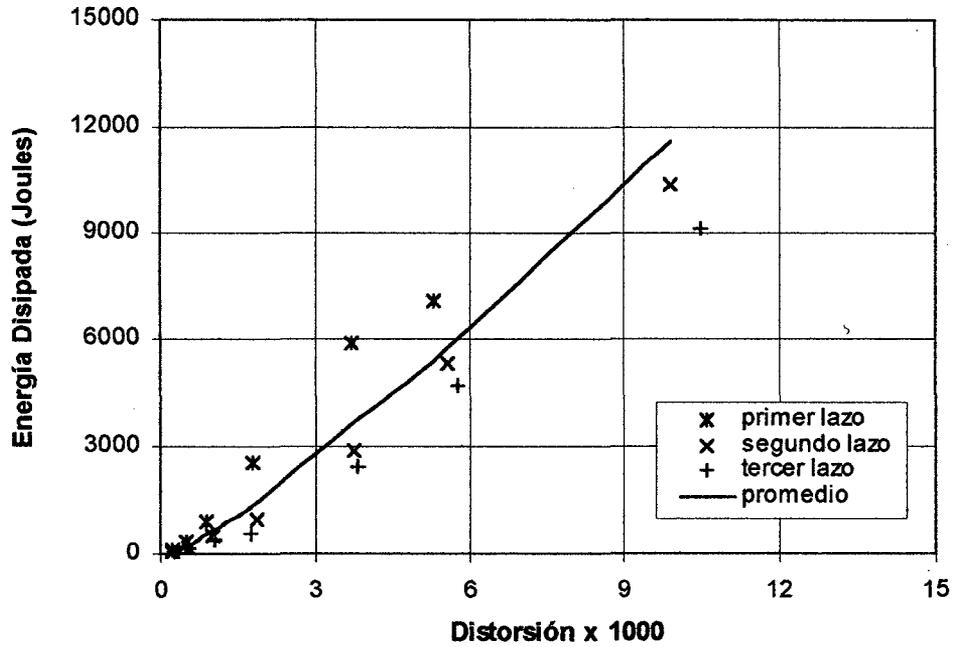


Figura 5.60

MODULO
Durante el ensayo

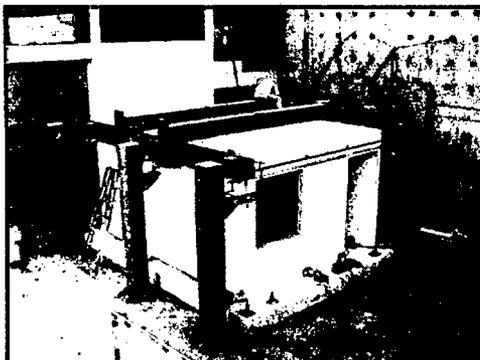


Foto 5.69 – Vista inicial del módulo

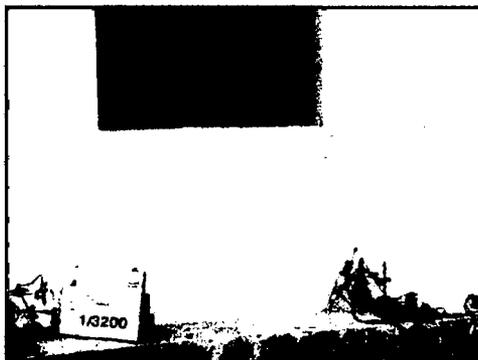


Foto 5.70 – Distorsión 1/3200
Inicio de fisuramiento en los alfeizares

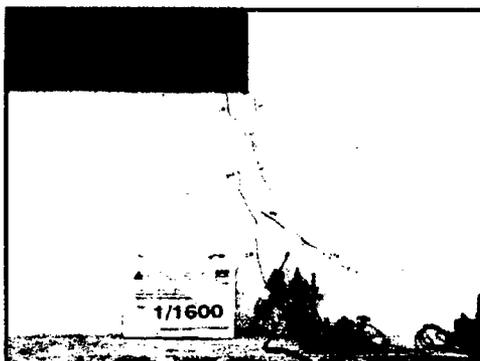


Foto 5.71 - Distorsión 1/1600
Propagación de grietas



Foto 5.72 - Distorsión 1/800
Incremento del agrietamiento en alfeizares



Foto 5.73 - Distorsión 1/800
Propagación de grietas en esquina

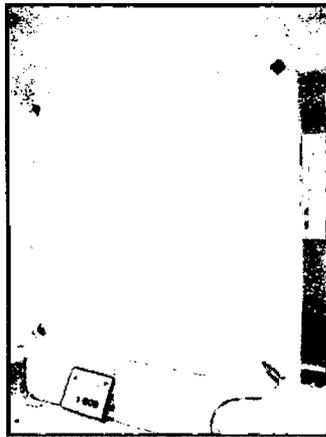


Foto 5.74 - Distorsión 1/800
Propagación de grietas

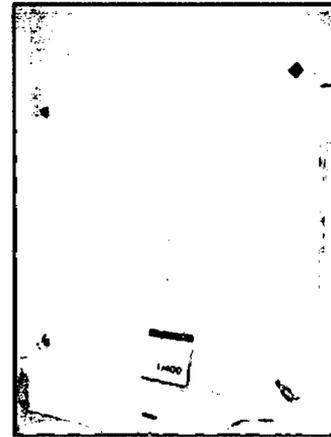


Foto 5.75 - Distorsión 1/400
Incremento del agrietamiento en alfeizares

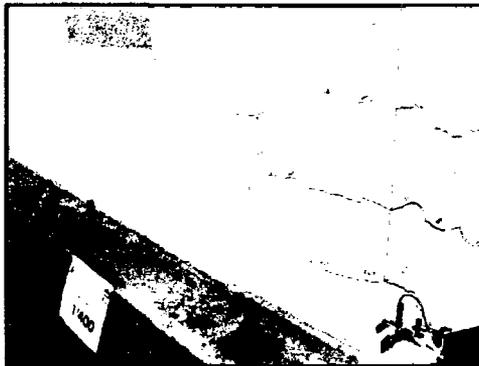


Foto 5.76 - Distorsión 1/400
Propagación de grietas en esquina



Foto 5.77 - Distorsión 1/400
Agrietamiento muro perpendicular

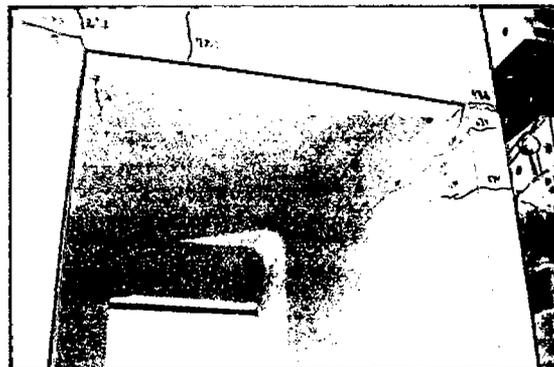


Foto 5.78 - Distorsión 1/400
Agrietamiento de dinteles

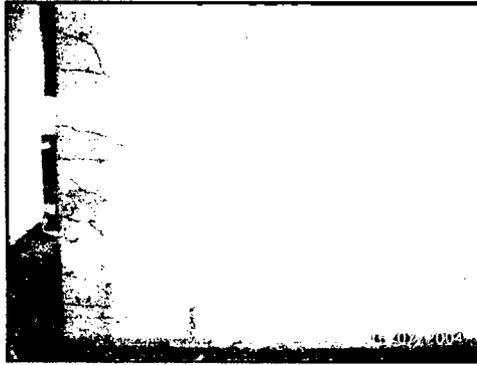


Foto 5.79 - Distorsión 1/200
Muro central

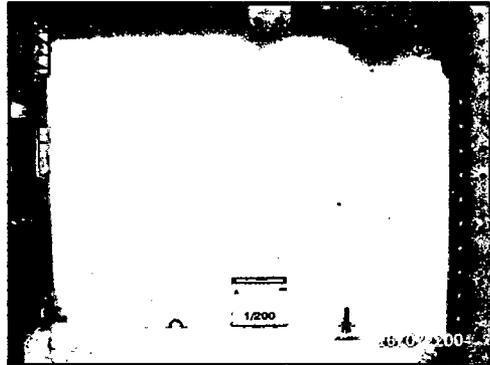


Foto 5.80 - Distorsión 1/200
Muro perpendicular

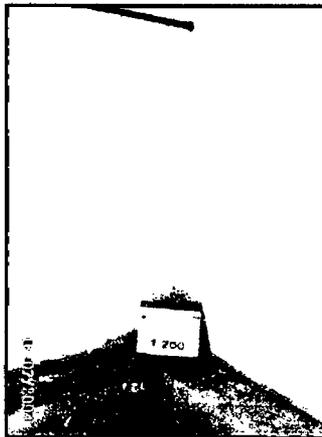


Foto 5.81 - Distorsión 1/200
Detalle de encuentro de muros

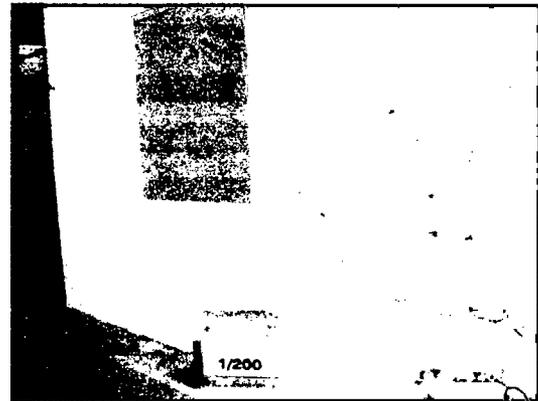


Foto 5.82 - Distorsión 1/200
Muro posterior

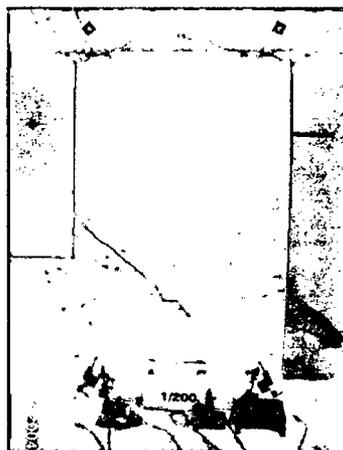


Foto 5.83 - Distorsión 1/200
Muro de la entrada principal

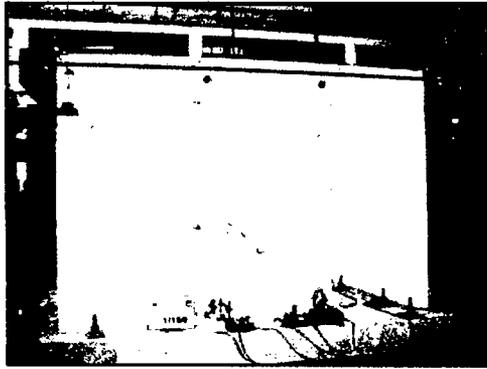


Foto 5.84 - Distorsión 1/150
Vista muro entrada principal

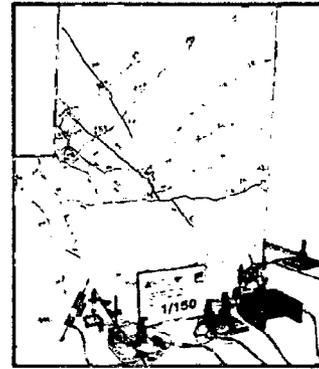


Foto 5.85 - Distorsión 1/150
Detalle agrietamiento muro entrada

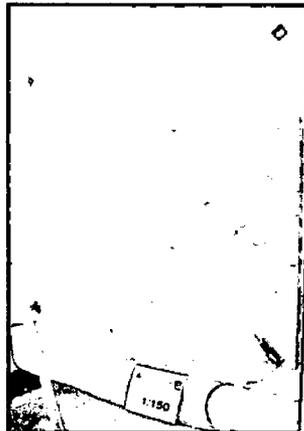


Foto 5.86 - Distorsión 1/150
Muro central

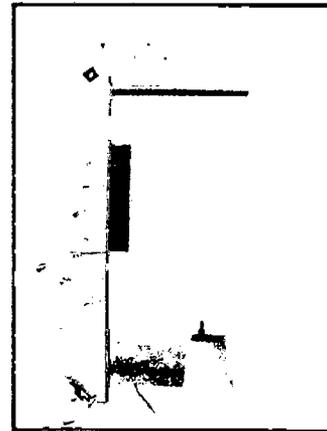


Foto 5.87 - Distorsión 1/150
Vista de interiores

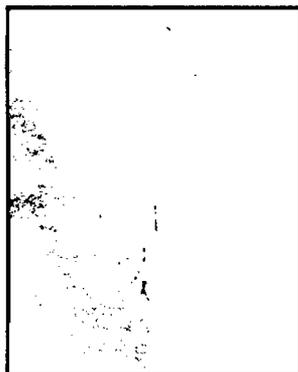


Foto 5.88 - Distorsión 1/150
Punzonamiento del muro central
en el muro perpendicular

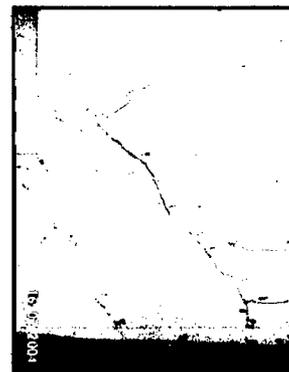


Foto 5.89 - Distorsión 1/150
Muro posterior

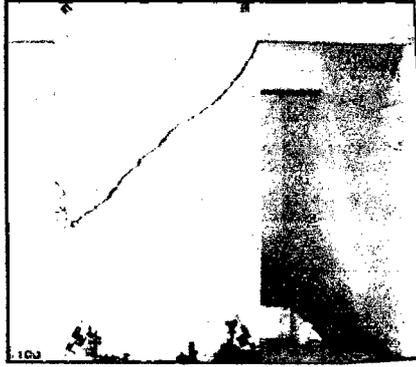


Foto 5.90 - Distorsión 1/100
Vista muro entrada principal
actuador empujando

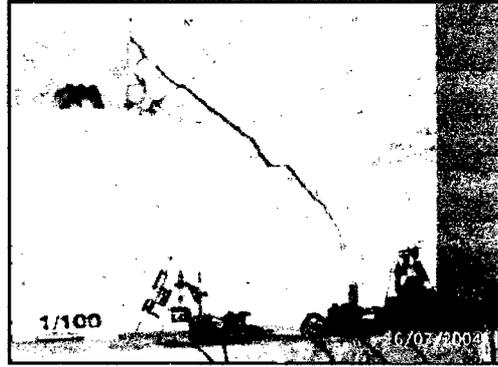


Foto 5.91 - Distorsión 1/100
Vista muro entrada principal
actuador traccionando

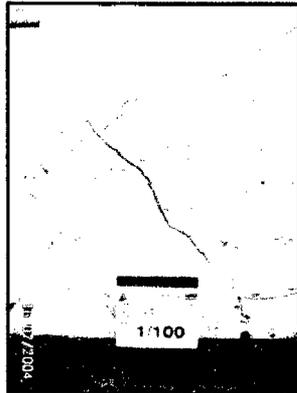


Foto 5.92 - Distorsión 1/100
Vista muro posterior



Foto 5.93 - Distorsión 1/100
Fisuramiento de losa

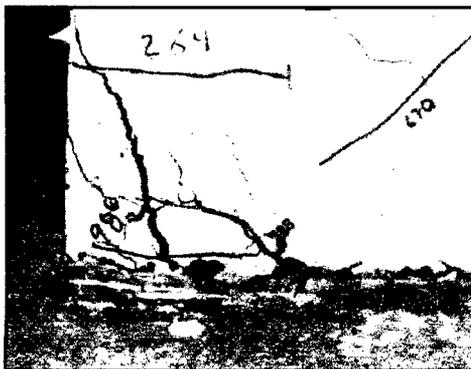


Foto 5.94 - Distorsión 1/100
Agrietamiento talón derecho
muro central

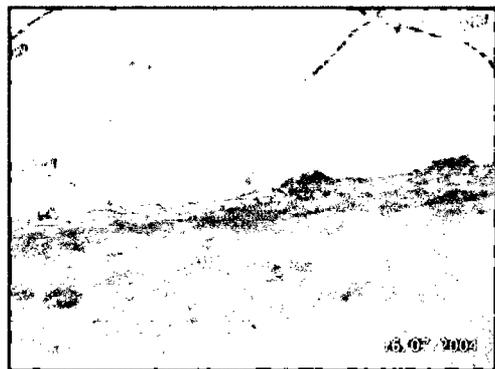


Foto 5.95 - Distorsión 1/100
Deslizamiento a lo largo de la base
muro central

Después del ensayo

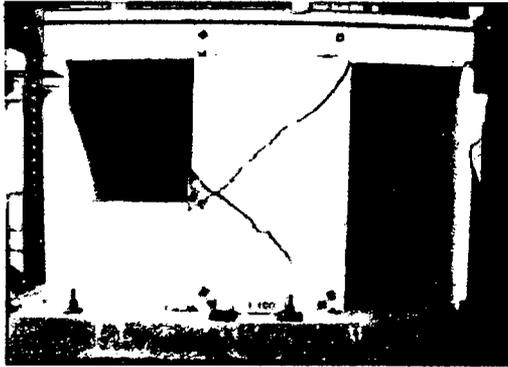


Foto 5.96 – Vista muro entrada principal
Se produjo la rotura de la malla del muro
en la zona agrietada

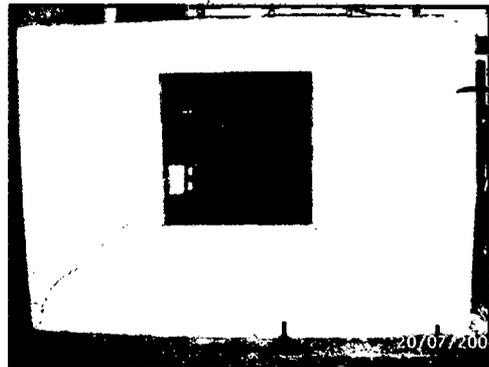


Foto 5.97 – Vista muro posterior

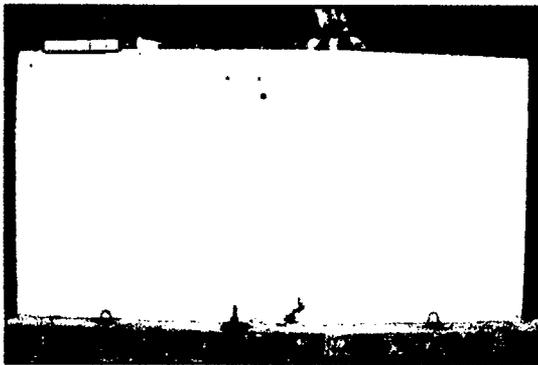


Foto 5.98 – Vista muro perpendicular



Foto 5.99 – Muro central
Detalle de trituración talón izquierdo



Foto 5.100 – Vista muro central
se observa la trituración a lo largo de la base

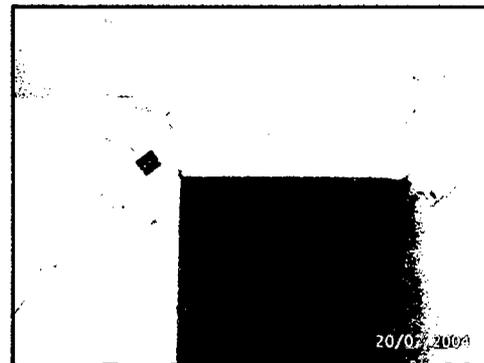


Foto 5.101 – Detalle dintel interior

5.4 Determinación del Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica (R)

5.4.1 Definición

La NTE-E 030, define la fuerza cortante en la base de una estructura, V , de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0.10$$

donde:

Z = Factor de zona

U = Coeficiente de uso e importancia

S = Factor de amplificación por efecto del perfil del suelo

C = Factor de amplificación sísmica

R = Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica

P = Peso de la estructura

Dotar a las estructuras de una resistencia a fuerzas laterales tan elevadas como la del régimen elástico sería en muchos casos imposible e injustificado, dada la baja probabilidad de que las fuerzas máximas se presenten durante la vida útil de una estructura (10% de probabilidad de excedencia en 50 años). El factor R permite reducir la resistencia lateral de las estructuras a una fracción de la máxima sollicitación elástica, a cambio de garantizar un comportamiento post elástico adecuado.

De acuerdo a la norma de diseño sismorresistente vigente, para el caso de edificaciones de muros de ductilidad limitada, se debe considerar para el análisis y diseño sísmico un coeficiente de reducción sísmica $R = 4$ ó $R = 4 \times \frac{3}{4}$ si la edificación es irregular.

El valor R, puede ser determinado a partir de la curva envolvente del ciclo estable, obtenida de los ensayos, igualando el área bajo dicha curva y el área bajo la relación carga-deformación que describiría el sistema si se comportara

elásticamente como se muestra en la Fig. 5.61, donde las áreas representan la energía total absorbida por ambos sistemas hasta alcanzar un desplazamiento determinado, siendo el factor R la relación entre los valores de carga máximos alcanzados en ambos casos. Este método es denominado *principio de igualdad de energía*.

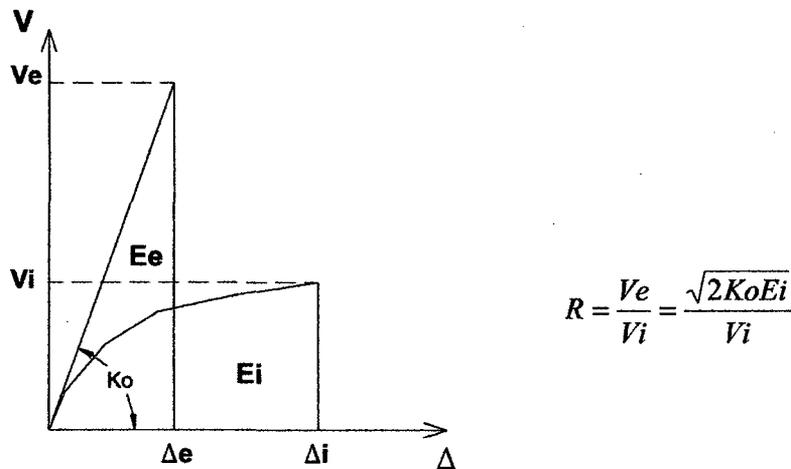


Fig. 5.61 - Principio de igualdad de energía

Donde:

V_e = Máxima carga elástica

V_i = Carga inelástica para el desplazamiento lateral permisible

K_o = Rigidez elástica inicial

E_i = Energía inelástica absorbida por el sistema

E_e = Energía absorbida por un sistema elástico equivalente

5.4.2 Modelo trilineal de la curva envolvente

La curva envolvente que describe el comportamiento del sistema puede ser representada mediante una curva trilineal. Esta curva está conformada por tres puntos que describen los cambios más relevantes que se producen en el espécimen. Estos puntos son:

- Punto de agrietamiento, el cual indica el inicio de agrietamiento del concreto.
- Punto de fluencia, que nos determina el inicio de la fluencia del acero.
- Punto de carga última, en donde se produce el inicio de falla del espécimen.

En nuestro caso estos valores se determinan a partir de los cambios de tendencia observados en la curva envolvente del ciclo estable.

5.4.3 Ductilidad

La ductilidad es una propiedad esencial de las estructuras que responden inelásticamente ante movimientos sísmicos severos. El término ductilidad denota la habilidad de una estructura y de componentes estructurales determinados de deformarse mas allá del límite elástico sin alcanzar excesivos esfuerzos o degradación de rigidez.

La ductilidad puede ser definida como la razón del desplazamiento en el punto de carga última Δ_u , entre el desplazamiento en el punto de fluencia Δ_y . Esta razón es denominada ductilidad por desplazamientos.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

5.4.4 Resultados obtenidos para los muros

A continuación se presentarán tablas resumen para cada espécimen, con el cálculo de R en cada nivel de distorsión, considerando el *principio de igualdad de energía* descrito anteriormente. Asimismo se presentan los valores de rigidez elástica, punto de fluencia, punto de carga última, y ductilidad.

5.4.4.1 Muro MQE257EP-01

Tabla 5.10

Muro MQE257EP-01							
	Ciclo	Desplaz.	Distorsión real	Carga	Area i	Area Acum.	R
	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de Igual Energía
Jalando	1/100	26.27	0.0109	31.80	495.5	832.9	5.77
	1/200	11.95	0.0050	37.45	186.7	337.3	3.12
	1/400	6.31	0.0026	28.76	90.9	150.6	2.71
	1/800	3.14	0.0013	28.52	40.1	59.7	1.72
	1/1600	1.53	0.0006	21.25	14.5	19.6	1.32
	1/3200	0.71	0.0003	14.28	5.1	5.1	1.00
Empujando	1/3200	-0.72	-0.0003	-14.44	5.16	5.16	1.00
	1/1600	-1.59	-0.0007	-24.03	16.83	22.00	1.24
	1/800	-3.44	-0.0014	-27.97	48.18	70.18	1.90
	1/400	-6.28	-0.0026	-35.57	90.17	160.35	2.26
	1/200	-13.89	-0.0058	-33.72	263.48	423.83	3.88
	1/100	-25.80	-0.0108	-17.34	304.23	728.06	9.89
Rigidez Elástica:				Ko =	20.20	t / mm	
Punto de Fluencia:				dy =	-3.44	mm	
				Py =	-27.97	t	
Punto de Carga Última:				du =	-13.89	mm	
				Pu =	-33.72	t	
Ductilidad				μ =	4.03		

* Envolvente obtenida a partir de terceros lazos (Ciclo estable)

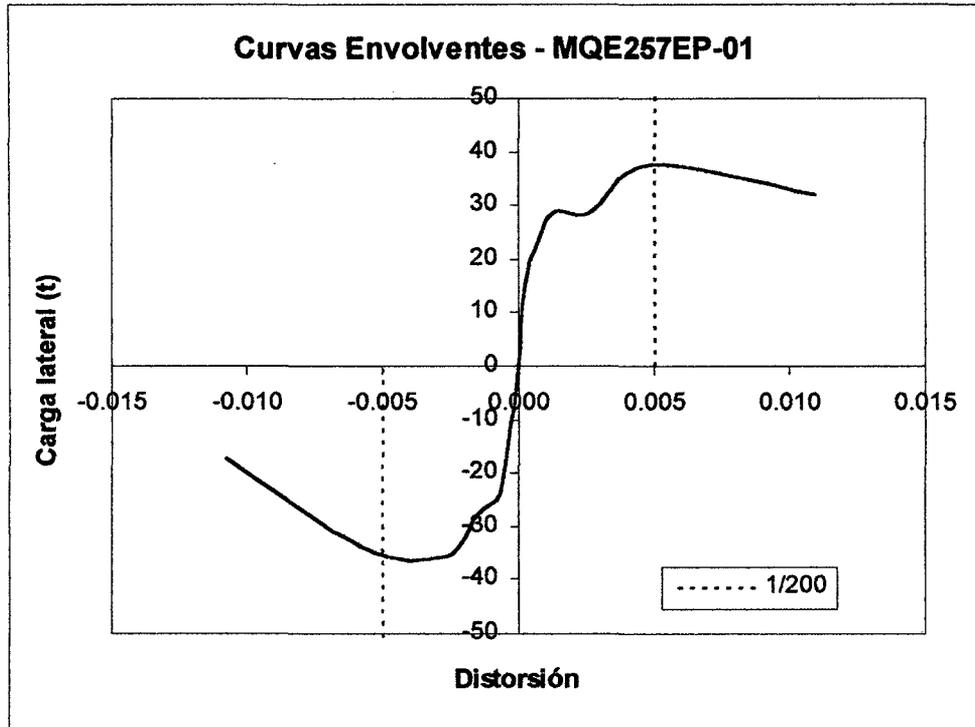


Figura 5.62

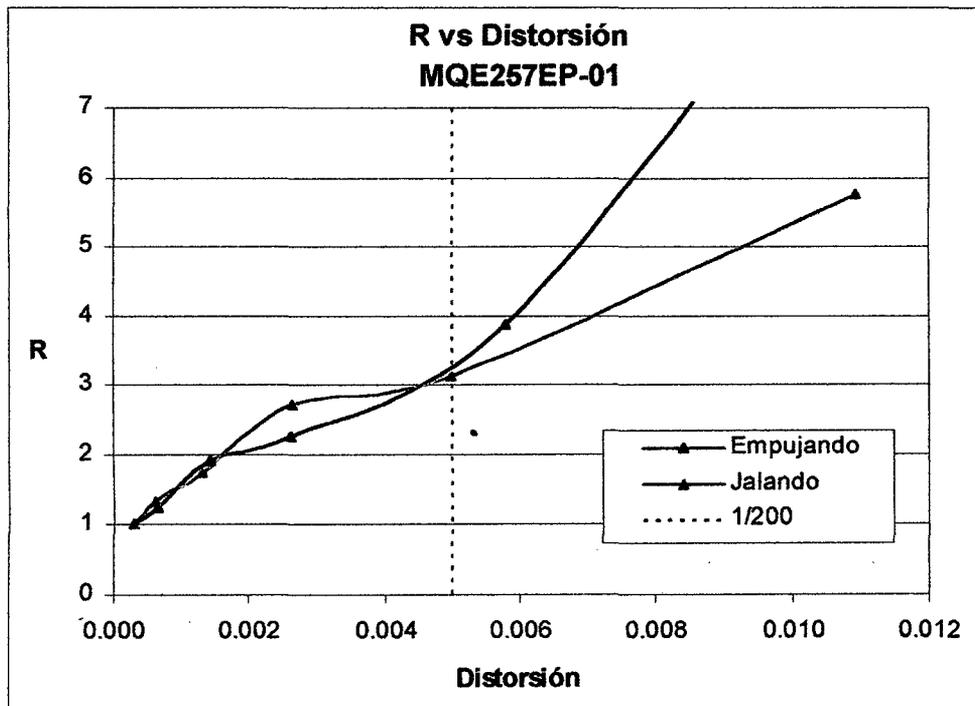


Figura 5.63

5.4.4.2 Muro MQE257EP-02

Tabla 5.11

Muro MQE257EP-02							
	Ciclo	Desplaz.	Distorsión real	Carga	Area i	Area Acum.	R
	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de Igual Energía
Jalando	1/100	25.77	0.0107	25.53	416.2	815.7	6.67
	1/200	12.70	0.0053	38.18	232.5	399.5	3.12
	1/400	6.34	0.0026	34.93	98.9	167.0	2.21
	1/800	3.27	0.0014	29.53	47.1	68.1	1.67
	1/1600	1.51	0.0006	23.75	14.6	21.0	1.15
	1/3200	0.78	0.0003	16.54	6.5	6.5	0.92
Empujando	1/3200	-0.85	-0.0004	-15.15	6.45	6.45	1.00
	1/1600	-1.54	-0.0006	-20.04	12.17	18.62	1.28
	1/800	-3.23	-0.0013	-29.65	41.93	60.55	1.57
	1/400	-6.09	-0.0025	-35.69	93.27	153.82	2.07
	1/200	-12.02	-0.0050	-37.30	216.61	370.43	3.08
	1/100	-26.27	-0.0109	-27.08	458.72	829.15	6.34
Rigidez Elástica:				Ko =	17.80	t / mm	
Punto de Fluencia:				dy =	-3.23	mm	
				Py =	-29.65	t	
Punto de Carga Última:				du=	-12.02	mm	
				Pu=	-37.30	t	
Ductilidad				μ =	3.72		

* Envoltente obtenida a partir de terceros lazos (Ciclo estable)

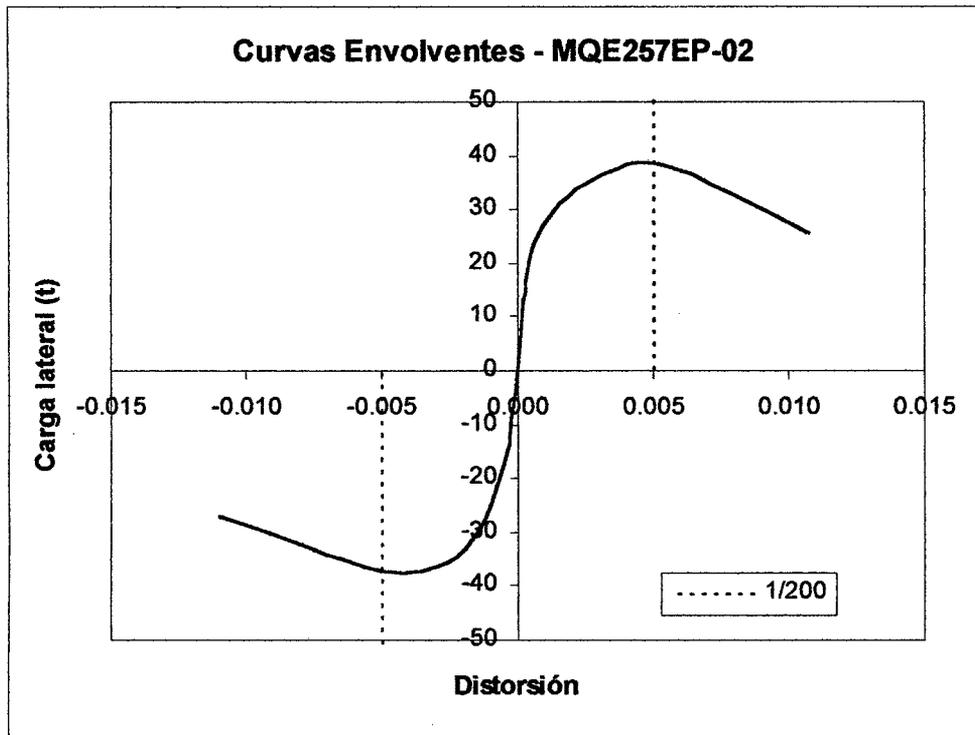


Figura 5.64

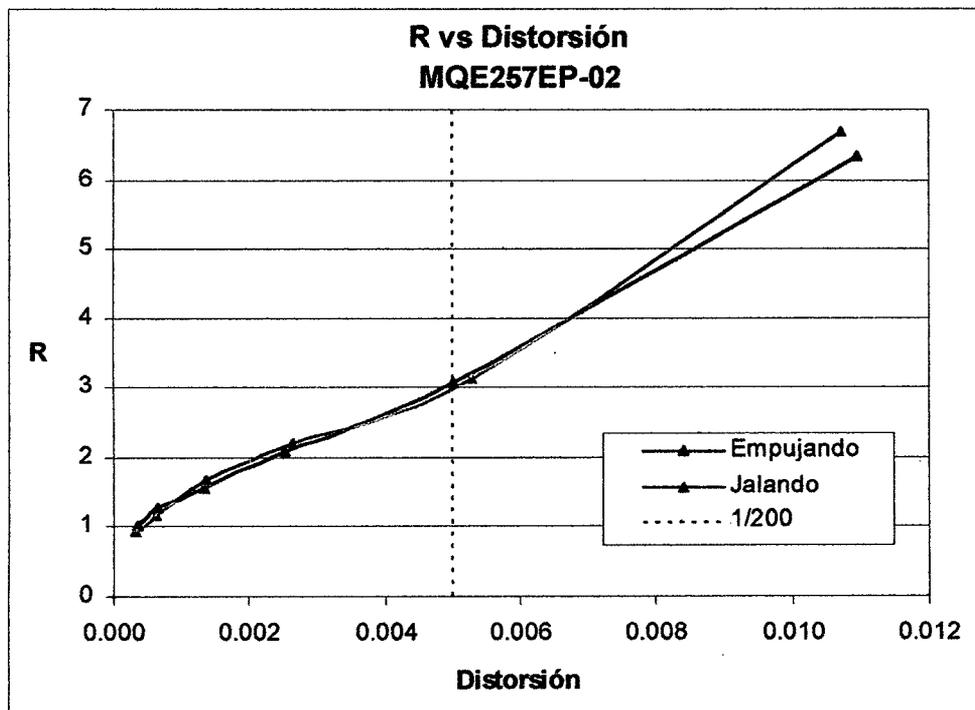


Figura 5.65

5.4.4.3 Muro MQE257EP-03

Tabla 5.12

Muro MQE257EP-03							
	Ciclo	Desplaz.	Distorsión real	Carga	Area i	Area Acum.	R
	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de Igual Energía
Jalando	1/100	23.88	0.0100	40.16	382.4	824.3	4.16
	1/200	14.26	0.0059	39.34	211.3	441.9	3.11
	1/400	8.62	0.0036	35.60	174.3	230.6	2.48
	1/800	2.86	0.0012	24.93	31.0	56.2	1.75
	1/1600	1.63	0.0007	25.54	19.1	25.2	1.14
	1/3200	0.73	0.0003	16.81	6.1	6.1	0.86
Empujando	1/3200	-0.81	-0.0003	-13.70	5.55	5.55	1.00
	1/1600	-1.53	-0.0006	-21.97	12.84	18.39	1.14
	1/800	-3.17	-0.0013	-28.88	41.70	60.09	1.56
	1/400	-6.71	-0.0028	-34.89	112.87	172.96	2.19
	1/200	-13.54	-0.0056	-38.26	249.81	422.77	3.13
	1/100	-27.15	-0.0113	-28.69	455.59	878.36	6.01
Rigidez Elástica:				Ko =	16.91	t / mm	
Punto de Fluencia:				dy =	-3.17	mm	
Punto de Carga Última:				Py =	-28.88	t	
				du =	-13.54	mm	
				Pu =	-38.26	t	
Ductilidad				μ =	4.27		

* Envolvente obtenida a partir de terceros lazos (Ciclo estable)

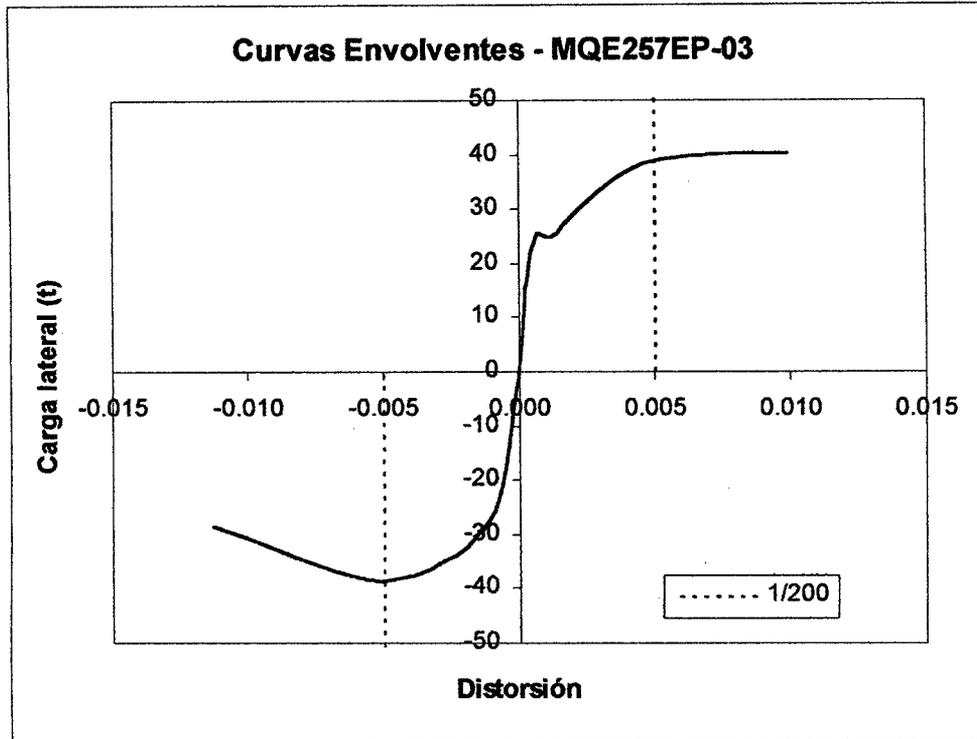


Figura 5.66

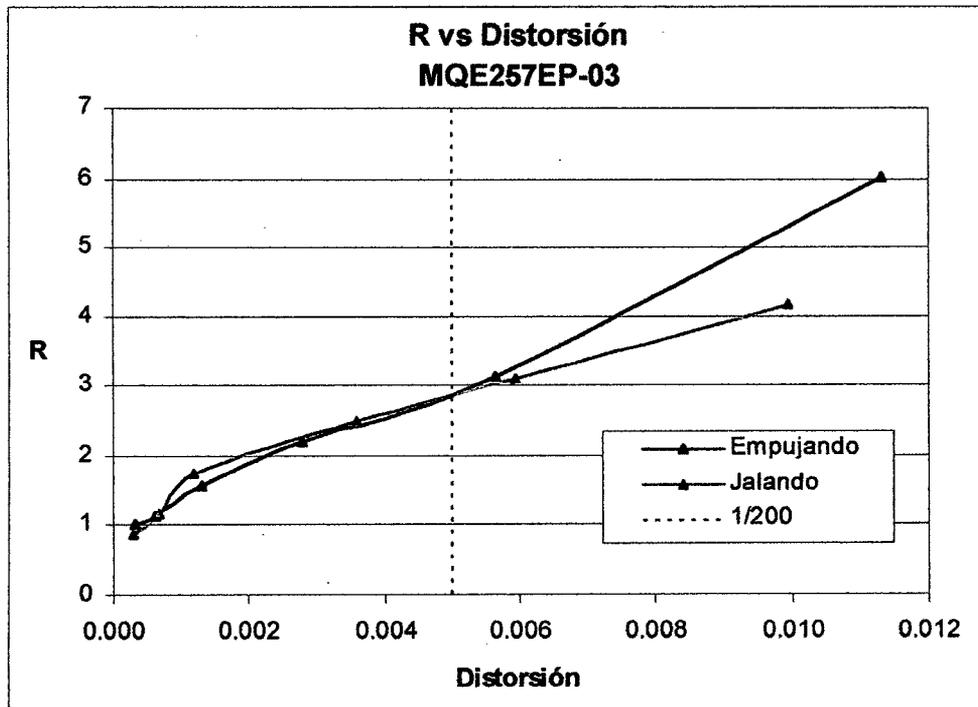


Figura 5.67

5.4.4.4 Muro MQE188EP-01

Tabla 5.13

Muro MQE188EP-01							
	Ciclo	Desplaz.	Distorsión real	Carga	Area i	Area Acum.	R
	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de Igual Energía
Jalando							
	1/200	17.89	0.0075	26.47	277.3	441.6	4.86
	1/400	7.57	0.0032	27.21	100.7	164.4	2.88
	1/800	3.71	0.0015	24.99	49.3	63.7	1.95
	1/1600	1.34	0.0006	16.62	9.9	14.3	1.39
	1/3200	0.67	0.0003	13.24	4.5	4.5	0.98
Empujando	1/3200	-0.75	-0.0003	-14.03	5.26	5.26	1.00
	1/1600	-1.73	-0.0007	-20.52	17.00	22.26	1.41
	1/800	-4.41	-0.0018	-24.28	59.89	82.15	2.28
	1/400	-8.17	-0.0034	-26.83	96.19	178.34	3.04
	1/200	-17.92	-0.0075	-28.98	272.01	450.35	4.48
Rigidez Elástica:				Ko =	18.71	t / mm	
Punto de Fluencia:				dy =	-4.41	mm	
				Py =	-24.28	t	
Punto de Carga Última:				du =	-17.92	mm	
				Pu =	-28.98	t	
Ductilidad				μ =	4.07		

* Envolvente obtenida a partir de terceros lazos (Ciclo estable)

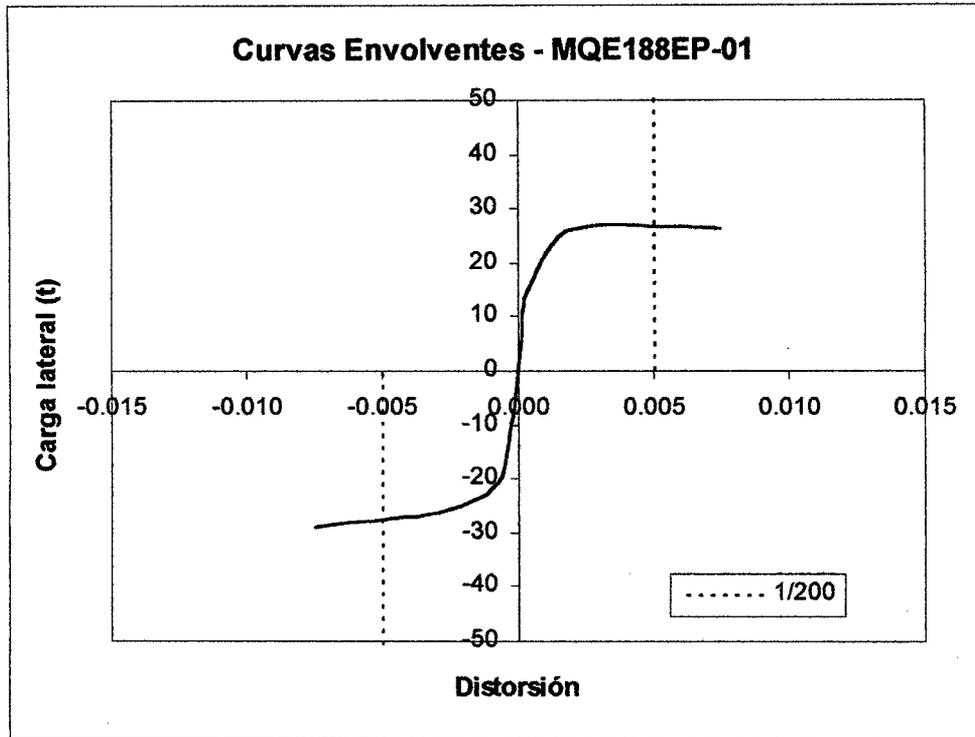


Figura 5.68

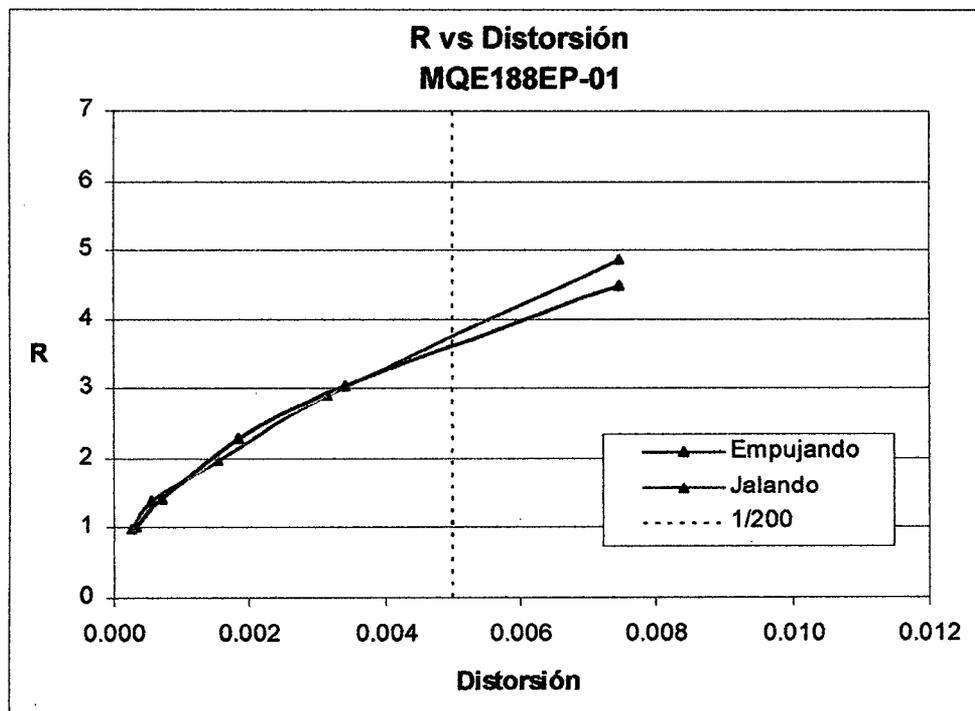


Figura 5.69

5.4.4.5 Muro MQE188EP-02

Tabla 5.14

Muro MQE188EP-02							
	Ciclo	Desplaz.	Distorsión real	Carga	Area i	Area Acum.	R
	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de Igual Energía
Jalando	1/200	22.66	0.0094	33.89	225.5	648.4	4.86
	1/400	15.55	0.0065	29.54	178.7	422.9	4.50
	1/800	9.52	0.0040	29.81	190.6	244.3	3.39
	1/1600	3.00	0.0012	28.58	37.0	53.7	1.66
	1/3200	1.53	0.0006	21.81	16.6	16.6	1.21
Empujando	1/3200	-0.74	-0.0003	-15.44	5.70	5.70	1.00
	1/1600	-1.52	-0.0006	-24.47	15.66	21.36	1.22
	1/800	-3.05	-0.0013	-30.04	41.70	63.06	1.71
	1/400	-6.19	-0.0026	-35.84	103.37	166.43	2.33
	1/200	-11.10	-0.0046	-37.81	180.58	347.01	3.19
Rigidez Elástica:				Ko =	20.92	t / mm	
Punto de Fluencia:				dy =	-3.05	mm	
				Py =	-30.04	t	
Punto de Carga Última:				du =	-11.10	mm	
				Pu =	-37.81	t	
Ductilidad				μ =	3.63		

* Envolvente obtenida a partir de terceros lazos (Ciclo estable)

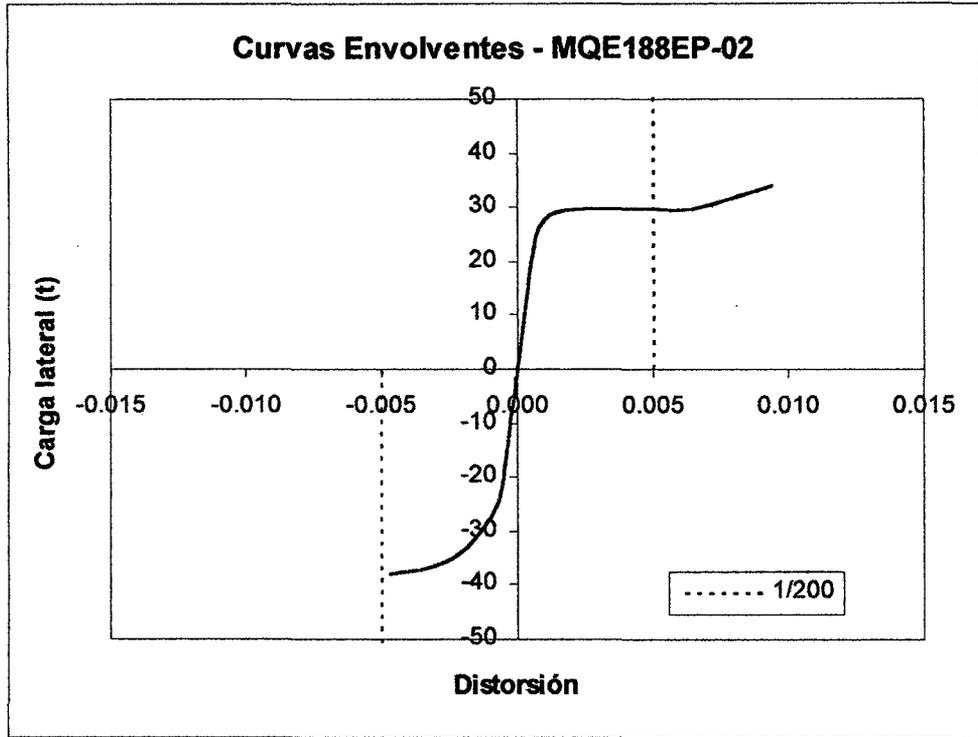


Figura 5.70

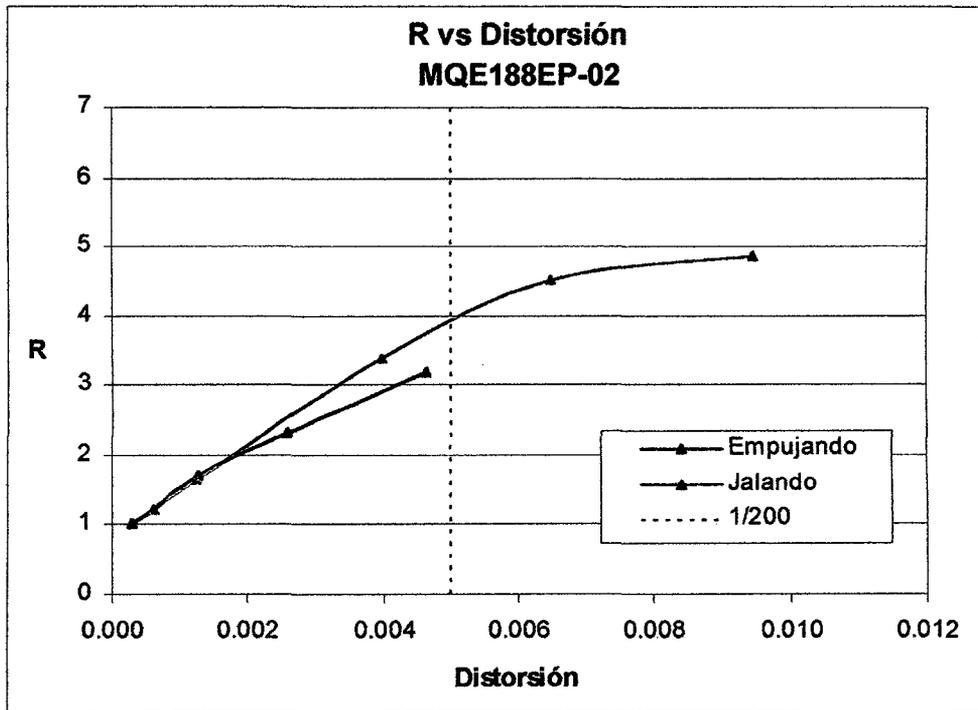


Figura 5.71

5.4.4.6 Muro MQE188EP-03

Tabla 5.15

Muro MQE188EP-03							
	Ciclo	Desplaz.	Distorsión real	Carga	Area i	Area Acum.	R
	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de Igual Energía
Jalando							
	1/200	11.88	0.0050	35.36	198.1	335.2	3.69
	1/400	6.04	0.0025	32.51	84.3	137.2	2.57
	1/800	3.18	0.0013	26.32	37.3	52.9	1.97
	1/1600	1.52	0.0006	18.75	11.0	15.6	1.50
	1/3200	0.79	0.0003	11.46	4.5	4.5	1.33
Empujando							
	1/3200	-0.69	-0.0003	-17.58	6.08	6.08	1.00
	1/1600	-1.50	-0.0006	-26.95	17.93	24.01	1.30
	1/800	-3.20	-0.0013	-30.71	48.95	72.96	1.98
	1/400	-7.01	-0.0029	-35.49	126.26	199.22	2.84
	1/200	-13.99	-0.0058	-37.27	253.97	453.19	4.07
Rigidez Elástica:				Ko =	25.41	t / mm	
Punto de Fluencia:				dy =	-3.20	mm	
				Py =	-30.71	t	
Punto de Carga Última:				du =	-13.99	mm	
				Pu =	-37.27	t	
Ductilidad				μ =	4.38		

* Envolvente obtenida a partir de terceros lazos (Ciclo estable)

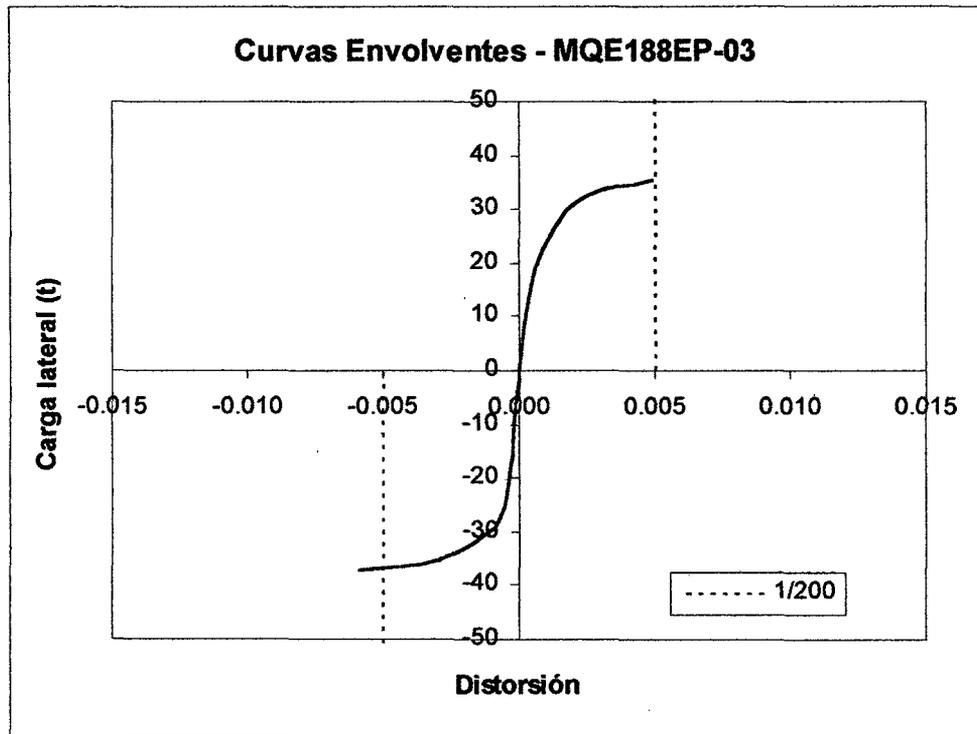


Figura 5.72

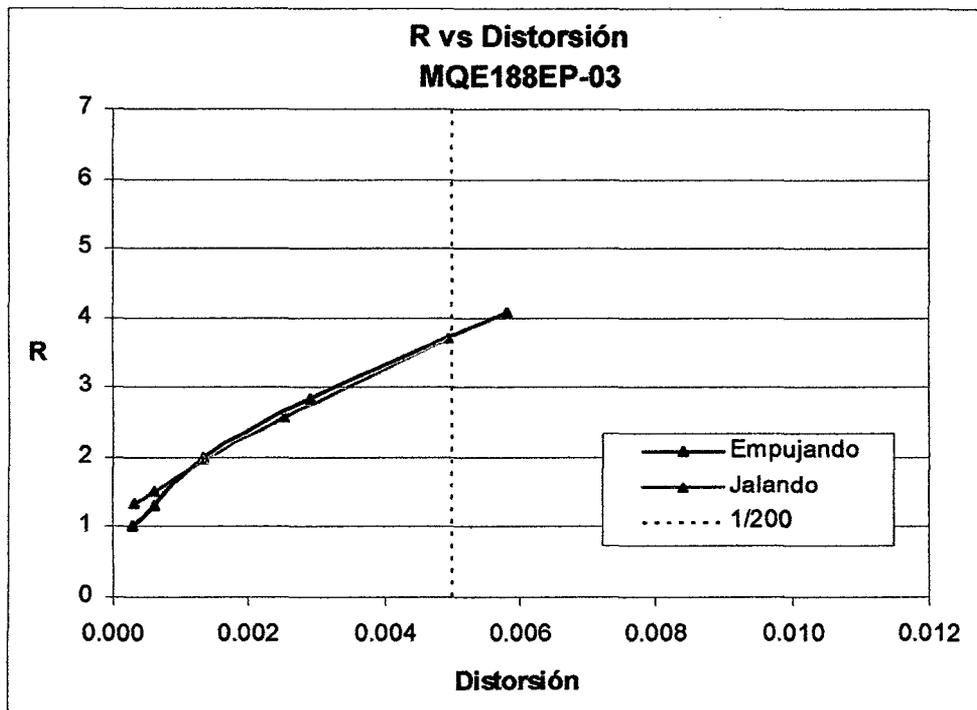


Figura 5.73

5.4.4.7 Muro MFEN3EP-01

Tabla 5.16

Muro MFEN3EP-01							
	Ciclo	Desplaz.	Distorsión real	Carga	Area i	Area Acum.	R
	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de Igual Energía
Jalando	1/100	23.31	0.0097	43.68	478.6	875.8	3.66
	1/200	11.88	0.0049	40.08	209.0	397.2	2.69
	1/400	6.54	0.0027	38.21	119.4	188.2	1.94
	1/800	3.18	0.0013	32.75	56.3	68.8	1.37
	1/1600	1.10	0.0005	21.56	7.4	12.6	0.89
	1/3200	0.70	0.0003	14.81	5.2	5.2	0.83
Empujando	1/3200	-0.76	-0.0003	-11.11	4.23	4.23	1.00
	1/1600	-1.59	-0.0007	-15.48	11.05	15.27	1.36
	1/800	-3.28	-0.0014	-18.79	28.97	44.25	1.91
	1/400	-6.45	-0.0027	-24.72	68.80	113.05	2.32
	1/200	-13.00	-0.0054	-34.48	194.01	307.06	2.75
	1/100	-25.65	-0.0107	-39.35	466.90	773.96	3.82
Rigidez Elástica:				Ko =	14.60	t / mm	
Punto de Fluencia:				dy =	-3.28	mm	
				Py =	-18.79	t	
Punto de Carga Última:				du =	-13.00	mm	
				Pu =	-34.48	t	
Ductilidad				μ =	3.96		

* Envolvente obtenida a partir de terceros lazos (Ciclo estable)

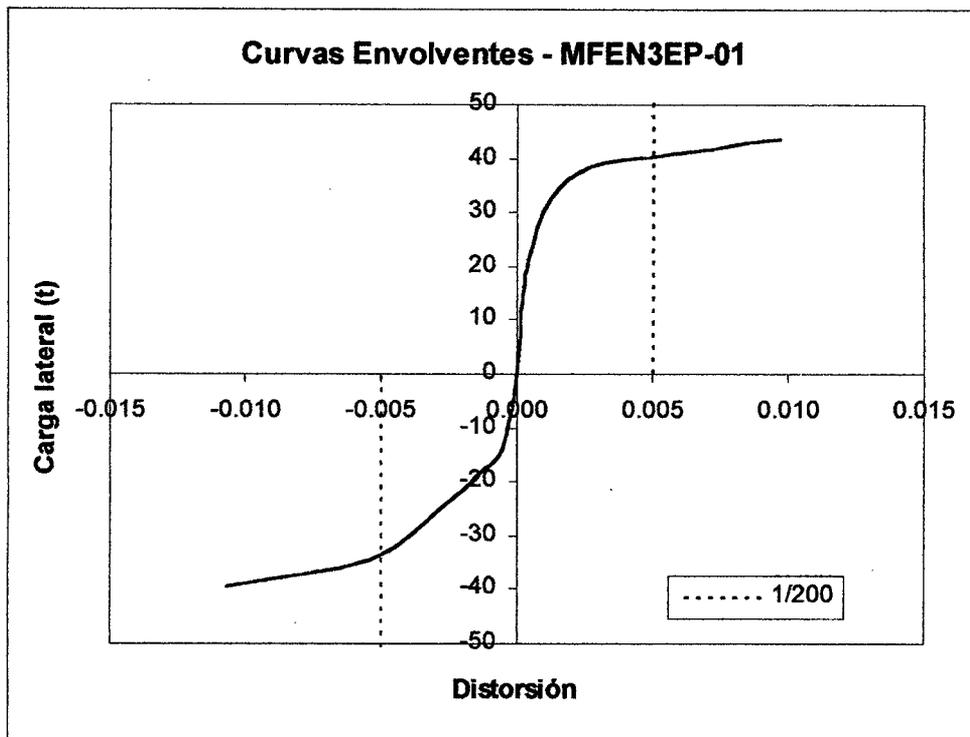


Figura 5.74

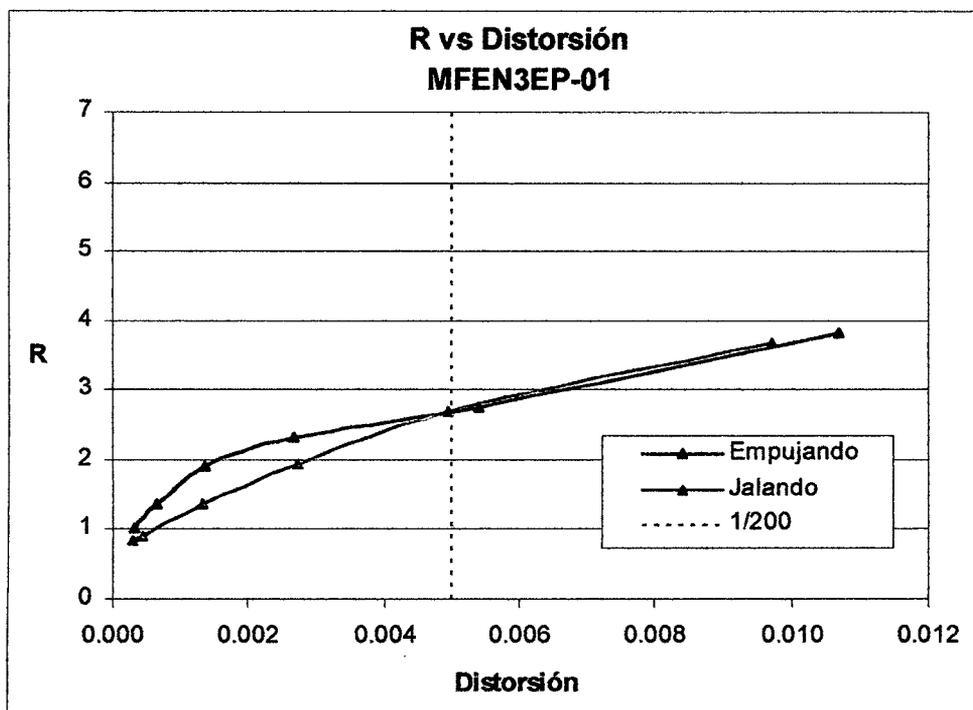


Figura 5.75

En general se puede observar que en la curva envolvente de los muros reforzados con malla la carga última se alcanza para el ciclo correspondiente a la distorsión 1/200, distorsión para la cual no se presenta falla por deslizamiento, ni rotura de la malla electrosoldada, observándose que en el caso de los muros reforzados con malla QE257, se presenta el inicio de la trituración de los talones, lo cual nos indicaría un inicio de falla por flexión. Por lo tanto, podemos establecer un desplazamiento lateral permisible de 12 mm correspondiente a una distorsión de 1/200 para los muros reforzados con malla electrosoldada.

Para el muro reforzado con malla de acero dúctil, se observó que la capacidad última se alcanza para una distorsión 1/100, en la cual se observa el agrietamiento de los talones.

En la tabla 5.17, se observa el valor de R, en su rama más crítica, calculado para el nivel de distorsión 1/200. Se puede observar que este valor está en el rango entre 3.08 y 3.12, para los muros reforzados con malla QE257 y entre 3.19 y 3.69 para los muros reforzados con malla QE188 (no se consideró el valor obtenido del muro MQE188EP-01, debido a que se encuentra muy por encima del promedio), de acuerdo a esto, se puede recomendar un coeficiente de reducción de la fuerza sísmica $R = 3$, para el análisis de este tipo de muros. Se debe tener en cuenta que de acuerdo al informe técnico del Dr. Zavala *et. al* ("Comportamiento de muros de concreto reforzados con malla electrosoldada") se obtuvo un límite inferior de 2.6 para condiciones extremas de materiales como concreto pobre y cuantías bajas de malla electrosoldada.

Tabla 5.17 - Valores de R

Muro	dy (mm)	Py (t)	du(mm)	Pu (t)	μ	$R_{1/200}$
MQE257EP-01	-3.44	-27.97	-13.89	-33.72	4.03	3.12
MQE257EP-02	-3.23	-29.65	-12.02	-37.30	3.72	3.08
MQE257EP-03	-3.17	-28.88	-13.54	-38.26	4.27	3.11
MQE188EP-01	-4.41	-24.28	-17.92	-28.98	4.07	4.48
MQE188EP-02	-3.05	-30.04	-11.10	-37.81	3.63	3.19
MQE188EP-03	-3.20	-30.71	-13.99	-37.27	4.38	3.69

La carga máxima para el muro reforzado con malla de acero dúctil MFEN3EP-01, se encuentra en el nivel de distorsión 1/100. Sin embargo, para este nivel ya se encuentra daño considerable en el muro, lo que no sucede para el nivel 1/200, por

lo que podemos establecer que el desplazamiento lateral permisible se encuentra entre ambas distorsiones. El valor de R para el nivel de distorsión 1/200 es de 2.69 (rama crítica), y de 3.66 para el nivel de distorsión 1/100.

5.4.5 Resultados obtenidos para el módulo

Tabla 5.18

Módulo - SCVMML							
	Ciclo	Desplaz.	Distorsión real	Carga	Area i	Area Acum.	R
	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de Igual Energía
Jalando	1/100	23.99	0.0100	58.26	701.3	1466.2	6.40
	1/150	13.04	0.0054	69.84	274.7	765.0	3.85
	1/200	9.16	0.0038	71.82	327.8	490.3	3.00
	1/400	3.80	0.0016	50.31	70.1	162.5	2.47
	1/800	2.44	0.0010	53.42	60.8	92.4	1.75
	1/1600	1.20	0.0005	44.33	21.9	31.5	1.23
	1/3200	0.62	0.0003	31.21	9.7	9.7	0.97
Empujando	1/3200	-0.65	-0.0003	-30.92	10.10	10.10	1.00
	1/1600	-1.48	-0.0006	-47.30	32.42	42.52	1.34
	1/800	-2.56	-0.0011	-57.09	56.06	98.58	1.69
	1/400	-4.73	-0.0020	-59.23	126.56	225.13	2.47
	1/200	-9.30	-0.0039	-68.61	292.10	517.24	3.23
	1/150	-14.65	-0.0061	-66.60	361.42	878.65	4.33
	1/100	-26.24	-0.0109	-49.73	674.27	1552.92	7.71
Rigidez Elástica:				Ko =	47.35	t / mm	
Punto de Fluencia:				dy =	-2.56	mm	
Punto de Carga Última:				Py =	-57.09	t	
Ductilidad				du =	-9.30	mm	
				Pu =	-68.61	t	
				μ =	3.64		

* Envolvente obtenida a partir de terceros lazos (Ciclo estable)

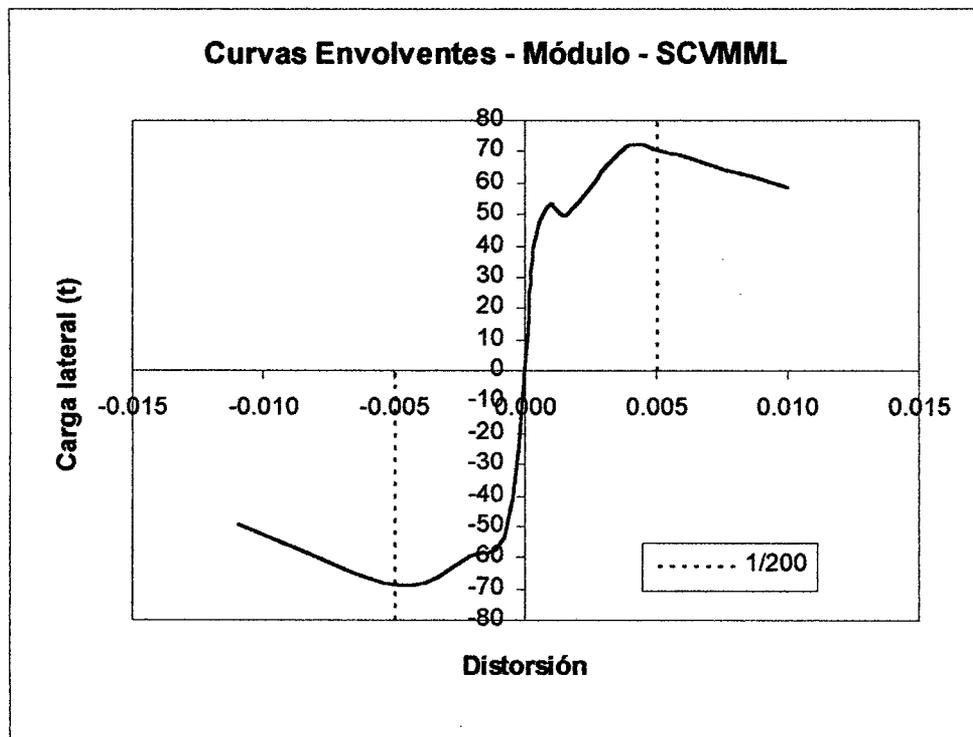


Figura 5.76

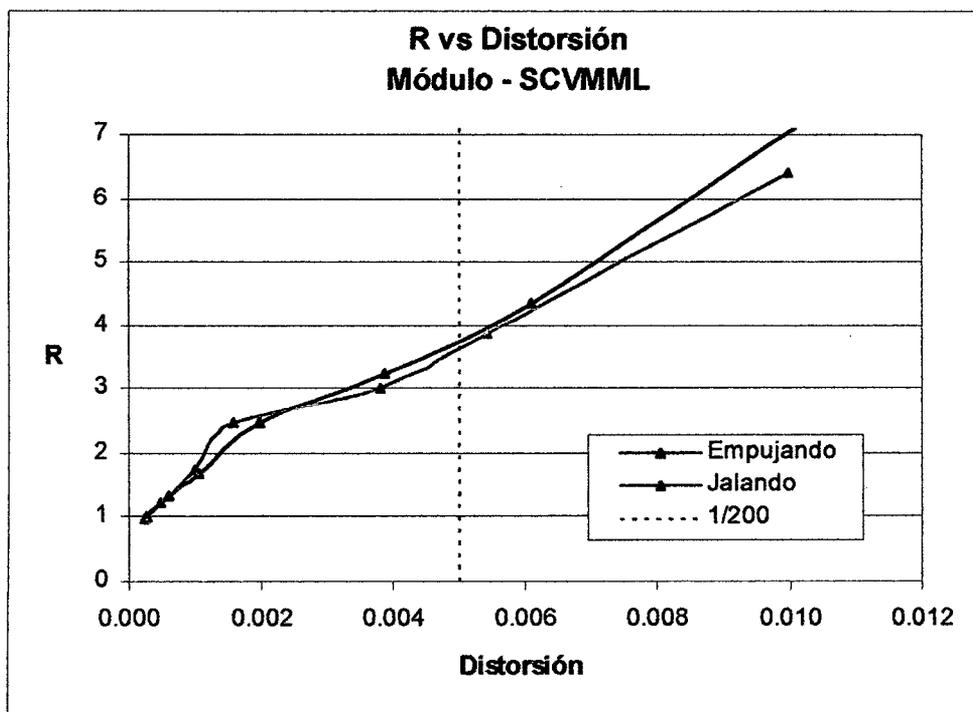


Figura 5.77

En la tabla 5.18 se puede observar que la carga máxima se encuentra para el nivel de distorsión 0.0039 (1/256), nivel para el cual aún no se presenta falla por deslizamiento, no se produce la rotura de la malla electrosoldada, ni trituración de los talones, evidenciándose el inicio del deslizamiento del muro central recién para el nivel de distorsión 1/150, por lo que considerando los resultados obtenidos para los muros ensayados previamente, podemos establecer un desplazamiento lateral permisible de 12mm correspondiente a una distorsión de 1/200.

En cuanto al valor de R para el nivel 1/200, se tiene un valor de 3.23 cuando el actuador comprime, y de 3.00 cuando el actuador tracciona, por lo que se puede considerar un valor de 3 como coeficiente de reducción de la carga sísmica.

5.5 Evaluación de la aproximación de la resistencia teórica de los especímenes con lo obtenido experimentalmente.

En el capítulo 3 se hizo una predicción inicial sobre la capacidad máxima de los muros. De acuerdo a esto, el inicio de la falla sería por flexión. En la tabla 5.19 se puede observar los valores de carga máximos alcanzados durante el ensayo, así como también el valor de la carga lateral correspondiente a la capacidad máxima teórica por flexión en la base, presentándose además la diferencia en porcentaje entre ambos valores con respecto a la carga experimental.

Tabla 5.19 - Resistencia máxima experimental vs. teórica

Muro	Carga lateral máxima (t)		
	Experimental	Diag. Interacción	Δ %
MQE257EP-01	42.66	38.81	9.0%
MQE257EP-02	44.48	38.81	12.7%
MQE257EP-03	44.44	40.71	8.4%
MQE188EP-01	38.44	35.54	7.5%
MQE188EP-02	37.81	35.54	6.0%
MQE188EP-03	43.00	40.71	5.3%
MFEN3EP-01	46.54	40.71	12.5%
MQE188PP-01	0.84	0.94	-11.9%

Para el cálculo de estos valores de capacidad por flexocompresión se supuso que la falla se produciría a lo largo de la base, lo que no sucedió con el muro MQE188EP-03, siendo la falla a la altura a la cual terminaban los dowells de acero (0.50 m por encima de la base, donde la cuantía era menor), presentándose una falla por deslizamiento conjuntamente con flexión. La capacidad por flexocompresión de la sección a este nivel (malla QE188 con varillas de acero convencional en los extremos), es de 87.4 t-m, por lo que sería necesaria una carga lateral de 44.6 t para producir la falla (el brazo es 0.50 m menor que cuando se considera la falla en la base); siendo esta carga mayor a la necesaria para producir la falla a lo largo de la base; sin embargo, la interacción de la flexión con el deslizamiento, además de la presencia de algunas grietas por corte, permitió que se produjera la falla a este nivel. Así en la tabla 3.2, podemos observar que si se desprecia el aporte de las varillas extremas en la zona en tracción por entrar en fluencia, la capacidad al deslizamiento se reduce a 36.2 t (muros con malla QE188), siendo este valor menor al de la capacidad por flexión. Sin embargo esta capacidad al deslizamiento es una aproximación de la capacidad real de la sección al no poder

determinarse teóricamente la capacidad al deslizamiento debido a que ésta disminuye al incrementarse las deformaciones por flexión.

Con respecto a los demás muros en los cuales el inicio de la falla fue por flexión en la base, se puede observar que la resistencia experimental es mayor que la teórica, obteniéndose una diferencia entre el 5% al 10%, a excepción de los muros MQE257EP-02 y MFEN3EP-01, que alcanzan una diferencia de alrededor del 12%. Con respecto al muro con carga perpendicular a su plano, se observa que la diferencia entre el valor de la carga teórica y la experimental alcanzada es de 11.9%. De acuerdo a esto podemos concluir que la aproximación teórica es aceptable.

5.6 Resumen general de resultados

En esta sección se presentan cuadros y gráficas resúmenes de los resultados obtenidos, para facilitar su comparación e interpretación. Además de presentarse un análisis global de los resultados obtenidos en cada espécimen.

Las curvas envolventes que describen la relación fuerza lateral vs desplazamiento para cada muro, han sido reunidas a la misma escala y superpuestas para poder observar el comportamiento relativo entre ellas, tanto para la rama positiva (actuador traccionando, fig. 5.79), como para la rama negativa (actuador comprimiendo, fig. 5.78).

Se presenta un cuadro de la energía disipada por cada muro en cada nivel de deformación (tabla 5.20), así como también un cuadro de la energía relativa (tabla 5.21), en todas las fases del ensayo para cada muro.

Curvas Envolventes - Actuador Comprimiendo

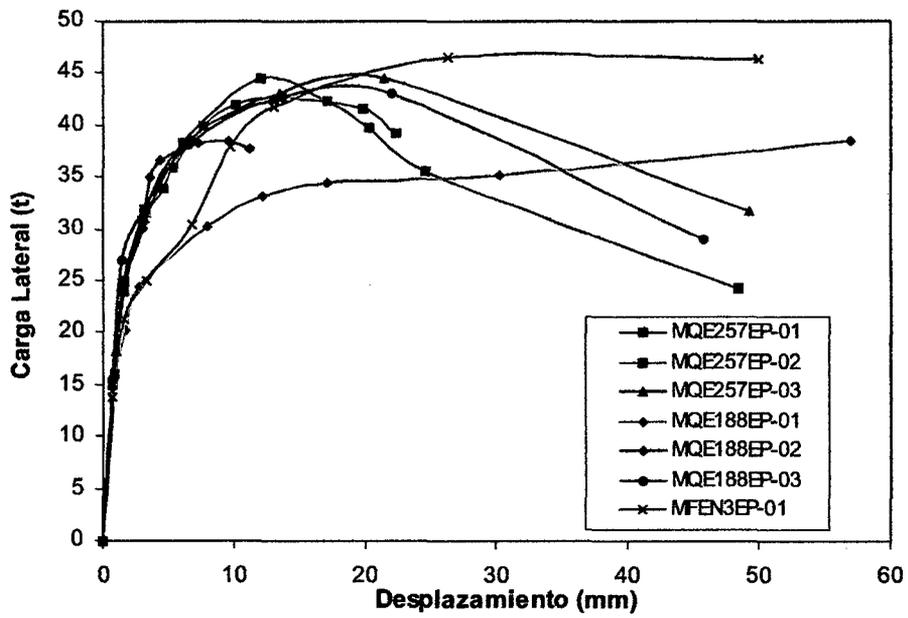


Figura 5.78

Curvas Envolventes - Actuador Tractionando

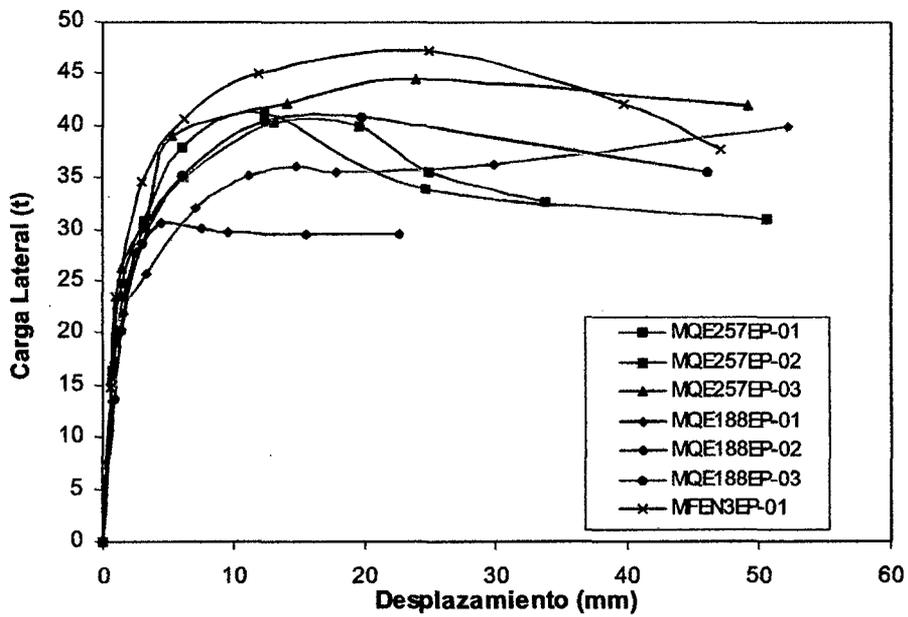


Figura 5.79

Tabla 5.20 – Cuadro comparativo de la energía disipada

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	ENERGIA DISIPADA (Joules)						
		MQE257EP-01	MQE257EP-02	MQE257EP-03	MQE188EP-01	MQE188EP-02	MQE188EP-03	MFEN3EP-01
1	1/3200	50.7	67.2	65.1	47.2	74.3	66.2	39.2
2	1/3200	44.7	61.9	35.1	51.8	55.1	51.9	53.3
3	1/3200	29.9	47.1	27.5	45.0	91.5	29.9	22.5
1	1/1600	186.9	195.6	182.7	413.2	267.6	220.1	174.0
2	1/1600	139.4	156.1	122.6	370.6	168.9	165.7	148.9
3	1/1600	153.5	135.1	114.5	243.2	134.9	153.6	140.8
1	1/800	795.2	676.6	802.2	1447.2	629.6	737.4	628.5
2	1/800	479.3	359.8	346.1	1594.8	367.0	431.2	533.5
3	1/800	411.3	319.1	287.2	1608.6	288.3	366.7	441.6
1	1/400	2057.2	1560.6	2053.4	4030.7	3035.8	1847.8	1525.0
2	1/400	1339.3	991.9	2242.9	3804.4	3147.9	1163.3	1244.1
3	1/400	1076.3	832.3	1450.1	3632.4	1187.0	1066.5	1067.5
1	1/200	6197.7	4432.8	5424.2	11396.9	5403.0	5428.9	4926.8
2	1/200	3426.1	3119.8	3788.8	10865.8	6852.5	3229.5	2974.1
3	1/200	2864.7	2436.8	3216.3	10170.4	3422.8	2787.1	2683.0
1	1/100	13134.1	12133.1	13992.9	19859.5	5994.2	----	12735.5
2	1/100	8346.2	8285.6	8547.1	20158.5	----	----	9230.7
3	1/100	7686.5	8145.5	7311.5	----	----	----	7451.8
1	1/50	16484.3	22077.9	24315.3	39779.6	----	27994.8	27967.2
2	1/50	----	----	----	----	----	15695.6	----

Tabla 5.21 - Cuadro comparativo de la energía relativa

CICLO	$\delta = \Delta/h$ Distorsión	ENERGIA RELATIVA (E.R.)						
		MQE257EP-01	MQE257EP-02	MQE257EP-03	MQE188EP-01	MQE188EP-02	MQE188EP-03	MFEN3EP-01
1	1/3200	0.47	0.56	0.40	0.50	0.66	0.60	0.43
2	1/3200	0.36	0.50	0.27	0.51	0.56	0.45	0.54
3	1/3200	0.30	0.37	0.24	0.47	0.79	0.29	0.25
1	1/1600	0.52	0.53	0.47	1.21	0.77	0.63	0.61
2	1/1600	0.42	0.41	0.33	1.24	0.56	0.48	0.53
3	1/1600	0.44	0.41	0.31	0.86	0.45	0.45	0.59
1	1/800	0.81	0.69	0.78	1.52	0.72	0.80	0.68
2	1/800	0.52	0.39	0.40	1.76	0.47	0.48	0.53
3	1/800	0.45	0.34	0.36	1.64	0.36	0.41	0.54
1	1/400	1.02	0.69	0.90	1.75	1.22	0.82	0.67
2	1/400	0.60	0.45	0.76	1.77	1.47	0.54	0.54
3	1/400	0.54	0.39	0.55	1.74	0.61	0.49	0.53
1	1/200	1.15	0.87	0.94	1.90	1.25	1.05	0.93
2	1/200	0.71	0.63	0.71	2.16	1.76	0.69	0.65
3	1/200	0.64	0.53	0.61	2.09	0.98	0.60	0.59
1	1/100	1.68	1.45	1.42	1.88	1.37	---	1.08
2	1/100	1.23	1.20	0.94	2.12	---	---	0.85
3	1/100	1.22	1.21	0.86	---	---	---	0.75
1	1/50	1.85	1.64	1.37	1.90	---	1.93	1.39
2	1/50	---	---	---	---	---	1.42	---

5.6.1 Comparación de deformaciones

Para el cálculo de las deformaciones se considera que los muros se mantienen en el rango elástico para el nivel de deformación 1/3200, por lo que se toma los valores de carga promedio alcanzados hasta este nivel, calculándose la deformación teórica aplicando las fórmulas de deformación por corte y por flexión, para compararlas con los valores de deformación obtenidos experimentalmente.

Para el cálculo de la deformación teórica se emplearon las siguientes fórmulas:

$$\text{Deformación por corte} = \frac{fsPh}{GA}$$

$$\text{Deformación por flexión} = \frac{Ph^3}{3EI}$$

Donde:

P = Carga lateral en el rango elástico.

h = Altura del muro = 2.40m.

fs = Factor de forma = 6/5

G = Módulo de corte = 0.4 E

A = Área de corte.

E = Módulo de Elasticidad = $15000\sqrt{f'c} = 230000 \text{ kg/cm}^2$

I = Inercia de la sección

Tabla 5.22 - Deformación teórica vs. experimental

Muro	Fuerza (t) (1/3200)	δ (Corte) mm	δ (Flexión) mm	δ Total teórico	δ Experimental (1/3200)	$\Delta\delta$ %
MQE257EP-01	15.20	0.18	0.20	0.38	0.72	48%
MQE257EP-02	16.18	0.19	0.21	0.40	0.76	47%
MQE257EP-03	17.89	0.21	0.23	0.44	0.93	52%
MQE188EP-01	13.73	0.16	0.18	0.34	0.71	52%
MQE188EP-02	15.71	0.19	0.20	0.39	0.73	47%
MQE188EP-03	14.57	0.17	0.19	0.36	0.77	53%
MFEN3EP-01	14.27	0.17	0.18	0.35	0.66	47%

En la tabla 5.22 se observa que en todos los casos la deformación teórica es menor que la deformación experimental, siendo la deformación teórica alrededor del 50% de la experimental. Además se observa que en el cálculo teórico la deformación por flexión es ligeramente mayor que la deformación por corte.

Con respecto al muro con carga perpendicular a su plano, en la tabla 5.23, se puede observar que la deformación teórica es menor que la experimental, siendo esta deformación casi íntegramente debida a la flexión

Tabla 5.23 - Deformación teórica vs. experimental (MQE188PP-01)

Muro	Fuerza (t) (1/3200)	δ (Corte) mm	δ (Flexión) mm	δ Total teórico	δ Experimental (1/3200)	$\Delta\delta$ %
MQE188PP-01	0.110	0.001	0.998	0.999	1.565	36%

5.6.2 Comparación de rigideces

En el rango elástico para el nivel de distorsión 1/3200, se efectuó una regresión lineal con la finalidad de establecer la ecuación de la recta que describe este tramo elástico, comparando la pendiente de rigidez de esta recta con el concepto de la rigidez pico a pico que se ha descrito en los resultados de cada muro, así como también con la rigidez obtenida de la división directa de la relación carga-deformación máxima para la distorsión 1/3200 tanto cuando el actuador comprime como cuando tracciona además del promedio de ambos. (Ver tabla 5.24)

Tabla 5.24 – Rigidez elástica

Muro	Rigideces (t/mm)				
	Comprimiendo	Traccionando	Promedio	Regresión	Pico a pico
MQE257EP-01	21.70	20.76	21.23	19.86	20.48
MQE257EP-02	19.04	24.13	21.59	19.32	20.68
MQE257EP-03	17.72	21.34	19.53	19.59	19.67
MQE188EP-01	20.35	18.56	19.45	18.12	19.24
MQE188EP-02	20.92	22.09	21.51	17.82	20.70
MQE188EP-03	21.53	16.63	19.08	18.37	19.63
MFEN3EP-01	17.35	27.76	22.56	17.68	19.18
MQE188PP-01	0.067	0.071	0.069	0.065	0.066

En cuanto a las rigideces, se observa que los valores obtenidos por los distintos métodos son similares, observándose que en general para los muros ensayados con carga lateral en su plano la rigidez en promedio tiene un valor de 20 t/mm aproximadamente. Sin embargo, la rigidez teórica alcanza un valor de 40.0 t/mm (Sección 3.4), la cual depende de las características geométricas del muro y de las propiedades del concreto, suponiéndose independiente del tipo de refuerzo empleado. De acuerdo a esto la rigidez teórica es prácticamente el doble de la experimental. Una causa de esta diferencia sería la falta de continuidad del concreto entre el muro y la cimentación al existir una junta fría entre ambos, lo que implicaría que el muro transmite los esfuerzos de tracción al cimiento únicamente por el dowell de malla electrosoldada o las espigas de acero convencional y no a través del concreto que es lo que se espera en un comportamiento lineal elástico previo al agrietamiento, por lo que el muro no podría considerarse estrictamente como empotrado a lo largo de toda la base, reduciéndose de esta forma la rigidez del sistema. En la sección 6.7 "Análisis no lineal elástico para los muros" se hace un modelo matemático en el rango elástico que representa con mayor proximidad las condiciones reales de apoyo.

5.6.3 Resumen general de los especímenes ensayados

A continuación se presenta un resumen general del comportamiento de cada muro, así como también del módulo ensayado

MQE257EP-01

En el ciclo correspondiente al nivel de distorsión 1/200, se alcanzó la capacidad máxima del muro teniendo un valor de 42.66 t para la deformación 13.55 mm (1/182), capacidad cercana a la calculada con el diagrama de interacción (38.8 t), considerando una falla por flexión. Se observa el inicio de la trituración del talón izquierdo cuando el actuador comprime, además de un ligero levantamiento del muro con parte de la viga de cimentación en la zona de tracción lo cual nos indicaría una falla por flexión. En el lazo inicial correspondiente al nivel de distorsión 1/100, se produjo el deslizamiento de la base del muro y la consecuente rotura del dowell de malla a lo largo de la base, al alcanzar el punto 41.7 t, correspondiente a una deformación de 19.93 mm (1/123) produciéndose una reducción brusca de la capacidad, alcanzándose en este mismo lazo un valor de 28.13 t, correspondiente a

una deformación de 25.07 mm (1/96). De acuerdo a lo antes descrito el muro alcanza su capacidad máxima por flexión en la distorsión 1/200, produciéndose una posterior falla por deslizamiento.

MQE257EP-02

En el ciclo correspondiente al nivel de distorsión 1/200, se alcanzó la capacidad máxima del muro, teniendo un valor de 44.48 t para la deformación 11.97 mm (1/200), valor cercano al calculado con el diagrama de interacción (38.8 t). Se observa además para este nivel de deformación el inicio de la trituración del talón izquierdo cuando el actuador comprime, lo que evidencia una falla por flexión. En el nivel de distorsión 1/100 se produce el inicio del deslizamiento y la rotura del dowell de malla a lo largo de la base, reduciéndose la capacidad de 42.4 t, en la deformación 17.07 mm (1/140), hasta alcanzar un valor de 35.5 t para la deformación 24.57 mm (1/100) en este mismo lazo, además de producirse la explosión del talón izquierdo, observándose una reducción considerable de la capacidad para los siguientes lazos y para el siguiente nivel de distorsión. De lo anterior podemos determinar que el muro alcanza su capacidad máxima por flexión en la distorsión 1/200, produciéndose una posterior falla por deslizamiento.

MQE-257EP-03

En el ciclo correspondiente al nivel de distorsión 1/100, se alcanzó la capacidad máxima del muro, teniendo un valor de 44.44 t, para una deformación de 21.42 mm (1/112), siendo similar a los valores alcanzados en los otros muros MQE257. Para comparar con el diagrama de interacción, debemos tener en cuenta que en la base del muro se tiene el refuerzo del dowell de acero convencional, el cual daría la capacidad a la flexión en esa zona, por lo que debemos considerar esto para calcular la capacidad del muro en esta sección. De acuerdo a esto considerando el diagrama de interacción para malla de acero 3/8" @25 se tiene una capacidad a la flexión de 40.7 t en la sección correspondiente a la base, valor cercano al obtenido del ensayo. Además, al igual que en los muros anteriores se observó a partir de la distorsión 1/200 la trituración del talón izquierdo lo que indica un inicio de falla por flexión, posteriormente se observó un ligero deslizamiento en la base del muro sin producirse la rotura del dowell de acero dúctil.

MQE188EP-01

La curva histerética presenta una tendencia distinta respecto a los otros muros, esto debido a que a partir del nivel de distorsión 1/200 el deslizamiento de la viga de cimentación con respecto a la losa de ensayo llegó a ser considerable, superando este deslizamiento la capacidad de registro del transductor correspondiente al canal 11, el cual nos permitía corregir el desplazamiento medido en la parte superior del muro (canal 5), por lo que los valores de deformaciones obtenidos para este muro no son reales. Sin embargo se pueden tomar en cuenta los valores de capacidad alcanzada por este muro, debiendo considerarse que el incremento de capacidad que se produce a partir del nivel de distorsión 1/200, se debe al incremento de fuerza necesaria para producir el deslizamiento del cimiento respecto a la losa de ensayo. De acuerdo a lo dicho, no se debe tomar en cuenta los valores obtenidos a partir del nivel de distorsión 1/200.

En cuanto al comportamiento del muro se observó una ligera trituración de los talones, además del levantamiento de parte de la viga de cimentación en el nivel de distorsión 1/100, lo cual evidenciaría una falla por flexión. Sin embargo, se observa que no existe una reducción de la capacidad para el siguiente nivel de distorsión. Con respecto al deslizamiento, éste se empieza a hacer evidente a partir del nivel de distorsión 1/100, produciéndose la rotura del dowell de malla a lo largo de la base.

MQE188EP-02

En el ciclo correspondiente al nivel de distorsión 1/200, se alcanzó la capacidad máxima del muro equivalente a 37.8 t, para la deformación 11.1mm (1/216), valor cercano al alcanzado en el muro anterior (38.4 t) y al valor calculado del diagrama de interacción (35.5 t), observándose a este nivel el levantamiento del muro con parte de la viga de cimentación, por lo que se puede considerar un inicio de falla por flexión. Posteriormente, en el nivel de distorsión 1/100, además de incrementarse el levantamiento del muro con la cimentación, se evidenció el deslizamiento a través de la base, además de una ligera trituración en algunas zonas a lo largo de la base. De acuerdo a lo anterior podemos determinar que el muro alcanza su capacidad máxima por flexión para el nivel de distorsión 1/200, produciéndose una posterior falla por deslizamiento.

MQE188EP-03

En el ciclo correspondiente al nivel de distorsión 1/100, se alcanzó la capacidad máxima del muro, alcanzando un valor de 43 t, para una deformación de 22.07 mm (1/109), produciéndose en este punto el incremento considerable del espesor de una grieta (principalmente horizontal), reduciéndose la capacidad a 29 t, con una deformación de 45.79 mm (1/52). Al inicio de este ciclo, empezaron a cobrar importancia un par de grietas diagonales en el extremo derecho del muro (las grietas no llegaban al extremo del muro). Posteriormente empezó a aparecer una grieta horizontal que partía del extremo derecho del muro, cerca de la línea de fin del dowell (50cm sobre la base), la cual fue obteniendo mayor importancia hasta la rotura de la misma, reduciéndose el espesor de las grietas diagonales formadas inicialmente. Se debe enfatizar que al existir un dowell de acero convencional con una cuantía superior a la de la malla, se tiene dos secciones distintas, con sus respectivas capacidades, observándose que las fallas descritas anteriormente sucedieron por encima de la línea del dowell, donde solo existía el refuerzo de la malla QE-188.

De acuerdo a lo antes dicho podemos observar que inicialmente se presentó una grieta significativa por corte. Sin embargo, la aparición de la grieta horizontal de gran proporción así como las razones expuestas en la sección 5.5, evidencian una falla debido a la interacción de la flexión con el deslizamiento.

MFIEN3EP - 01

En el ciclo correspondiente al nivel de distorsión 1/100, se alcanzó la capacidad máxima del muro, llegando a un valor de 46.5 t, para un nivel de distorsión de 26.4 mm (1/90), valor cercano al calculado con el diagrama de interacción que es de 40.7 t. En este muro se observó el levantamiento considerable de la base del muro en las zonas de tracción por flexión (actuador comprimiendo), así como también el inicio de la trituración de los talones, por lo que se puede determinar que la falla de este muro fue por flexión. Sin embargo, se tuvieron evidencias de deslizamiento a lo largo de la base para el nivel de distorsión 1/50, lo cual se verificó al picar la base, y observar la deformación de las varillas a lo largo de la misma. Sin embargo, no se observó la rotura de las varillas. De acuerdo a lo antes descrito podemos determinar que el muro alcanzó su capacidad máxima por flexión en la distorsión 1/100, posteriormente se

observó un ligero deslizamiento en la base del muro sin producirse la rotura de las varillas.

MQE188PP-01

Se observó un comportamiento de flexión pura, durante todo el ensayo, alcanzándose una capacidad de 0.84 t, para una distorsión de 50.73mm (1/47), mientras que la capacidad teórica obtenida a partir del diagrama de interacción es de 0.94 t.

MÓDULO

La capacidad máxima del módulo se alcanzó para el ciclo correspondiente al nivel de distorsión 1/200, llegando a un valor de 88.1 t, para una deformación de 9.38 mm. A partir de este punto se produjo un descenso en la capacidad para los siguientes niveles de distorsión. En el nivel de distorsión 1/150, se observó el inicio del deslizamiento del muro central, apareciendo muestras de punzonamiento en el muro perpendicular debido al deslizamiento. Al llegar al nivel de distorsión 1/100, se presentaron roturas diagonales en el muro de la entrada principal y en el muro posterior, evidenciándose una falla por corte en los mismos, además del deslizamiento del muro central antes mencionado.

5.6.4 Comentarios y Observaciones

En cuanto al comportamiento general de los muros se puede observar que en los muros reforzados con malla electrosoldada y dowell de malla, el inicio de la falla fue por flexión, evidenciándose a través de la trituración de los talones, y en algunos casos con el rompimiento de parte de la viga de cimentación debido a la tracción por flexión, presentándose posteriormente una falla por deslizamiento que se evidenciaba con la rotura de la malla a lo largo de la base así como la trituración del concreto a lo largo de la misma.

Con respecto a los muros reforzados con malla electrosoldada y dowell de acero convencional, se observó que para el muro reforzado con malla QE-188, la falla se produjo por la interacción de la flexión con el deslizamiento, por encima de la zona del dowell (cabe resaltar que en este muro, la cuantía de la malla QE-188, es menor que la cuantía del dowell de acero), mientras que en el muro reforzado con malla QE-257, la falla se produjo a lo largo de la base presentándose una falla por flexión con un

posterior deslizamiento sin llegar a producirse la rotura del dowell de acero convencional (en el caso de este muro la cuantía del dowell 3/8 @ 0.25 era ligeramente mayor que la cuantía de la malla QE-257, sin embargo al multiplicar esta cuantía por el esfuerzo de fluencia respectivo, la malla sobrepasa al dowell de acero convencional). En el muro MFEN3EP-01 reforzado con acero convencional se observó una falla por flexión, presentándose posteriormente un deslizamiento a lo largo de la base, sin llegar a producirse la rotura de las varillas de acero.

En lo referente al módulo, debido a la interacción existente con los muros perpendiculares se presentó un tipo de falla distinto, observándose que en los muros extremos (entrada principal y muro posterior), la falla predominante fue por corte, mientras que en el muro central se produjo una falla por deslizamiento prevaleciendo sobre la de corte, no presentándose daños por flexión significativos en ninguno de los muros del módulo a diferencia de los muros aislados ensayados previamente en los cuales el inicio de falla fue por flexión.

Al comparar la capacidad máxima alcanzada por los muros durante el ensayo, se observó que los muros reforzados con malla QE-257, alcanzaron una capacidad máxima de 44 t, mientras que los muros reforzados con malla QE-188, llegaron a alcanzar una capacidad de 38 t, siendo equivalente al 86% de la capacidad de los muros QE-257; al emplear dowells de acero convencional la capacidad del muro con malla QE-188 se incrementó a 43 t, mientras que el muro reforzado con malla QE-257 se mantuvo en 44 t; con respecto al muro reforzado íntegramente con acero convencional, su capacidad fue ligeramente mayor a la alcanzada por los muros con malla QE-257, alcanzándose una capacidad de 46.5 t.

Con respecto a las deformaciones se puede observar de la curva envolvente que en el caso de los muros reforzados con malla electrosoldada, la capacidad máxima se alcanza para distorsiones alrededor de 1/200, mientras que al emplear dowell de acero convencional, esta capacidad se alcanza para mayores deformaciones, alcanzándose la capacidad máxima entre 1/200 y 1/100, al igual que con el muro reforzado con acero convencional.

En la Tabla 5.20, donde se muestran los valores de la energía disipada para cada muro, podemos observar que el muro MQE188EP-01 presenta valores distantes del promedio, por lo que se decidió ignorar esos resultados. Con respecto a los demás muros, se puede observar que para la distorsión 1/200 la energía disipada en el primer ciclo para todos los muros está alrededor de 5000 Joules. Sin embargo, al comparar la energía disipada para el primer ciclo del nivel de distorsión 1/50, se observa que para los muros reforzados con malla QE-257 (el muro MQE188EP-02 no alcanza este nivel de distorsión), la energía disipada es ligeramente menor que en los muros en los que se emplea dowell de acero convencional y que en los muros reforzados íntegramente con acero convencional, esto debido al comportamiento mas dúctil de estos últimos. Si observamos los valores de ductilidad para todos los muros (ver Tabla 5.17), observamos que en los muros en los que se emplea dowell de acero convencional, la ductilidad es mayor que la obtenida para los muros reforzados íntegramente con malla electrosoldada.

CAPITULO VI: DIAGNOSIS DEL COMPORTAMIENTO ELÁSTICO DE LOS ESPECÍMENES

6.1 Método de los Elementos Finitos

La técnica de los elementos finitos es un método aproximado confiable que permite estudiar estructuras continuas con modelos discretos. Así en vez de proponer aproximaciones válidas para todo el medio de estudio, se utiliza un conjunto de aproximaciones de carácter local; para ello el medio estudiado se supone dividido en subregiones o elementos que se interconectan en nudos, estableciéndose para el análisis relaciones entre las fuerzas y los desplazamientos para cada nudo, respetando las condiciones de equilibrio y compatibilidad en los mismos.

Este método permite una forma de solución sistemática, lo cual facilita el uso de programas de cómputo para realizar el análisis.

El análisis estático de una estructura, implica los siguientes pasos:

- a) Discretización del medio continuo.
- b) Estudio de cada elemento por separado y evaluación de su matriz de rigidez.
- c) Ensamble adecuado de las matrices de rigidez de los elementos para formar la matriz de rigidez de la estructura.
- d) Formación de las matrices de carga.
- e) Condensación de las matrices de rigidez y carga.
- f) Formulación de las condiciones de borde y las consecuentes modificaciones de las matrices de rigidez y cargas aplicadas.
- g) Solución del sistema de ecuaciones.
- h) Evaluación de esfuerzos internos en los elementos.

6.2 Consideraciones tomadas para el análisis de los muros

Para el modelamiento de los muros se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000, programa de cómputo que aplica la técnica de elementos finitos al análisis de estructuras.

6.2.1 Del análisis

- Comportamiento lineal elástico (relación esfuerzo-deformación) y estado plano de esfuerzos.
- Comportamiento isotrópico de los materiales

6.2.2 De la discretización de los elementos finitos

- Se ha considerado una malla de elementos cuadrados con cuatro nudos.
- El número total de elementos y nudos para la estructura es igual para todos los muros, siendo la densidad de la malla uniforme en toda el área.

6.2.3 Condiciones de borde y grados de libertad

- Para todos los nudos de la estructura se han considerado seis grados de libertad, a excepción de los nudos de la base, los cuales se han tomado como empotrados (sin ningún grado de libertad).
- En el caso del análisis no lineal elástico, los nudos a lo largo de la base estaban restringidos en todos los grados de libertad, a excepción de la dirección vertical, en donde se colocaron elementos Link (Multi-linear elástico) cuyas características dependían de las propiedades del refuerzo.

6.2.4 De los materiales

- Concreto

Módulo de Elasticidad : $E = 15000\sqrt{f'c} = 230000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson : $\mu = 0.20$

Peso específico : $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$

6.2.5 De las cargas

- Para cada tipo de muro, se tomó una sola combinación de cargas que incluye la carga vertical de confinamiento (en caso la hubiera) y una carga horizontal dentro del estado elástico, en la dirección del actuador.
- Para la aplicación de la carga lateral, se tomo el valor obtenido experimentalmente en el nivel de distorsión 1/3200, para los muros cargados en su plano y en el nivel de distorsión 1/1600, para el muro cargado perpendicularmente a su plano.
- La aplicación de una carga vertical de confinamiento constante, equivalente al peso que soportaría un muro del primer nivel en un edificio de 5 pisos.

- Para la aplicación de las cargas horizontales y verticales, se consideró una distribución uniforme en la parte superior del muro, para simular la transmisión real de dichas cargas que se dio experimentalmente a través de una viga metálica emperrada en la parte superior del muro.

6.3 Consideraciones tomadas para el análisis del módulo

Para el modelamiento del módulo se utilizó también el programa de análisis estructural SAP2000.

6.3.1 Del análisis

- Comportamiento lineal elástico (relación esfuerzo-deformación) y estado plano de esfuerzos.
- Comportamiento isotrópico de los materiales

6.3.2 De la discretización de los elementos finitos

- Se ha considerado una malla de elementos cuadrados con cuatro nudos.
- Se buscó una uniformidad en la densidad de malla para todos los muros que conforman el módulo.

6.3.3 Condiciones de borde y grados de libertad

- Para todos los nudos de la estructura se consideraron los seis grados de libertad, a excepción de los nudos de la base, los cuales se han tomado como empotrados (sin ningún grado de libertad).

6.3.4 De los materiales

- Concreto

Módulo de Elasticidad : $E = 15000\sqrt{f'c} = 230000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson : $\mu = 0.20$

Peso específico : $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$

6.3.5 De las cargas

- Para el módulo se tomó una sola combinación de cargas que incluye la sobrecarga y dos cargas laterales dentro del estado elástico correspondiente a los dos actuadores.

- Para la aplicación de las cargas laterales, se tomó el valor obtenido experimentalmente en el nivel de distorsión 1/3200.
- Para la aplicación de las cargas laterales, se consideró una viga de acero con la sección correspondiente a la viga existente, unida a los nudos superiores del muro perpendicular a los actuadores. Sobre esta viga se aplicó las cargas puntuales de ambos actuadores

6.4 Comparación de los resultados obtenidos de los modelos matemáticos con la respuesta experimental de los especímenes

6.4.1 Muros ensayados con cargas paralelas a su plano

Para el análisis teórico se procedió a realizar un modelo matemático empleando el programa SAP2000, el cual se muestra en la figura 6.1. El modelo se realizó considerando las dimensiones de los muros ensayados, incluyendo la losa superior, así como también las propiedades de los materiales y demás consideraciones especificadas en la sección 6.2.

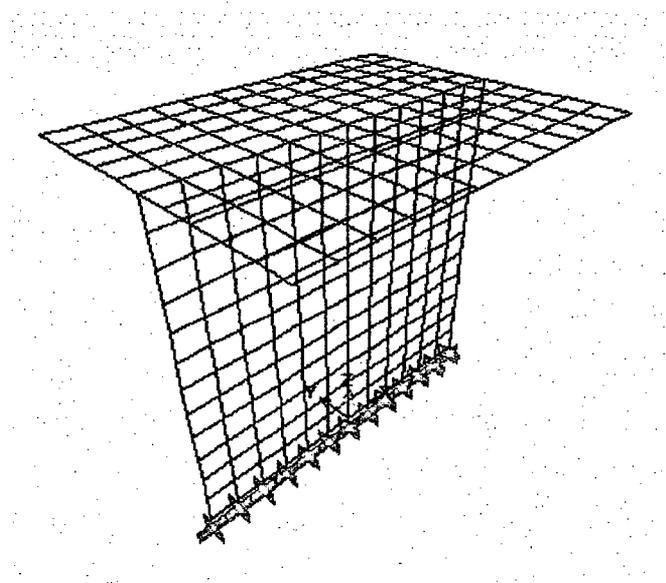


Figura 6.1 – Modelo matemático del muro

Al modelo se le aplicó una carga lateral de 15 t, correspondiente a la carga máxima alcanzada para el nivel de distorsión 1/3200 en el muro MQE257EP-01, así como también una carga vertical de 19 t correspondiente al actuador vertical (carga constante para todos los muros ensayados en su plano), y una sobrecarga de 0.2 t/m² sobre la losa superior, obteniéndose una deformación en el extremo superior izquierdo (donde se encontraba ubicado el transductor correspondiente al canal 5) de 0.385 mm. Con esta deformación se obtuvo la rigidez del sistema, dividiendo la carga aplicada entre la deformación, obteniéndose una rigidez de 39.0 t/mm. Este valor no depende del refuerzo empleado en cada muro, debido a que este análisis solo considera las características geométricas del muro no fisurado, así como también las características del concreto, siendo independiente de la cuantía o las propiedades del acero.

Este valor de rigidez obtenido a partir del modelo matemático lo podemos comparar con la rigidez teórica calculada de acuerdo a lo presentado en la sección 3.4, en la cual se obtuvo una rigidez para los muros de 40.0 t/mm, valor muy cercano a lo obtenido con el modelo matemático (39.0 t/mm). Sin embargo, estos valores difieren considerablemente de los valores de rigidez en el rango elástico obtenidos experimentalmente, los cuales se muestran en la tabla 6.1, siendo calculados a partir de la división de la carga lateral máxima entre la deformación correspondiente al nivel de distorsión 1/3200, tanto cuando el actuador tracciona como cuando comprime.

Tabla 6.1 - Rigideces experimentales

Muro	Rigideces (t/mm)		
	Comprimiendo	Traccionando	Promedio
MQE257EP-01	21.70	20.76	21.23
MQE257EP-02	19.04	24.13	21.59
MQE257EP-03	17.72	21.34	19.53
MQE188EP-01	20.35	18.56	19.45
MQE188EP-02	20.92	22.09	21.51
MQE188EP-03	21.53	16.63	19.08
MFEN3EP-01	17.35	27.76	22.56

Como se puede observar, los valores de rigidez obtenidos para los diferentes muros varían entre 16.63 t/mm y 22.09 t/mm. Si tomamos en cuenta el hecho de que la rigidez a este nivel depende principalmente del concreto y de las propiedades geométricas, podemos proceder a promediar estos valores, obteniéndose una rigidez de 20.7 t/mm. Este valor se encuentra muy por debajo de lo obtenido teóricamente por las fórmulas consideradas en la sección 3.4 y lo obtenido con el programa SAP2000. Esta diferencia se debe principalmente a la falta de continuidad existente entre el concreto del muro y la viga de cimentación, por lo que en las zonas donde se presenta tracción vertical debido a la flexión solo trabaja el acero de refuerzo, lo que reduce la rigidez del conjunto, por lo que el considerar empotramiento perfecto en el modelo, no refleja las condiciones reales de apoyo del sistema.

La convención de signos usada para los esfuerzos es de signo (+) para los esfuerzos de tracción y signo (-) para los esfuerzos de compresión. En el muro (Fig. 6.3), podemos observar una concentración principalmente de esfuerzos verticales (S22) en los talones, lo cual refleja el daño producido en esa zona durante los ensayos.

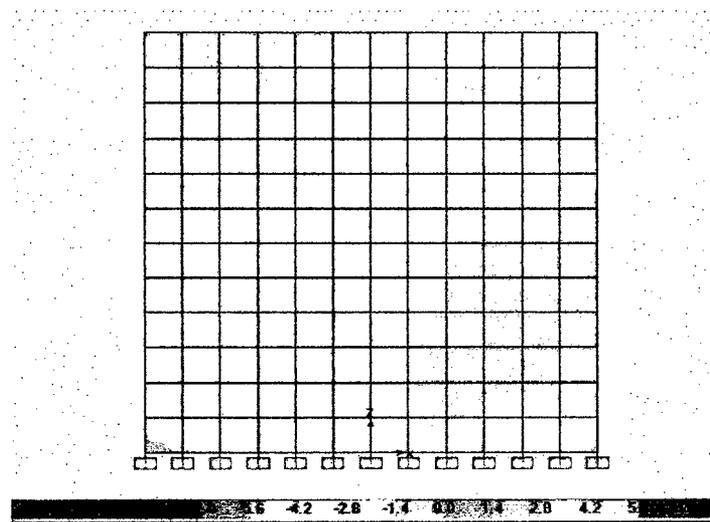


Figura 6.2 – Esfuerzos S11 (kg/cm²)

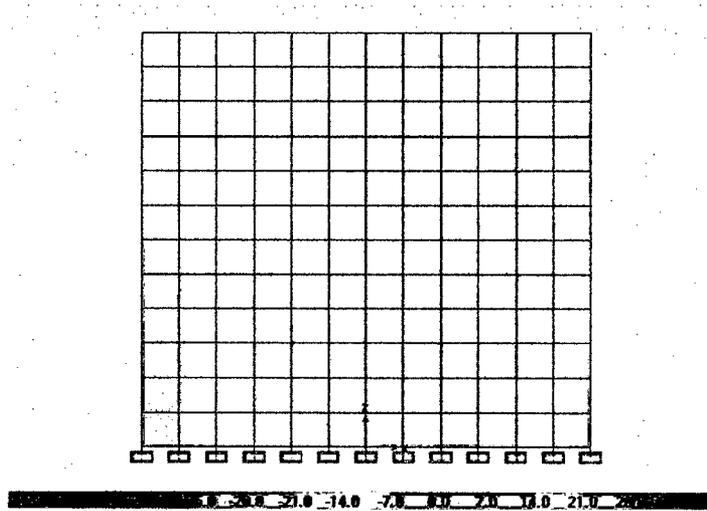


Figura 6.3 – Esfuerzos S22 (kg/cm²)

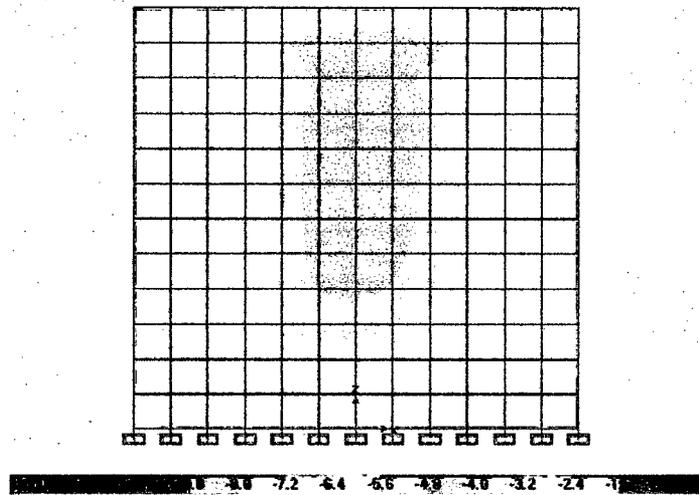


Figura 6.4 – Esfuerzos S12 (kg/cm²)

6.4.2 Muro ensayado con carga perpendicular a su plano (MQE188PP-01)

Para el análisis teórico se planteó un modelo matemático empleando el programa SAP2000, el cual se muestra en la figura 6.5. El modelo se realizó considerando las dimensiones del muro ensayado, incluyendo la viga solera, así como también las propiedades de los materiales y demás consideraciones especificadas en la sección 6.2.

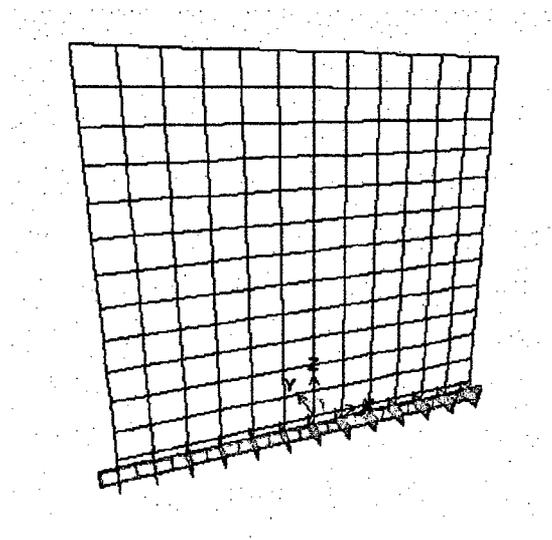


Figura 6.5 – Modelo matemático del muro MQE188PP-01

Al modelo se le aplicó una carga perpendicular a su plano de 0.1 t, correspondiente a la carga máxima alcanzada para el nivel de distorsión 1/3200 en el muro MQE188PP-01, obteniéndose una deformación en la parte central superior (donde se encontraba ubicado el transductor correspondiente al canal 4) de 0.93 mm. Con esta deformación se obtuvo la rigidez del sistema, dividiendo la carga aplicada entre el desplazamiento, obteniéndose una rigidez de 0.11 t/mm, al igual que en el caso anterior este valor no depende del refuerzo empleado.

Este valor de rigidez obtenido a partir del modelo matemático lo podemos comparar con la rigidez teórica calculada de acuerdo a lo presentado en la sección 3.4, en la cual se obtuvo una rigidez de 0.11 t/mm, valor igual a lo obtenido con el modelo matemático. Sin embargo, este valor difiere del valor de rigidez en el rango elástico obtenido experimentalmente, el cual se muestra en la tabla 6.2, siendo calculados a partir de la división de la carga lateral máxima entre la deformación correspondiente

al nivel de distorsión 1/3200, tanto cuando el actuador tracciona como cuando comprime.

Tabla 6.2 - Rigideces experimentales (MQE188PP-01)

Muro	Rigideces (t/mm)		
	Comprimiendo	Traccionando	Promedio
MQE188PP-01	0.067	0.071	0.069

6.4.3 Módulo

Para el análisis del módulo se procedió a realizar un modelo matemático empleando el programa SAP2000, el cual se muestra en la figura 6.6. El modelo se realizó considerando las dimensiones del módulo ensayado, así como también las propiedades de los materiales y demás consideraciones especificadas en la sección 6.3.

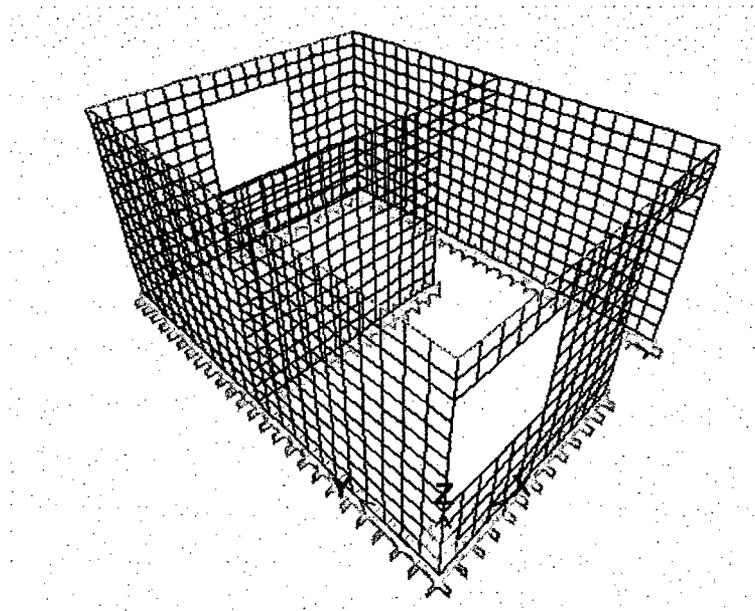


Figura 6.6 – Modelo matemático del módulo

Al modelo se le aplicó una carga lateral de 30 t, correspondiente a la carga máxima alcanzada para el nivel de distorsión 1/3200 en el módulo, obteniéndose una deformación en la parte central superior (donde se encontraba ubicado el transductor correspondiente al canal 5) de 0.22 mm. Con esta deformación se

obtuvo la rigidez del sistema, dividiendo la carga aplicada entre el desplazamiento, obteniéndose una rigidez de 135.4 t/mm.

Este valor de rigidez obtenido a partir del modelo matemático (135.4 t/mm) difiere considerablemente del valor de rigidez en el rango elástico obtenido experimentalmente, el cual se muestra en la tabla 6.3, siendo calculado a partir de la división de la carga lateral máxima entre la deformación correspondiente al nivel de distorsión 1/3200, tanto cuando el actuador tracciona como cuando comprime. La diferencia, al igual que en los casos anteriores, se debe principalmente a la falta de continuidad existente entre el concreto del módulo y su cimentación, lo que reduce la rigidez del conjunto. Por tanto, el considerar empotramiento perfecto en el modelo no refleja las condiciones reales de apoyo del sistema.

Tabla 6.3 - Rigideces experimentales módulo

Módulo	Rigideces (t/mm)		
	Comprimiendo	Traccionando	Promedio
SCVMML	48.84	56.11	52.47

En las siguientes gráficas se muestran la distribución de esfuerzos en los muros principales del módulo para el nivel de distorsión 1/3200. Para el muro de la entrada principal se observa concentración de esfuerzos horizontales (S11) en las esquinas de las ventanas y puertas, asimismo concentración de esfuerzos verticales (S22) en el talón derecho y en las esquinas de ventanas y puertas, y concentración de esfuerzos cortantes (S12) a lo largo de la diagonal.

En el muro central se observa concentración de esfuerzos horizontales (S11) en la esquina superior de la puerta, asimismo concentración de esfuerzos verticales (S22) en ambos talones y en la esquina superior de la puerta, también concentración de esfuerzos cortantes (S12) en la parte central del muro.

En el muro posterior se observa concentración de esfuerzos horizontales (S11) y esfuerzos verticales (S22) en las esquinas de la ventana central.

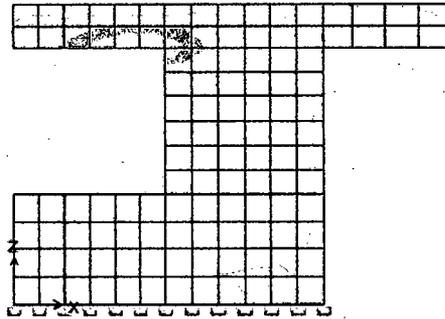


Figura 6.7 – Esfuerzos S11 (kg/cm²) - Muro entrada principal

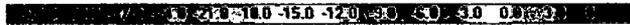
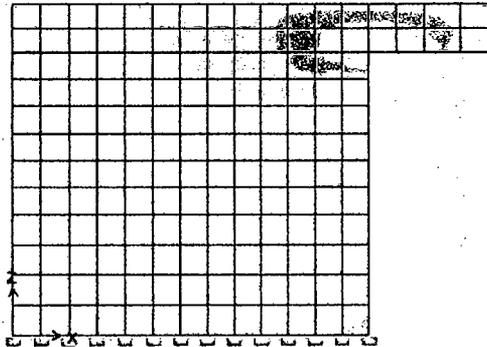


Figura 6.8 – Esfuerzos S11 (kg/cm²) - Muro central

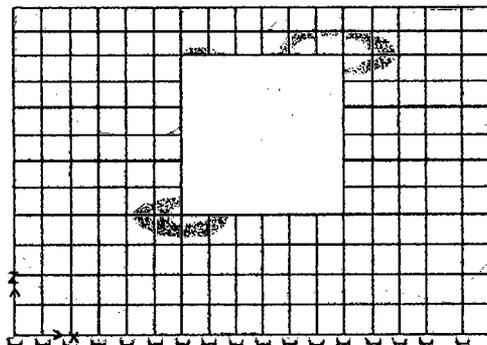


Figura 6.9 – Esfuerzos S11 (kg/cm²) - Muro posterior

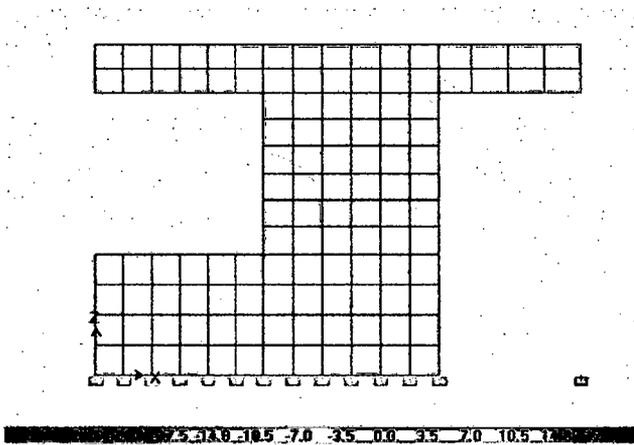


Figura 6.10 – Esfuerzos S22 (kg/cm²) - Muro entrada principal

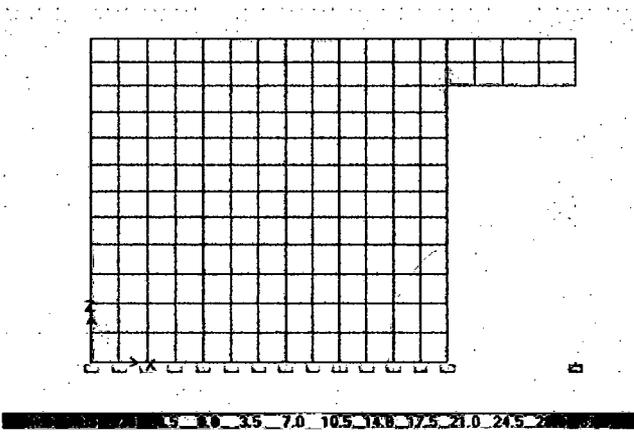


Figura 6.11 – Esfuerzos S22 (kg/cm²) - Muro central

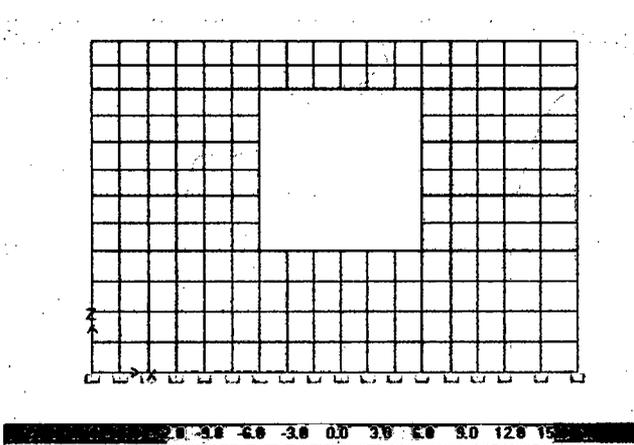


Figura 6.12 – Esfuerzos S22 (kg/cm²) - Muro posterior

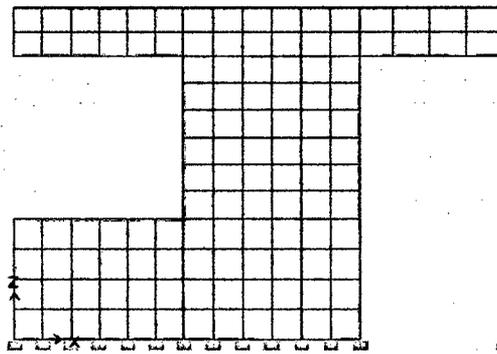


Figura 6.13 – Esfuerzos S12 (kg/cm²) - Muro entrada principal

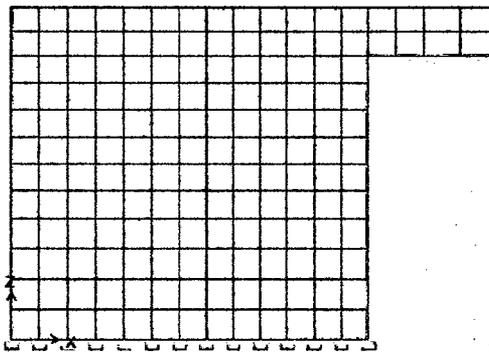


Figura 6.14 – Esfuerzos S12 (kg/cm²) - Muro central

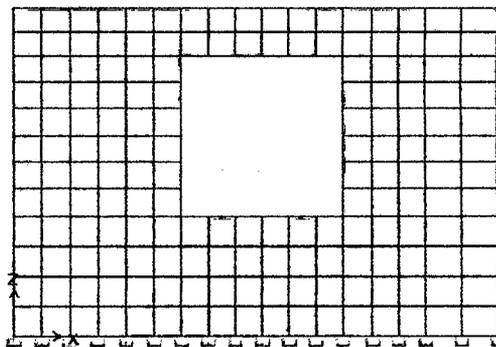


Figura 6.15 – Esfuerzos S12 (kg/cm²) - Muro posterior

6.5 Análisis Dinámico del módulo usando el espectro de diseño de la Norma Técnica de Edificación E-030

Se realizó un análisis sísmico dinámico del módulo. Para ello se procedió a realizar un modelo matemático empleando el programa SAP2000, considerando las dimensiones reales del módulo ensayado, con una densidad de muros de 3.42% en la dirección de aplicación de la carga, valor aceptable, al considerar que en general la densidad de muros en las edificaciones existentes varía entre 2 % a 5 %.

Para el cálculo de las masas se consideró para la carga muerta el peso propio de los elementos estructurales (muros y losa), así como también una carga adicional de 100 kg/m². Para la carga viva se consideró 100kg/m² para techos en viviendas, asimismo consideramos para el cálculo de la masa asociada al sismo, toda la carga muerta, mas el 25% de la carga viva tal como se especifica para edificaciones tipo C (vivienda), de acuerdo a lo especificado en el Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificación E-030, Sección 4.1.2.

Para el análisis dinámico se procede a calcular el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en la dirección de análisis, empleando la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Donde:

Z = 0.4	(Lima – Zona 3)
U = 1	(Edificación común tipo C – vivienda)
S = 1	(Suelo S1)
Tp = 0.4	
R = 3	(Valor recomendado en el presente trabajo para este sistema estructural)
g = 9.81 m/s ²	(Aceleración de la gravedad)

El espectro de pseudo-aceleraciones calculado se presenta en la figura 6.16. Al realizar este análisis, se obtuvo una deformación en la parte central superior (donde

se encontraba ubicado el transductor correspondiente al canal 5) de 0.055 mm, equivalente a una distorsión de 1/43000.

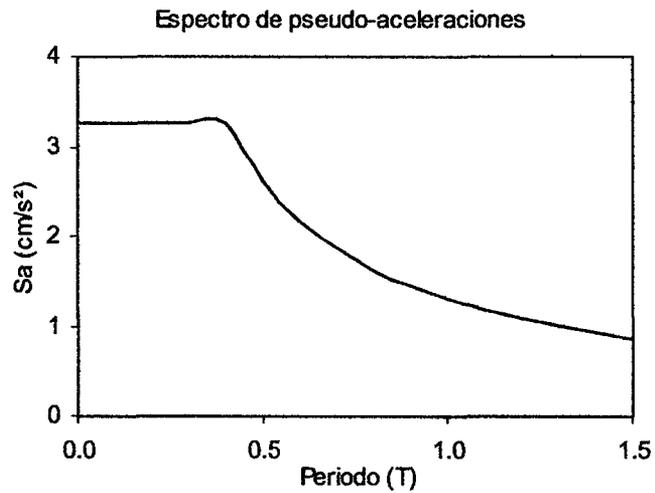


Figura 6.16 – Espectro de pseudo-aceleraciones

Se obtuvo un cortante dinámico en la base $V_d = 3.50$ t, el cual es menor que el 80% del cortante estático $V_e = 5.83$ t, por tanto se procedió a escalar el cortante dinámico para cumplir con las exigencias mínimas de la norma, obteniéndose un cortante en la base $V_d = 4.66$ t. Con este valor obtenemos que la capacidad del módulo equivale a 19 veces las exigencias de un sismo de diseño.

6.6 Análisis Estático de muros usando el espectro de diseño de la Norma Técnica de Edificación E-030

Para el análisis sísmico de los muros ensayados, se supuso que estos formaban parte de una edificación de 5 pisos, teniendo una luz libre de 3 m, una longitud de 2.65 m, igual a la de los muros ensayados y una altura de 2.40 m. Con esas dimensiones el área tributaria para el muro en cada piso sería de 7.95 m². Con un espesor del muro de 0.1m, obtenemos una densidad de muros de 3.3%.

Para el cálculo de las masas en cada piso, se consideró para la carga muerta además del peso propio de los muros y losas, una carga de 100 kg/m². Como carga viva se consideró una carga distribuida de 200 kg/m² en todos los niveles, excepto en el quinto nivel donde se consideró 100 kg/m², los cuales son valores de sobrecarga para edificaciones del tipo C (vivienda). Para el cálculo de las masas se debe considerar además de toda la carga muerta existente, el 25% de la carga viva, de acuerdo a lo especificado en el Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificación E-030, Sección 4.1.2. El peso resultante es de 24.08 t, y la masa 2.45 t-s²/m.

El análisis estático requiere el cálculo del periodo correspondiente al modo fundamental de la estructura, de acuerdo a lo especificado en la NTE E-030, Sección 17.2. El periodo de una estructura se puede aproximar dividiendo la altura entre un coeficiente; este coeficiente para edificaciones donde prevalecen los muros de corte es $C_T = 60$. Al ser una edificación de 5 pisos y considerando la altura de los muros, la altura total de la estructura sería de 12m, y al dividirla entre 60 obtenemos un periodo fundamental de la edificación de 0.20 s.

Con este periodo se procede a calcular el cortante basal, el cual se obtiene de la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde:

- $Z = 0.4$ (Lima – Zona 3)
 $U = 1$ (Edificación común tipo C – vivienda)
 $S = 1$ (Suelo S1)
 $T_p = 0.4$
 $R = 3$ (Valor recomendado en el presente trabajo para este sistema estructural)
 $P = 24.08 \text{ t}$ (Peso para el muro analizado)

Con estos valores se obtuvo un cortante en la base $V = 8.03 \text{ t}$. Sin embargo, además de la cortante, el sismo también producirá un momento en la base, para el cálculo de este momento se procede a distribuir la fuerza sísmica en altura, tal como se especifica en la sección 17.4 de la N.T.E. E-030. La distribución de la fuerza sísmica, así como también el cálculo del momento actuante en la base se presenta en la tabla 6.4.

Tabla 6.4 – Distribución de la Fuerza Sísmica en altura

Nivel	$P_i \text{ (t)}$	$h_i \text{ (m)}$	$P_i \times h_i$	$F_i \text{ (t)}$	$M_i = F_i \times h_i$
5	4.05	12.00	48.56	2.31	27.72
4	5.01	9.60	48.08	2.29	21.95
3	5.01	7.20	36.06	1.72	12.35
2	5.01	4.80	24.04	1.14	5.49
1	5.01	2.40	12.02	0.57	1.37
			168.76	8.03	68.88

Podemos observar que el momento en la base del muro sería de 68.9 t-m, y el cortante 8.03 t. Con estos valores procedemos a calcular la relación entre las exigencias producidas por un sismo de diseño y la capacidad del muro considerando tanto las fórmulas teóricas determinadas en el capítulo 3, como los resultados obtenidos de los ensayos.

Considerando las fórmulas teóricas podemos obtener la capacidad al corte y a la flexocompresión. En la tabla 6.5 se muestra la relación entre las capacidades teóricas y las exigencias debidas al sismo de diseño.

Tabla 6.5 – Comparación de capacidades teóricas con las exigencias debidas al sismo de diseño

Muro	Corte		Flexocompresión *	
	Norma	Vteor/Vsismo	Diag. Inter.	Mteor/Msismo
MQE257EP-01	53.0	6.60	95.5	1.39
MQE257EP-02	53.0	6.60	95.5	1.39
MQE257EP-03	53.0	6.60	100.1	1.45
MQE188EP-01	45.7	5.69	87.4	1.27
MQE188EP-02	45.7	5.69	87.4	1.27
MQE188EP-03	45.7	5.69	100.1	1.45
MFEN3EP-01	51.1	6.37	100.1	1.45

* Los valores de capacidad a la flexocompresión se calcularon considerando una carga axial equivalente a un edificio de 5 pisos.

Se observa que la capacidad del muro al corte es de 5.7 a 6.6 veces la exigencia al corte debido a un sismo de diseño, sin embargo la capacidad del muro a la flexocompresión es de solamente 1.3 a 1.45 veces la exigencia debida al sismo de diseño.

Si comparamos con los resultados de los ensayos, tenemos que el inicio de la falla en los muros fue debido a la flexión. La comparación de estos valores con las exigencias sísmicas se presenta en la tabla 6.6. Como se puede observar, la capacidad de los muros fue en promedio 1.5 veces las exigencias de un sismo de diseño.

Tabla 6.6 – Comparación de la capacidad experimental con las exigencias debidas al sismo de diseño

Muro	Carga lateral (t)	Momento en la base (t-m)	Mexp/Msismo
MQE257EP-01	42.7	104.9	1.52
MQE257EP-02	44.5	109.4	1.59
MQE257EP-03	44.4	109.3	1.59
MQE188EP-01	38.4	94.6	1.37
MQE188EP-02	37.8	93.0	1.35
MQE188EP-03*	43.0	—	—
MFEN3EP-01	46.5	114.5	1.66

* Para el muro MQE188EP-03, la falla no fue a nivel de la base.

Para calcular las deformaciones, se hizo un modelo matemático en el programa SAP2000 de un sistema muro-losa de 5 niveles al cual se le aplicó las cargas laterales debidas al sismo calculadas en la tabla 6.4, obteniéndose las

deformaciones presentadas en la tabla 6.7, encontrándose en todos los casos por debajo del nivel de distorsión máximo recomendado 1/200.

Tabla 6.7 – Deformaciones para el análisis sísmico estático

Nivel	Deformación (mm)		Distorsión de entepiso	
	Total	De entepiso		
5	18.52	5.01	0.0021	1 / 479
4	13.52	4.83	0.0020	1 / 497
3	8.69	4.25	0.0018	1 / 565
2	4.44	3.11	0.0013	1 / 771
1	1.32	1.32	0.0006	1 / 1813

En general, podemos observar que ante un sismo de diseño las exigencias por flexión pueden ser mucho más considerables que las exigencias por corte para una edificación de varios pisos, así tenemos que para una cortante de solo 8 t, el momento flector resultante en la base es muy cercano a la capacidad por flexión de los muros.

6.7 Análisis No Lineal Elástico para los muros

En los modelos matemáticos para los muros presentados en la sección 6.4.1, se consideró un empotramiento perfecto en la base, obteniéndose una rigidez de 39 t/mm, valor muy por encima de lo obtenido experimentalmente, en el cual se obtuvo una rigidez promedio de 20.7 t/mm, esta diferencia puede explicarse principalmente debido a la falta de continuidad existente entre el concreto del muro y la viga de cimentación, por lo que en las zonas donde se presenta tracción vertical debido a la flexión solo trabaja el acero de refuerzo, lo que reduce la rigidez del conjunto, tomando en cuenta lo antes mencionado se procedió a realizar un modelo matemático en el cual se representa la tracción del refuerzo de acero a través de resortes.

Para el análisis teórico se procedió a realizar un modelo matemático empleando el programa SAP2000, el cual se muestra en la figura 6.17, el modelo se realizó considerando las dimensiones de los muros ensayados, así como también las propiedades de los materiales y demás consideraciones especificadas en la sección 6.2.

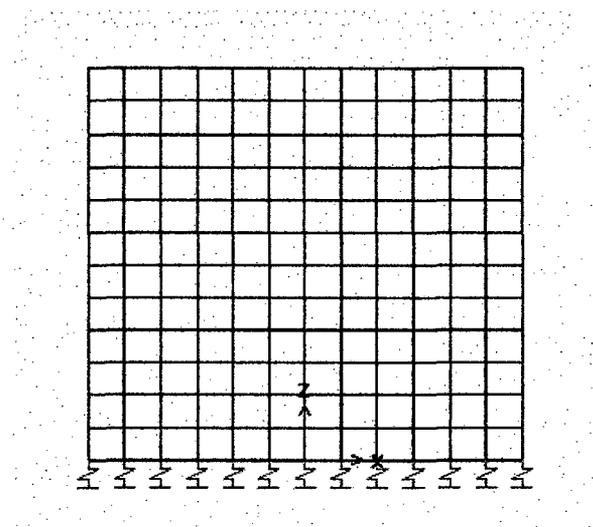


Figura 6.17 – Modelo matemático no lineal elástico

Al modelo se le aplicó una carga vertical constante de 21.7 t que comprende la carga que soportaría un muro del primer nivel en un edificio de 5 pisos, además del peso de la losa y una sobrecarga de 0.2 t/m² sobre la misma. Los nudos a lo largo de la base están restringidos para desplazamientos horizontales en el plano XY, en

la dirección vertical se colocaron elementos Link (Multi-linear elástico), las propiedades de estos elementos dependen del acero de refuerzo (dowell), por lo que se hizo dos modelos considerando dowells de malla QE-188 y QE-257.

El comportamiento de estos elementos varia de acuerdo al tipo de fuerzas verticales a las que esta sometido cada nudo (ver figura 6.18), en el caso de existir compresión se consideró una deformación nula debido a que se supuso que en el rango elástico las deformaciones que se producian en el concreto eran mínimas en relación con la deformación de la zona en tracción, en la cual la rigidez de los resortes está en función del área de las varillas del dowell de malla (A) en la zona de unión cimentación-muro, del módulo de elasticidad del refuerzo (E) y de la longitud deformable (L), mediante la siguiente expresión:

$$K = \frac{EA}{L}$$

El modelo matemático, incluía elementos shell de 0.22 m de ancho, por lo que se tuvo que calcular un área tributaria de acero a ser considerada en cada nudo, como el espaciamiento de las varillas en las mallas era de 15 cm, se tenía una relación de 1.46 varillas por nudo, lo que nos proporcionaba el área de acero a ser considerado. Con respecto a la longitud deformable (L), ésta se supuso que podría alcanzar un valor máximo igual al espaciamiento existente entre las varillas de la malla (0.15m), esto debido a que al producirse el levantamiento del muro se presenta una deformación, la cual se supone es absorbida por la longitud deformable, ya que se considera que los puntos de intersección de la varilla vertical con las horizontales superior e inferior no pueden deformarse, debido a que esto implicaría la trituración del concreto en la zona cercana a dichos puntos. Sin embargo, esta longitud deformable (L) podría ser algo menor dependiendo de la adherencia entre el concreto y la malla. Considerando un valor de L = 0.15 m se obtuvo las siguientes características para los elementos Link.

Tabla 6.8 – Rigideces para los elementos Link

Malla	Area varilla cm ²	Area Total * cm ²	K (kg/cm)
QE-257	0.385	0.564	66980
QE-188	0.283	0.415	49210

* El área total es igual al área de una varilla multiplicada por 1.46

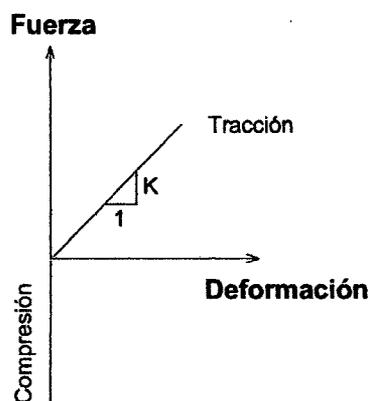


Figura 6.18 – Gráfica Fuerza-Deformación del elemento Link (Multi-Lineal)

Como se observa en la tabla 6.9, los valores obtenidos para la deformación y rigidez tanto experimental como teóricamente (modelo no lineal elástico) son muy similares, por lo que podemos concluir que el modelo propuesto se ajusta a las condiciones reales de apoyo del sistema. En la figura 6.19 se puede observar la deformación de los nudos a lo largo de la base, notándose que los 5 primeros nudos del extremo izquierdo no se deforman, al estar la zona sometida a compresión, mientras que los demás nudos se levantan al estar sometidos a tracción debido a la flexión (ver figura 6.19).

Tabla 6.9 – Valores de deformación y rigidez

Malla	Carga (t)	Deformación (mm)		Rigidez (t/mm)	
		Experimental	Modelo	Experimental	Modelo
QE-257	15.02	0.690	0.681	21.77	22.06
QE-188	15.44	0.740	0.773	20.86	19.97

Considerando el modelo matemático no lineal elástico para el nivel de distorsión 1/3200, se presentan los esfuerzos producidos en el muro reforzado con dowell de malla QE-257, los cuales reflejan con mayor exactitud lo obtenido experimentalmente, así para los esfuerzos verticales (S22) se observa claramente una mayor concentración de esfuerzos de compresión en el talón izquierdo, y una disminución de esfuerzos de tracción en el talón derecho (ver figura 6.21), lo que no ocurría cuando se consideraba empotramiento perfecto en el modelo. Asimismo los esfuerzos de corte (S12) son más significativos en el talón izquierdo (ver figura 6.22).

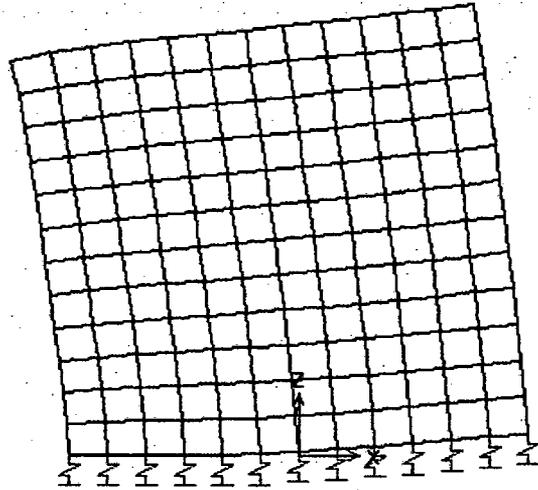
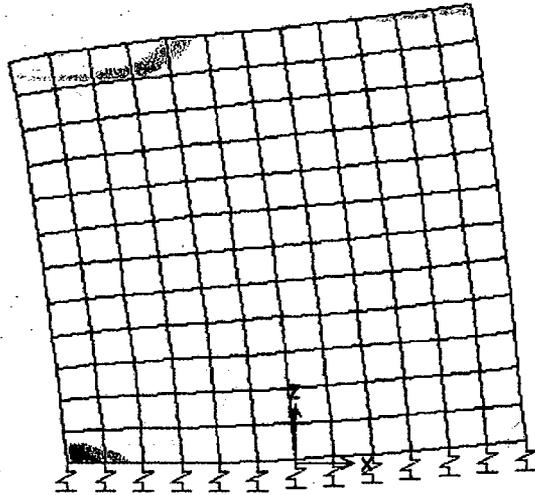


Figura 6.19– Modelo matemático no lineal elástico deformado



35 44 22 0.0 22 44 35 88 11 013

Figura 6.20 – Esfuerzos S11 (kg/cm²)

CAPITULO VII: CONCLUSIONES

Aspectos Generales

El presente sistema estructural facilita la construcción industrializada in situ, debido a que siguiendo un proceso repetitivo permite la producción en serie de unidades de vivienda.

El encofrado que utiliza está compuesto de módulos de aluminio fundido de diferentes dimensiones, que ensamblados conforman la formaleta para los muros y losas de la edificación.

El sistema permite vaciar monolíticamente muros y losas, lo que permite alcanzar mayor velocidad constructiva. Se recomienda realizar una adecuada compactación o vibrado del concreto para eliminar el exceso de aire atrapado en la mezcla. Esto se logra mediante el uso de vibradores, así como también golpeando la formaleta con martillo o mazo de caucho durante el vaciado, a fin de obtener una superficie de buen acabado.

Después del vaciado del concreto es necesario mantenerlo en condiciones de humedad y temperatura, que permitan obtener la resistencia prevista, así como reducir la contracción por secado, siendo esta última generalmente la causa principal de fisuración del concreto.

En los especímenes se presentó segregación en la base de los muros, debido principalmente al procedimiento de vaciado del concreto, el cual se realiza desde una altura de 2.4 m.

Análisis Teórico

Con respecto a las cuantías mínimas, podemos establecer que los muros reforzados con malla QE-188 no cumplen con las condiciones establecidas por la norma, mientras que los muros reforzados con malla QE-257 si estarían por encima del rango.

Al calcular la capacidad al corte de los muros, se puede observar que los valores obtenidos para tracción diagonal según la norma N.T.E. E-060 son menores,

mientras que las ecuaciones propuestas por Paulay & Priestley son las que nos dan mayores valores de capacidad.

Para los muros ensayados en su plano, de acuerdo a la predicción teórica, el tipo de falla sería por flexión, el cual se presentó inicialmente en los muros. Sin embargo al ir incrementándose la deformación por flexión, la capacidad del muro al deslizamiento disminuye, pudiéndose presentar deslizamiento a lo largo de la base.

En el caso del muro ensayado con acción perpendicular a su plano, se puede observar que la capacidad al corte (10.7 t), es mucho mayor que su capacidad por flexión (0.94 t), por lo que se esperaba este tipo de falla, lo cual se produjo experimentalmente.

Resultados experimentales

En cuanto al comportamiento general de los muros ensayados en su plano, se puede observar que en los muros reforzados con malla electrosoldada y dowell de malla, el inicio de la falla fue por flexión, presentándose posteriormente una falla por deslizamiento que se evidenciaba con la rotura de la malla a lo largo de la base así como la trituración del concreto a lo largo de la misma. Con respecto a los muros reforzados con malla electrosoldada y dowell de acero convencional, se observó que para el muro reforzado con malla QE-188, la falla se produjo por la interacción de la flexión con el deslizamiento, por encima de la zona del dowell, mientras que en el muro reforzado con malla QE-257, la falla se produjo a lo largo de la base presentándose una falla por flexión con un posterior deslizamiento sin llegar a producirse la rotura del dowell de acero convencional. En el muro MFEN3EP-01 reforzado con acero convencional se observó una falla por flexión, presentándose posteriormente un deslizamiento a lo largo de la base, sin llegar a producirse el rompimiento de las varillas de acero.

En lo referente al módulo debido a la interacción existente con los muros perpendiculares, se presentó un tipo de falla distinto, observándose que en los muros extremos (entrada principal y muro posterior), la falla predominante fue por corte, mientras que en el muro central se produjo una falla por deslizamiento.

Al comparar la capacidad máxima alcanzada por los muros durante el ensayo, se observó que los muros reforzados con malla QE-257, alcanzaron una capacidad máxima de 44 t, mientras que los muros reforzados con malla QE-188, llegaron a alcanzar una capacidad de 38 t, siendo equivalente al 86% de la capacidad de los muros QE-257. Al emplear dowells de acero convencional la capacidad del muro con malla QE-188 se incrementó a 43 t, mientras que el muro reforzado con malla QE-257 se mantuvo en 44 t. Con respecto al muro reforzado íntegramente con acero convencional, su capacidad fue ligeramente mayor a la alcanzada por los muros con malla QE-257, alcanzándose una capacidad de 46.5 t.

Con respecto a las deformaciones se puede observar de la curva envolvente que en el caso de los muros reforzados con malla electrosoldada, la capacidad máxima se alcanza para distorsiones alrededor de 1/200, mientras que al emplear dowell de acero convencional, la capacidad máxima se alcanza para mayores deformaciones (entre 1/200 y 1/100), al igual que con el muro reforzado con acero convencional.

Con respecto a la ductilidad, se observa que en los muros con dowell de acero convencional, se obtiene valores mayores que los obtenidos para los muros reforzados con dowell de malla.

En el caso de los muros ensayados con acción perpendicular a su plano, se observó un comportamiento de flexión pura durante todo el ensayo, alcanzándose una capacidad máxima de 0.84 t para el nivel de distorsión 1/50.

Factor R

Para los muros reforzados con malla electrosoldada, el valor de R fue calculado para el nivel de distorsión 1/200, este valor está en el rango entre 3.08 y 3.12, para los muros reforzados con malla QE257 y entre 3.19 y 3.69 para los muros reforzados con malla QE188. De acuerdo a esto, se puede recomendar un coeficiente de reducción de la fuerza sísmica $R = 3$, para el análisis de este tipo de muros.

La carga máxima para el muro reforzado con malla de acero dúctil MFEN3EP-01, se encuentra en el nivel de distorsión 1/100. Sin embargo, para este nivel ya se encuentra daño considerable en el muro, lo que no sucede para el nivel 1/200, por

lo que podemos establecer que el desplazamiento lateral permisible se encuentra entre ambas distorsiones. El valor de R para el nivel de distorsión 1/200 es de 2.69 y de 3.66 para el nivel de distorsión 1/100.

Para el módulo se puede establecer un desplazamiento lateral permisible de 12mm correspondiente a una distorsión de 1/200, obteniéndose un valor de R igual a 3.23 cuando el actuador comprime, y de 3.00 cuando el actuador tracciona, por lo que se puede considerar un valor de 3 como coeficiente de reducción de la carga sísmica.

Resultados experimentales vs. teóricos

Experimentalmente, para los muros ensayados en su plano, el inicio de falla fue por flexión en la base lo que coincide con la predicción teórica, esta falla se produjo en todos los muros, a excepción del muro MQE188EP-03, en la cual la falla se produjo a la altura del término de los dowells de acero.

En estos muros, la resistencia experimental es mayor que la teórica, obteniéndose una diferencia entre el 5% al 10%, a excepción de los muros MQE257EP-02 y MFEN3EP-01, que alcanzan una diferencia alrededor del 12%. Con respecto al muro con carga perpendicular a su plano, se observa que la diferencia entre el valor de la carga teórica y la experimental alcanzada es de 11.9%. De acuerdo a esto podemos concluir que la aproximación teórica es aceptable.

Con respecto a los muros ensayados en su plano, los valores de la deformación teórica están alrededor del 50% de los valores experimentales. Además, se observa que en el cálculo teórico la deformación por flexión es ligeramente mayor que la deformación por corte. Con respecto a la rigidez el valor obtenido a partir del modelo matemático es similar al teórico, siendo del orden de 40 t/mm, sin embargo estos valores difieren considerablemente de los valores de rigidez en el rango elástico (1/3200) obtenidos experimentalmente en el cual se obtuvo una rigidez promedio de 20 t/mm. Esta diferencia se debe principalmente a la falta de continuidad existente entre el concreto del muro y la viga de cimentación, por lo que en las zonas donde se presenta tracción vertical debido a la flexión solo trabaja el acero de refuerzo, lo que reduce la rigidez del conjunto. De acuerdo a lo anterior el considerar empotramiento perfecto en el modelo no refleja las condiciones reales de apoyo del sistema.

Para los muros con dowell de malla, se procedió a realizar un modelo matemático no lineal elástico (nivel de distorsión 1/3200), en el cual se representa la tracción del refuerzo de acero a través de resortes (elementos Link), lográndose una mejor aproximación a las condiciones reales de apoyo del sistema, obteniéndose valores de rigidez y deformación con diferencias no mayores al 4% de los obtenidos experimentalmente. En cuanto a los esfuerzos, se observa que la zona en compresión se reduce, produciéndose una mayor concentración de esfuerzos en dicha zona.

Con respecto al muro con carga perpendicular a su plano, se puede observar que la deformación teórica es menor que la experimental, siendo esta deformación casi íntegramente debida a la flexión. Para este muro, el valor de rigidez obtenido a partir del modelo matemático es igual a la rigidez teórica, siendo 0.11 t/mm. Este valor difiere de lo obtenido experimentalmente en el rango elástico (1/3200), en el cual se obtuvo una rigidez promedio de 0.069 t/mm.

En el caso del módulo el valor de rigidez obtenido a partir del modelo matemático es de 135.4 t/mm. Este valor difiere considerablemente de lo obtenido experimentalmente en el rango elástico (1/3200), en el cual se obtuvo una rigidez promedio de 52.47 t/mm. Se supone que la diferencia se debe principalmente a la falta de continuidad existente entre el concreto del módulo y su cimentación, lo que reduce la rigidez del conjunto, por lo que al considerar empotramiento perfecto en el modelo, no refleja las condiciones reales de apoyo del sistema.

Análisis sísmico estático

Se realizó un análisis sísmico estático de acuerdo a la N.T.E. E-030, para un muro con las dimensiones de los muros ensayados, considerando un valor de $R=3$ (recomendado en el presente trabajo de investigación) suponiendo que este muro formaba parte de una edificación de 5 pisos. Al comparar las deformaciones del sistema se obtuvieron distorsiones por debajo del nivel recomendado (1/200). Con respecto a las capacidades teóricas con las exigencias debidas al sismo de diseño, se observa que la capacidad al corte de los muros ensayados varía entre 5.7 a 6.6 veces la exigencia al corte debido a un sismo de diseño, sin embargo la capacidad de estos muros a la flexocompresión es de solamente 1.3 a 1.45 veces la exigencia

debida al sismo de diseño. Al comparar la capacidad experimental de los muros, la cual estuvo determinada por un inicio de falla por flexión, observamos que la capacidad experimental a la flexión es en promedio 1.5 veces la exigencia de un sismo de diseño. En general, podemos observar que ante un sismo de diseño las exigencias por flexión pueden ser mucho más considerables que las exigencias por corte para una edificación de varios pisos.

BIBLIOGRAFÍA

ACI 318-99, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", Illinois-USA.

ASTM A 82-94 "Especificaciones Standard para el alambre liso utilizado como refuerzo en el concreto"

ASTM A 496-94 "Especificaciones Standard para el alambre corrugado utilizado como refuerzo en el concreto"

ASTM A 185-94 "Especificaciones para la fabricación de mallas electrosoldadas lisas utilizadas como refuerzo en el concreto"

ASTM A 497-94 "Especificaciones para la fabricación de mallas electrosoldadas corrugadas utilizadas como refuerzo en el concreto"

CASABONNE, C., 1993, "Muros de Corte en Edificaciones", Revista Técnica ACI-URP, No 2, Lima-Perú.

CHANG, L., 2004, "Estudio Experimental de un módulo de vivienda de bajo costo compuesto por paneles plegados y cerramiento de mortero reforzado con malla electrosoldada", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil - Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Perú.

CHARIARSE, V., CUADRA, C. y ZAVALA, C., 1991, "Técnicas para Ensayos a Escala Natural en el Laboratorio de Estructuras", CISMID-FIC-UNI, VIII CONIC-Piura-Perú.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 1997, "Manual SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", California-USA.

FEMA 273, 1997, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Building Seismic Safety Council, Washington D.C.

FLORES, A., 2003, "Empleo de la malla electrosoldada como material de refuerzo en edificios de concreto armado", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil - Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Perú.

GÁLVEZ, A., 1998, "Viviendas de Concreto - Investigación y Desarrollo", Lima-Perú.

GIBU, P., SERIDA, C., 1993, "Muros de Albañilería Confinada sujetos a Carga Lateral", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil - Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Perú.

HARMSSEN, T., MAYORCA, P., 2000, "Diseño de Estructuras de Concreto Armado", Lima-Perú.

HIDALGO, P., JORDÁN, R. and LEDEZMA, C.A., "Experimental Study of Reinforced Concrete Walls under Shear Failure", Universidad Católica de Chile.

ININVI, 1989, "Concreto Armado - Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E-060".

ITINTEC 341.068-1977 "Alambre de acero para concreto armado"

ITINTEC 350.002-1977 "Malla de alambre de acero soldado para concreto armado"

MUÑOZ, A., 1999, "Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente", Estructuras y Construcción Vol. 1, ACI, Lima-Perú.

PARK, R., PAULAY, T., 1999, "Estructuras de Concreto Reforzado", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelandia.

PARK, R., PAULAY, T., YANEZ, F.V., 1991, "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls with Regular and Irregular Openings", Department of Civil Engineering, University of Canterbury-New Zealand.

PASQUEL, E., 1999, "Tópicos de Tecnología del Concreto", Lima-Perú.

PAULAY, T., 1986, "The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance", University of Canterbury-New Zealand.

PAULAY, T. and PRIESTLEY, N., 1991, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Christchurch and San Diego.

PIQUE DEL POZO, J., SCALETTI, H., "Análisis Sísmico de Edificios", Capítulo de Ingeniería Civil - Consejo Departamental de Lima - Colegio de Ingenieros del Perú.

RIVVA, E., 2000, "Naturaleza y Materiales del Concreto", Capítulo Peruano ACI, Lima-Perú.

SAN BARTOLOMÉ, A., MUÑOZ, A., VILLAGARCÍA, M., ACUÑA, C., 2003, "Comportamiento Sísmico de Placas de Concreto Reforzadas con Mallas Electrosoldadas", Pontificia Universidad Católica del Perú.

SENCICO, 2003, "Diseño Sismorresistente - Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E-030".

SENCICO, 2004, "Propuesta de Norma para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada".

VALDIVIA, C., 2003 "Comportamiento de muros de concreto de baja resistencia expuesto a una carga lateral cíclica", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil - Universidad Nacional de Ingeniería, Lima- Perú.

WAKABAYASHI, M., 1988, "Diseño de Estructuras Sismorresistentes", México.

ZAVALA, C., MEDINA, G., PROAÑO, R., 2005, "Comportamiento de Muros de Concreto Reforzados con Malla Electrosoldada", Laboratorio de Estructuras-CISMID-FIC-UNI, Lima-Perú.

ANEXO: PLANOS

A-01: Arquitectura Módulo

E-01: Cimentación Módulo

E-02: Encofrado Módulo-Cortes y Detalles

E-03: Encofrado Muros- Cortes y Detalles

E-04: Encofrado Muros- Cortes y Detalles