



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

**“MODELO PUNTAL-TENSOR PARA DETERMINAR LA
RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA
CONSTRUIDOS CON BLOQUES DE HORMIGÓN”**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JOSÉ MANUEL FUENTES VERGARA

PROFESOR GUÍA:
MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
LEONARDO MASSONE SANCHEZ
AUGUSTO HOLMBERG FUENZALIDA

SANTIAGO DE CHILE
OCTUBRE 2009

UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

“MODELO PUNTAL-TENSOR PARA DETERMINAR LA
RESISTENCIA AL CORTE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA
CONSTRUIDOS CON BLOQUES DE HORMIGÓN”

JOSE MANUEL FUENTES VERGARA

COMISIÓN EXAMINADORA	CALIFICACIONES		
	NOTA(Nº)	(Letra)	FIRMA
PROFESOR GUÍA SR. MAXIMILIANO ASTROZA I. :
PROFESOR INTEGRANTE SR. LEONARDO MASSONE S. :
PROFESOR INTEGRANTE SR. AUGUSTO HOLMBERG F. :

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCIÓN

SANTIAGO DE CHILE
OCTUBRE 2009

INDICE DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	14
1.1	OBJETIVOS.....	15
1.2	ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO DE TÍTULO	16
2	ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	18
2.1	INTRODUCCIÓN	18
2.2	MODOS DE FALLA DE MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA	19
2.3	RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN TOMAZEVIC (1999)	23
2.4	MODELO PUNTAL-TENSOR DE HWANG ET AL. (2001).....	26
2.4.1	Modelo Geométrico	27
2.4.2	Condiciones de Equilibrio	30
2.4.3	Leyes Constitutivas.....	34
2.4.4	Condiciones de Compatibilidad	35
2.4.5	Procedimiento Numérico	36
3	MODIFICACIÓN DEL MODELO PUNTAL-TENSOR DE HWANG PARA APLICARLO EN MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA.....	38
3.1	VERIFICACION DE LA FLUENCIA DEL REFUERZO VERTICAL DE BORDE 39	
3.2	DEFORMACIONES ϵ_h Y ϵ_v PARA MUROS	40
3.3	DEFORMACIÓN DE COMPRESIÓN UNIAXIAL ÚLTIMA DE LA ALBAÑILERÍA.....	43
3.4	VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ALBAÑILERÍA POR EFECTO DE LA INCLINACIÓN DEL ÁNGULO DE LA JUNTA DE MORTERO.....	44
3.5	DEGRADACIÓN (ξ) DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ALBAÑILERÍA POR EFECTO DEL ESTADO BIAxIAL	48

3.6	RESUMEN.....	52
4	ANTECEDENTES EXPERIMENTALES.....	53
4.1	ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA ARMADURA VERTICAL EN MUROS DE ALBAÑILERIA.....	54
4.1.1	Descripción de los muros ensayados	54
4.1.2	Materiales utilizados en la construcción de los muros	55
4.1.3	Ensayos de los muros.....	58
4.1.4	Resultados de los ensayos	59
4.2	ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA ARMADURA HORIZONTAL EN MUROS DE ALBAÑILERIA	62
4.2.1	Descripción de los muros sometidos a ensayo	62
4.2.2	Materiales utilizados en la construcción de los muros	63
4.2.3	Ensayo de los muros	66
4.2.4	Resultados de los ensayos	67
4.3	SELECCIÓN DE ENSAYOS	69
4.3.1	Resistencia a la flexión de los muros.....	69
4.3.1	Inspección del patrón de agrietamiento de los muros.....	71
4.3.2	Análisis de las curvas de histéresis de cada muro	72
4.3.3	Resumen.....	73
5	RESULTADOS DEL MODELO DE TOMAZEVIC (1999)	75
6	RESULTADOS DEL MODELO PUNTAL-TENSOR MODIFICADO	78
6.1	COMPARACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN EL MODELO DE HWANG ORIGINAL Y LA CARGA MÁXIMA EXPERIMENTAL	78
6.2	COMPARACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN EL MODELO ORIGINAL MODIFICADO Y LA CARGA MÁXIMA EXPERIMENTAL	81

6.3	CONTRIBUCIÓN DE LOS “MECANISMOS” CONSIDERADOS EN EL MODELO DE HWANG EN LA RESISTENCIA AL CORTE.....	83
6.4	COMPARACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN EL MODELO DE HWANG ET AL. MODIFICADO Y EL MODELO DE TOMASEVIC	85
6.5	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	86
6.5.1	Sensibilidad a la deformación axial asociada con la resistencia a la compresión axial de la albañilería, ε_0	86
6.5.2	Sensibilidad a la longitud del brazo del par que equilibra el momento volcante a nivel de la base del muro, l	86
6.5.3	Sensibilidad a los valores de las deformaciones axiales ε y ε_f	87
6.5.4	Sensibilidad al valor del parámetro que representa la degradación de la resistencia a la compresión, ξ	90
6.6	EFFECTOS DE ESTIMAR LAS DEFORMACIONES AXIALES ε_v Y ε_h UTILIZANDO LAS RECOMENDACIONES DE MASSONE	92
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	94
8	BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS	98
	ANEXO A.....	100
	ANEXO B.....	131
	ANEXO C.....	137

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Variaciones de la resistencia a la compresión con el ángulo θ según Hamid (1978)	45
Tabla 3.2: Variaciones de la resistencia prismática para el caso de los ensayos realizados por Sierra (2002) y el DICTUC (2002)	46
Tabla 3.3: Diferencia degradación ensayos de Tikalsky et al (1995) y Hwang et al. (2001)	50
Tabla 3.4: Relación $V_{Hwang}/V_{observado}$ promedio	51
Tabla 4.1: Propiedades de las armaduras de refuerzo (Sierra (2002))	56
Tabla 4.2: Ensayos de Prisma (Sierra (2002))	57
Tabla 4.3: Ensayos de Murete (Sierra (2002))	58
Tabla 4.4: Detalle de las armaduras de refuerzo de los Muros y sus propiedades (DICTUC (2002))	64
Tabla 4.5: Ensayos de Compresión de Unidades, Compresión Diagonal, Compresión prismática y Adherencia de los muros (DICTUC (2002))	65
Tabla 4.6: Capacidad de Flexocompresión	71
Tabla 4.7: Resumen de Ensayos Utilizados el modelo modificado de Hwang et. al.	74
Tabla 6.1: Resistencia al corte según el modelo propuesto por Hwang et. al (2001), resistencia experimental y relación entre ellas	79
Tabla 6.2: Resistencia del modelo de Hwang Modificado, resistencia experimental y relación entre ellas	82
Tabla 6.3: Aportes de los mecanismos del modelo de Hwang y resultados experimentales.	84
Tabla 6.4: Casos propuestos para el análisis de sensibilidad	88
Tabla 6.5: Resumen resultados de las deformaciones según Massone (2009)	92
Tabla B.1: Datos Sierra (2002) MBH-00vd-SA-01	129
Tabla B.2: Datos Sierra (2002) MBH-00vd-SA-02	129
Tabla B.3: Datos Sierra (2002) MBH-01vd-SA-01	130
Tabla B.4: Datos Sierra (2002) MBH-01vd-SA-02	130
Tabla B.5: Datos Sierra (2002) MBH-02vd-SA-01	131

Tabla B.6: Datos Sierra (2002) MBH-02vd-SA-02.....	131
Tabla B.7: Datos Sierra (2002) MBH-03vd-SA-01.....	132
Tabla B.8: Datos Sierra (2002) MBH-03vd-SA-02.....	132
Tabla B.9: Datos DICTUC (2002).....	133
Tabla C.1: Resultados Modelo Tomazevic (1999) ensayos de Sierra (2002).....	135
Tabla C.2: Resultados Modelo Tomazevic (1999) ensayos de DICTUC (2002) sin carga axial.....	135
Tabla C.3: Resultados Modelo Tomazevic (1999) ensayos de DICTUC (2002) con carga axial.....	135

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Falla por Flexión	19
Figura 2.2: Falla de corte por deslizamiento	20
Figura 2.3: Falla de corte por tracción diagonal	21
Figura 2.4: Falla de corte por compresión del puntal diagonal	22
Figura 2.5: Acciones externas de muros cortos de hormigón Armado (Hwang et al. 2001)	27
Figura 2.6: “Mecanismos” resistentes al corte en muros según Hwang et al. (2001) (a) Diagonal, (b) Horizontal, (c) Vertical	29
Figura 2.7: Equilibrio de fuerzas modelo Puntal-Tensor	31
Figura 2.8: Diagrama de Fuerzas en el nodo (Hwang y Lee (2002))	33
Figura 2.9: Diagrama de Flujo del algoritmo de la solución de Hwang et al. (2001)	37
Figura 3.1: Probetas de Hamid (1978)	44
Figura 3.2: Resistencia a la compresión v/s ángulo de inclinación de la junta de mortero, según ensayos de Hamid (1978)	45
Figura 3.3: Variación en porcentaje de la resistencia a la compresión según el ángulo de inclinación de la junta de mortero según Hamid (1978)	46
Figura 3.4: Cortes de las probetas Hamid (1978)	47
Figura 3.5: Aplicación de las cargas en los ensayos realizados por Tikalsky et. al (1995)	49
Figura 4.1: Bloque de Hormigón utilizado	56
Figura 4.2: Dispositivo de Ensayo y altura de aplicación de la carga	59
Figura 4.3: Dispositivo de Ensayo	66
Figura 4.4: Modelo teórico para determinar la resistencia a la flexión de un muro de albañilería (Silva (2005))	70
Figura 4.5: Aumento de carga máxima por sobre la carga de primera fisuración	73
Figura 5.1: Resistencia al corte según Tomazevic (1999), sin considerar el aporte de la armadura vertical distribuida	75
Figura 5.2: Resistencia al corte según Tomazevic (1999), sin considerar el aporte de la armadura vertical distribuida, considerando la degradación de la resistencia prismática por inclinación de la junta de mortero	76

Figura 5.3: Comparación entre las resistencias al corte según Tomazevic (1999), sin considerar la degradación de la resistencia prismática por inclinación de la junta de mortero	77
Figura 6.1: Resistencia al corte del modelo propuesto por Hwang et. al (2001) y resistencia experimental	79
Figura 6.2: Relación entre la resistencia al corte obtenida con el modelo original de Hwang et al. (2001) corregido y la carga máxima de los ensayos	80
Figura 6.3: Resistencia según el modelo de Hwang Modificado y Resistencia Experimental .	81
Figura 6.4: Relación entre la resistencia al corte obtenida con el modelo modificado de Hwang et al. (2001) y resistencia obtenida en los ensayos	82
Figura 6.5: Aporte de cada “mecanismo” del modelo modificado de Hwang et al. (2001)	83
Figura 6.6: Comparación entre el modelo de Tomazevic (1999) y el modelo de Hwang at al. Modificado	85
Figura 6.7: Sensibilidad con ϵ_0	86
Figura 6.8: Sensibilidad con la distancia “l”	87
Figura 6.9: Sensibilidad a los valores de ϵ y ϵ_h en la relación V_{Hwang}/V_{obs} en los casos de indeterminación de las deformaciones.	89
Figura 6.10: Sensibilidad a la variación del valor 400 de la fórmula del factor de degradación ξ	91
Figura 6.11: Variación relación Hwang/ V_{obs} con elección y modificación Massone (2009)..	93
Figura A.1: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-00vd-SA-01	99
Figura A.2: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-00vd-SA-02	99
Figura A.3: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-01vd-SA-01	100
Figura A.4: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-01vd-SA-02	100
Figura A.5: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-02vd-SA-01	101
Figura A.6: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-02vd-SA-02	101
Figura A.7: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-03vd-SA-01	101

.....	102
Figura A.8: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-03vd-SA-02	102
.....	102
Figura A.9: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-00-SA01	103
.....	103
Figura A.10: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-00-SA02	104
.....	104
Figura A.11: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-00-CA01	105
.....	105
Figura A.12: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-00-CA02	106
.....	106
Figura A.13: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-02-SA01	107
.....	107
Figura A.14: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-02-SA02	108
.....	108
Figura A.15: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-02-CA01	109
.....	109
Figura A.16: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-02-CA02	110
.....	110
Figura A.17: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-03-SA01	111
.....	111
Figura A.18: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-03-SA02	112
.....	112
Figura A.19: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-03-CA01	113
.....	113
Figura A.20: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-03-CA02	114
.....	114
Figura A.21: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-04-CA01	115
.....	115
Figura A.22: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-04-CA02	116
.....	116
Figura A.23: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-00vd-SA01	117
.....	117

Figura A.24: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-00vd-SA02	117
Figura A.25: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-01vd-SA01	118
Figura A.26: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-01vd-SA02	118
Figura A.27: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-02vd-SA01	119
Figura A.28: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-02vd-SA02	119
Figura A.29: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-03vd-SA01	120
Figura A.30: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-03vd-SA02	120
Figura A.31: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-00-SA01	121
Figura A.32: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-00-SA02	121
Figura A.33: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-00-CA01	122
Figura A.34: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-00-CA02	122
Figura A.35: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-02-SA01	123
Figura A.36: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-02-SA02	123
Figura A.37: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-02-CA01	124
Figura A.38: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-02-CA02	124
Figura A.39: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-03-SA01	125

Figura A.40: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-03-SA02	125
Figura A.41: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-03-CA01	126
Figura A.42: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-03-CA02	126
Figura A.43: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-04-CA01	127
Figura A.44: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-04-CA02	127

1 INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de título se estudia la posibilidad de aplicar un modelo puntal-tensor propuesto para determinar la resistencia al corte de muros cortos de hormigón armado a muros de albañilería armada construidos con bloques huecos de hormigón con relleno parcial de huecos y cuantía reducida de armadura con las mismas características geométricas. Para ello se utilizan como antecedente los resultados de los ensayos realizados en el proyecto FDI desarrollado por el Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón (ICH) en los laboratorios del IDIEM y del DICTUC en el año 2002.

La posibilidad de usar este modelo permitirá contar con un modelo teórico para obtener la resistencia al corte de los muros de albañilería armada sin aberturas. Lo cual representa un importante avance en el diseño al corte de este tipo de muros, considerando que las recomendaciones de diseño de las normas provienen de expresiones empíricas, las cuales poseen limitaciones propias de las características de las probetas ensayadas.

Además, la determinación de la resistencia al corte de muros de albañilería armada es fundamental para el diseño sísmico de este tipo de elementos de albañilería, tanto cuando la falla de corte controla el diseño como cuando se desea que esta falla no controle, es por esto que es necesario tener un modelo teórico que permita determinar esta resistencia como lo hace, por ejemplo, el modelo puntal-tensor propuesto por Hwang et al. (2001) para “*muros cortos o muros poco esbeltos*” de hormigón armado.

Con este propósito, en este trabajo de título se estudia la posibilidad de aplicar el modelo de Hwang et al. (2001) a los muros cortos de albañilería armada, confrontando los resultados que se obtengan al aplicar el modelo “modificado” con los resultados de ensayos realizados en Chile en muros construidos con unidades del tipo bloque hueco de hormigón con cuantías reducidas de armadura horizontal y vertical sometidos a cargas cíclicas horizontales aplicadas de manera cuasiestática en presencia o ausencia de carga axial de compresión.

En pocas palabras, el modelo de Hwang et al. (2001) está basado en la superposición de tres modelos simplificados del tipo puntal-tensor llamados “mecanismos”, cuya contribución a la transmisión de la carga se establece en proporción a la rigidez en cada uno de los tres “mecanismos”. El mecanismo “*Diagonal*” representa el puntal de compresión diagonal que pueda desarrollarse en el muro, y los mecanismos “*Horizontal y Vertical*” representan a las fuerzas transmitidas por las armaduras horizontales y verticales existentes.

1.1 OBJETIVOS

Objetivos Generales:

- Utilizar el modelo de Puntal-Tensor para determinar la resistencia al corte de muros de albañilería armada construidos con bloques huecos de hormigón.

Objetivos Específicos:

- Estudiar la viabilidad de usar el modelo propuesto por Hwang et al. (2001) en muros poco esbeltos de albañilería armada de bloques de hormigón con relleno parcial de huecos.

1.2 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO DE TÍTULO

Este Trabajo de Título se organiza en los siguientes capítulos:

1. Capítulo I: En este capítulo se hace un breve resumen del alcance del presente Trabajo de Título, indicando los objetivos del trabajo y el orden en qué se presentaran las modificaciones propuestas, los antecedentes y los resultados.

2. Capítulo II: Se explica brevemente el tipo de fallas que pueden presentar los muros, especialmente cuando fallan por corte. Además, se entrega detalles del modelo propuesto por Tomazevic (1999) para determinar la resistencia al corte de muros de albañilería armada, identificando el tipo de falla considerado en este modelo, las condiciones y supuesto bajo las cuales se utiliza. Finalmente se detalla el Modelo de Hwang et al. (2001), describiendo sus fundamentos y el tipo de falla de corte para el cual se aplica y el procedimiento numérico que es necesario aplicar.

3. Capítulo III: En este capítulo se modifica el modelo Puntal-Tensor tomando en consideración las características de la albañilería que afectan la degradación de la resistencia a la compresión, propiedad fundamental en el tipo de falla para el cual aplica el modelo de Hwang et al. (2001). Entre estas características se pueden destacar los efectos de un estado biaxial de tensiones y el ángulo de inclinación de la junta horizontal de mortero.

4. Capítulo IV: Se detallan los experimentos realizados en el DICTUC (2002) y en el IDIEM (2002), las características de los muros ensayados, las propiedades de los materiales utilizados y los resultados obtenidos teniendo en cuenta el tipo de falla para el cual se aplica el modelo de Hwang et al. (2001). Considerando los datos de los ensayos y algunos criterios relacionados con los patrones de agrietamiento, la capacidad de flexo-compresión y la diferencia entre la resistencia máxima y la carga correspondiente al primer agrietamiento diagonal, se seleccionan los casos a los cuales se aplica el modelo descartando los muros que no presentan falla de corte por compresión diagonal.

5. Capítulo V: En este capítulo se entregan los resultados que se obtienen al aplicar el modelo de Tomazevic (1999) y sus alcances.

6. Capítulo VI: Se analizan los resultados obtenidos al aplicar el modelo Puntal-Tensor modificado, indicando las diferencias con los datos experimentales, estableciendo una comparación con el Modelo de Tomazevic (1999) y haciendo un análisis de sensibilidad de algunas variables consideradas.

7. Capítulo VII: Se entregan las conclusiones obtenidas, destacando las razones por las cuales se producen las diferencias con los datos experimentales, recomendando experimentos futuros para poder tener una precisión mayor.

2 ANTECEDENTES TEÓRICOS

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se entregan antecedentes que permiten identificar los distintos tipos de fallas por corte que se producen en un muro poco esbelto de albañilería, la identificación de estos modos de falla permite seleccionar entre los muros ensayados aquellos que han fallado por compresión diagonal, tipo de falla para el cual se aplica el modelo de Hwang et al. (2001).

Además se detallan los conceptos y el procedimiento que se aplican en el modelo puntal-tensor propuesto por Hwang et al. (2001) para muros cortos de hormigón armado, el cual ha sido seleccionado en este trabajo de título para determinar la resistencia al corte en muros de Albañilería Armada construidos con bloques de hormigón y con relleno parcial de huecos.

Adicionalmente se presenta la ecuación propuesta por Tomasevic (1999) para determinar la resistencia al corte de muros de albañilería armada. Esta ecuación es semejante a la utilizada en las normas de diseño, en ella se considera las contribuciones de la albañilería y de las armaduras verticales y horizontales en forma aditiva.

2.2 MODOS DE FALLA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA

Como se ha destacado, los muros a los cuales se aplica el modelo de Hwang et al (2001) deben presentar una falla de corte por compresión diagonal la cual se puede identificar por el patrón de agrietamiento que se produce en el muro.

Teniendo en cuenta lo anterior es conveniente diferenciar los modos de fallas que se pueden producir en los muros de albañilería armada. Estos modos de falla pueden ser por flexión o por corte, y en este último caso la falla puede ser por deslizamiento, tracción diagonal o compresión del puntal diagonal.

La falla por flexión se presenta en muros esbeltos, en los cuales se generan tensiones de tracción importantes en uno de los extremos del muro lo que genera un agrietamiento horizontal y un aplastamiento o agrietamiento vertical en el extremo más comprimido, tal como se muestra en la figura 2.1 en un esquema del patrón de agrietamiento de este modo de falla. En este tipo de falla es frecuente que la armadura longitudinal ubicada en el borde traccionado alcance la fluencia y la falla se produzca por compresión en el talón comprimido del muro.

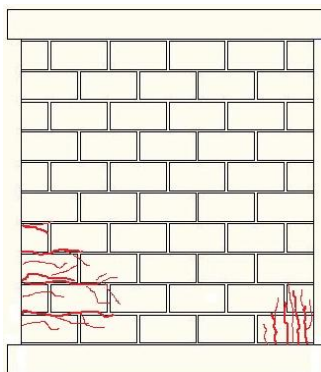


Figura 2.1: Falla por Flexión

En relación con las fallas producidas por efecto de la fuerza de corte, la falla por deslizamiento se manifiesta por un desplazamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta, esta falla se propaga en una distancia mayor o igual a 2/3 del largo del muro tal como se muestra en la Figura 2.2. Este tipo de falla se produce principalmente en muros con poca cuantía de armadura de refuerzo vertical y con una relación de esbeltez (relación alto/largo del muro) pequeña. Según Tomazevic (1999), la resistencia alcanzada para esta falla $H_{sL,w}$ puede ser calculada como:

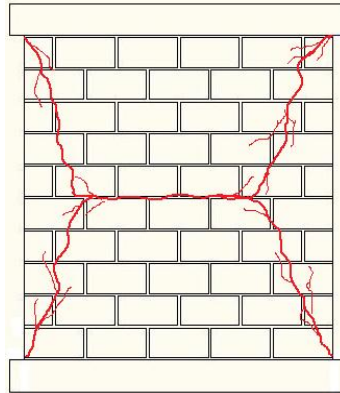


Figura 2.2: Falla de corte por deslizamiento

- $H_{sL,w} = \mu_C \cdot N$ para muros sin refuerzo vertical dist. Ec. 1
- $H_{sL,w} = \sum_n 0,803 \cdot d_{RV}^2 \cdot \sqrt{f'm \cdot fy}$ para muros con refuerzo vertical dist. Ec. 2

donde:

- μ_C es el coeficiente de fricción que existe entre el mortero y la unidad
- N es la carga axial aplicada verticalmente al muro
- d_{RV} corresponde al diámetro de las barras verticales.
- $f'm$ es la resistencia del hormigón de relleno.
- fy es la tensión de fluencia que tiene el acero de refuerzo vertical distribuido.
- n es el número de barras verticales.

Para muros con refuerzo vertical distribuido, la ecuación 2 considera la resistencia como la suma de los efectos dovela de todas las barras verticales.

La falla de corte por tracción diagonal corresponde al patrón de agrietamiento que se muestra en la figura 2.3, el cual consiste en una grieta diagonal que se propaga entre la esquina superior a inferior opuesta del muro y se produce debido a las tensiones de tracción que se generan en el plano perpendicular a lo largo de la diagonal de compresión. Esta falla se presenta principalmente en muros con una cantidad insuficiente de armadura de refuerzo horizontal. Cuando ocurre esta falla, la capacidad del muro de resistir una carga mayor se ve disminuida y por lo mismo se produce sólo un leve aumento de la carga que produce el primer agrietamiento diagonal hasta alcanzar su resistencia máxima. La falla se caracteriza por presentar principalmente una grieta diagonal y muy pocas fisuras secundarias, las cuales por lo general se agrupan en las esquinas.

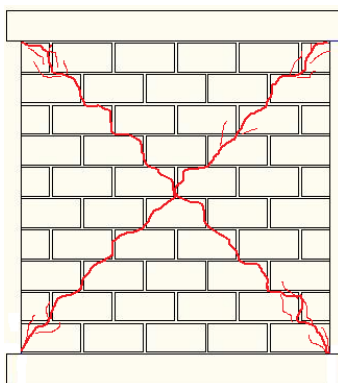


Figura 2.3: Falla de corte por tracción diagonal

La falla de corte por compresión en la diagonal se visualiza en la Figura 2.4; en ella se alcanza una resistencia al corte mayor en los muros como consecuencia de la existencia de una cuantía adecuada de armadura de refuerzo en la dirección horizontal. La falla se caracteriza por agrietamiento diagonal, pero a diferencia de la falla por tracción diagonal, este agrietamiento está acompañado de muchas fisuras y grietas secundarias y por la destrucción de las unidades de albañilería cercanas a la zona en que se cruzan las grietas diagonales debido a la compresión que actúa. Esta falla de compresión produce una drástica e irrecuperable

pérdida de la resistencia. La resistencia que alcanza este tipo de falla es la que se calcula con el modelo seleccionado.

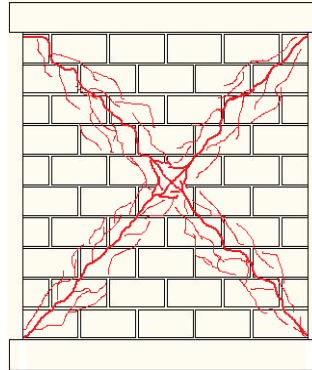


Figura 2.4: Falla de corte por compresión del puntal diagonal

Para determinar la resistencia al corte cuando la falla de corte es por compresión diagonal, se puede usar el modelo Puntal-Tensor propuesto por Hwang et al. (2001) para muros cortos. El modelo consiste en tres “mecanismos” de distribución de carga al interior del muro, que aunque representa un enrejado hiperestático, asume una distribución de cargas entre los distintos enrejados de cada “mecanismo”. Esta distribución de carga resulta en un estado de tensiones de compresión máxima en la diagonal principal del muro a la cual se asocia la falla por compresión diagonal.

2.3 RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN TOMAZEVIC (1999)

Tomasevic recomienda calcular la resistencia al corte de un muro de albañilería armada de una manera simple, tal como lo hacen las normas de diseño, donde la resistencia es evaluada como la suma de la contribución de la albañilería y del refuerzo, resultando una expresión del tipo siguiente:

$$H_{sd,r} = H_{sd,w} + C_{rh} \times H_{sd,rh} + H_{dd,rv} \quad \text{Ec. 3}$$

donde:

- $H_{sd,w}$ es la contribución de la albañilería a la resistencia al corte del muro, y está dada por la ecuación:

$$H_{sd,w} = A_w \cdot \frac{f_{tk}}{b} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_d}{f_{tk}} + 1} \quad \text{Ec. 4}$$

- A_w : área de la sección transversal o longitudinal del muro.
- b : factor de distribución de la tensión de corte, depende de la geometría del muro y de la relación N/H_{\max} , en el caso que la esbeltez de los muros es menor o igual a 1, b es igual a 1,1 (Este factor varía entre 1,1 y 1,5 para el caso en que la relación de aspecto, h/l , es igual a 1,5).
- σ_d tensión normal debido a la carga axial aplicada en el muro = $\frac{N}{A_w}$.
- f_{tk} resistencia a la tracción de la albañilería (Teniendo en cuenta resultados experimentales, Tomasevic recomienda usar un valor entre el 3 y el 8 % de la resistencia prismática de la albañilería).
- $H_{sd,rh}$ contribución de la armadura de refuerzo horizontal, la cual se calcula como:

$$H_{sd,rh} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{rh} \cdot f_{yk}}{s}$$

Ec. 5

- d profundidad efectiva del muro, es decir la distancia entre el borde vertical más comprimido del muro y la ubicación de la armadura vertical más distante del extremo opuesto.
- s espaciamiento de la armadura de refuerzo horizontal.
- A_{rh} área de la armadura de refuerzo horizontal.
- f_{yk} fluencia del acero de la armadura de refuerzo horizontal.
- C_{rh} factor de reducción de la capacidad de la armadura de refuerzo horizontal cuando el muro está reforzado con armaduras horizontales ubicadas en la junta horizontal de mortero. Este factor se incorpora para considerar que la pérdida de adherencia entre el mortero y el acero ubicado en la junta horizontal y el aplastamiento o trituración de los bloques, impiden que se produzca la fluencia del acero de refuerzo horizontal. Según Tomasevic este factor debe ser determinado experimentalmente, y su valor puede variar entre 0.0 y 0.5, valor el cual depende tanto de las características de las unidades de albañilería y del mortero como de las condiciones de anclaje del refuerzo. Ante la falta de datos experimentales, Tomasevic propone que C_{rh} sea igual a 0.3.

- $H_{dd,rv}$ es la contribución del refuerzo vertical del muro, la cual se calcula como:

$$H_{dd,rv} = 0,806 \cdot n \cdot d_{rv}^2 \cdot \sqrt{f'_m \cdot f_y} \leq 0,25 \cdot d_{rv}^2 \cdot f_y$$

Ec. 6

- d_{rv} diámetro de las barras de refuerzo vertical.
- n número de barras de refuerzo vertical.
- f'_m resistencia a la compresión del mortero o grout donde se encuentra embebida la armadura de refuerzo vertical.
- f_y fluencia del acero del refuerzo vertical.

Considerando que para que se desarrolle la acción de dovela del refuerzo vertical es necesario alcanzar niveles de deformación muy grandes en comparación con los niveles asociados a los otros dos aportes, para los efectos del estudio se considera que representa una influencia muy baja en la resistencia al corte. Por lo anterior, la resistencia al corte también se calcula con la ecuación:

$$H_{sd,r} = H_{sd,w} + C_{rh} \times H_{sd,rh}$$

Ec. 7

2.4 MODELO PUNTAL-TENSOR DE HWANG ET AL. (2001)

Considerando que la evidencia experimental indica que la resistencia al corte de los muros poco esbeltos de hormigón armado depende de la capacidad a la compresión del hormigón fisurado cuando su falla se produce por aplastamiento del hormigón en la zona ubicada en la base del muro (Falla de compresión diagonal), Hwang et al. (2001) presenta un modelo puntal-tensor de “*compresión reducida*” para muros poco esbeltos de hormigón armado cuando la resistencia al corte está controlada por este tipo de falla.

Este modelo, además de basarse conceptualmente en el modelo puntal-tensor, satisface el equilibrio, la compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas del hormigón fisurado.

El término de “*compresión reducida*” enfatiza la importancia de la reducción de la curva de compresión-deformación uniaxial del hormigón, producto de la fisuración que produce la tracción, lo que degrada la capacidad del hormigón en la dirección de la compresión. Así, esta compresión reducida incorpora el comportamiento biaxial (compresión-tracción) en el modelo.

Según el modelo, en un muro de poca esbeltez en voladizo de hormigón armado, cargando horizontalmente en su extremo superior como se muestra en la figura 2.5 se puede aceptar que la relación entre las fuerzas de corte vertical y horizontal es igual a:

$$\frac{V_{wv}}{V_{wh}} = \frac{V_{wv}}{T + \frac{N}{2}} \approx \frac{H}{\ell} \quad \text{Ec. 8}$$

donde:

- V_{wv} y V_{wh} fuerzas vertical y horizontal en el muro respectivamente, donde V_{wh} es una fuerza externa y V_{wv} una fuerza interna.
- T fuerza aplicada en la armadura vertical de borde.
- N fuerza axial vertical aplicada en el muro.
- H distancia desde el punto de aplicación de V_{wh} hasta la base.
- ℓ brazo de palanca interior de la pareja de fuerzas en la base del muro.

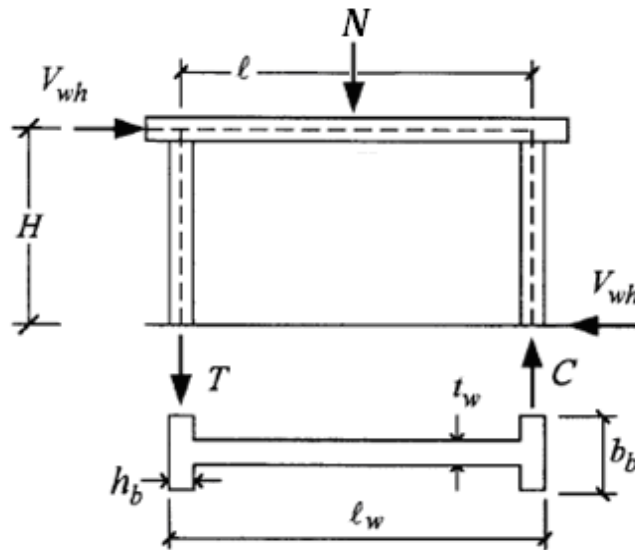


Figura 2.5: Acciones externas de muros cortos de hormigón Armado (Hwang et al. 2001)

Cuando no hay una fuerza vertical externa, la fuerza vertical de corte V_{wv} es igual a la fuerza de tracción T o a la fuerza de compresión C que actúan en la base del muro.

2.4.1 Modelo Geométrico

Una vez que se produce el primer patrón de agrietamiento en el muro, las barras de acero estarán sometidas a tensiones de tracción, actuando como tensores, y el hormigón actúa como un puntal de compresión, formando una acción puntal-tensor. Aprovechando este

concepto, Hwang propone que la carga horizontal externa V_{wh} se distribuya dentro del muro mediante tres mecanismos resistentes, ellos son:

- El mecanismo “diagonal” (Fig. 2.6a) el cual consiste en un puntal de compresión único, cuyo ángulo de inclinación coincide con la dirección de la tensión principal de compresión en el hormigón. Este ángulo de inclinación está dado por la ecuación:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{\ell}\right) \quad \text{Ec. 9}$$

- El mecanismo “horizontal” (Fig. 2.6b), este mecanismo se compone de un tensor horizontal, que representa al refuerzo de acero distribuido en esa dirección, y dos puntales inclinados, que representan la compresión que resiste el hormigón. Según Hwang y Lee (1999,2000) el área de la sección transversal del tensor se calcula considerando, que sólo el refuerzo horizontal al corte ubicado en la mitad central del muro es completamente efectivo mientras que el acero restante, tiene una efectividad del 50%. Para los propósitos de esta memoria se considera efectiva el 75% de las armaduras de refuerzo horizontal para toda la sección del muro, lo que representa el promedio entre las efectividades destacadas de la armadura de refuerzo horizontal a lo largo del muro.
- El mecanismo “vertical” (Fig. 2.6c), este mecanismo se compone de un tensor vertical y dos puntales empinados. El tensor vertical incluye sólo el refuerzo vertical ubicado en el alma del muro, excluyendo el refuerzo vertical de borde. Según Hwang para muros de hormigón sin elementos de borde, se considera como refuerzo efectivo el ubicado en la porción central de largo igual a $0.8 \cdot \ell_w$, donde ℓ_w se muestra en la figura 2.5 y corresponde al largo total del muro.

El modelo considera como capacidad resistente al corte aquella fuerza externa que produce una falla de compresión en el extremo inferior de la diagonal de compresión del muro. Esta fuerza de compresión diagonal máxima es la suma de las fuerzas de compresión

que aporta cada uno de los tres “mecanismos” en la dirección diagonal, las cuales se muestran en la figura 2.6.

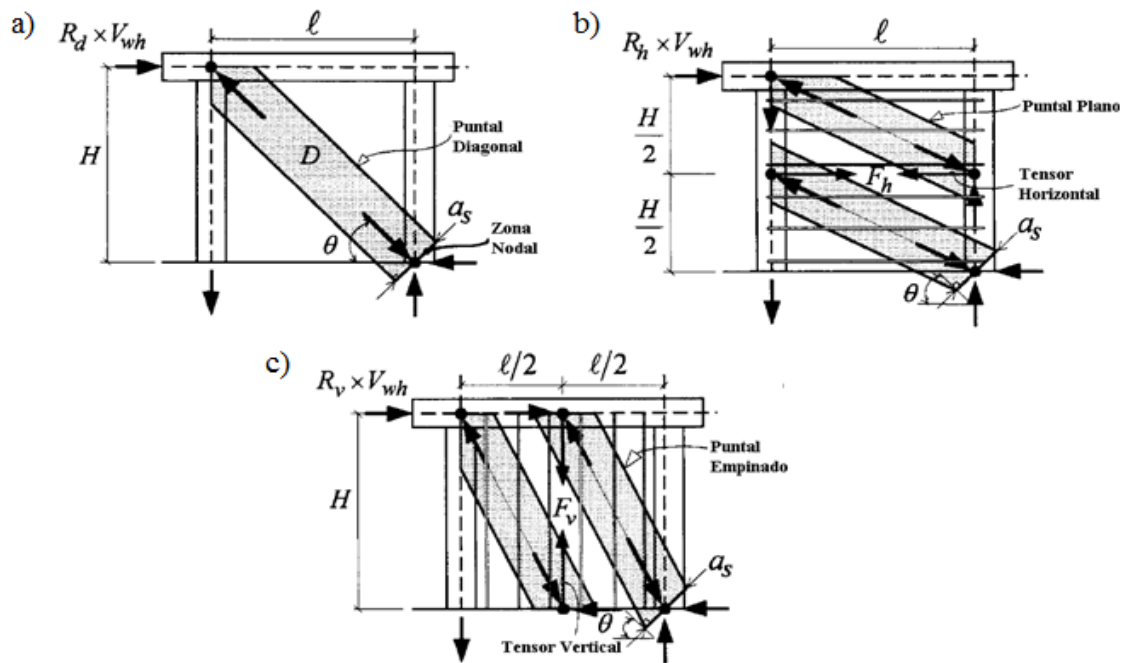


Figura 2.6: “Mecanismos” resistentes al corte en muros según Hwang et al. (2001) (a) Diagonal, (b) Horizontal, (c) Vertical

La capacidad máxima se obtiene cuando la fuerza de compresión resultante alcanza la capacidad de compresión del hormigón, suponiendo que ella se distribuye en un ancho del puntal diagonal conocido e igual a (Pauly y Priestley 1992):

$$a_s = a_w = \left(0,25 + 0,85 \cdot \frac{N}{A_w \cdot f'_c}\right) \cdot l_w \quad \text{Ec. 10}$$

donde:

- N Carga axial aplicada en el muro.
- f'_c Resistencia cilíndrica del hormigón.
- A_w Área neta de la sección horizontal del muro $= t_w \times l$.
- t_w Espesor del muro.

La fuerza axial vertical, N , cumple dos roles, aumentar el ancho del puntal de compresión como se aprecia en la Ec. 10 y retrasar la degradación de resistencia a compresión del hormigón debido a que dificulta la expansión vertical del muro. Sin embargo, Hwang et al. (2001) sólo considera en su modelo el efecto de la carga axial al estimar el ancho de la zona de compresión en la Ec. 10. Así, dado que el planteamiento de las ecuaciones de equilibrio del sistema no requiere chequear el comportamiento de la armadura de borde, esta fuerza no se toma en cuenta.

2.4.2 Condiciones de Equilibrio

En la figura 2.7 se muestra el modelo puntal-tensor propuesto por Hwang et. al (2001) para determinar la resistencia al corte de un muro poco esbelto de hormigón armado. En esta figura se muestran las coordenadas d y r , donde d corresponde a la dirección del puntal de compresión y r la dirección perpendicular a la anterior.

Estableciendo el equilibrio de fuerzas se obtienen las fuerzas verticales y horizontales de corte, resultando:

$$V_{wv} = -D \cdot \sin \theta + F_h \cdot \tan \theta + F_v \quad \text{Ec. 11}$$

$$V_{wh} = -D \cdot \cos \theta + F_h + F_v \cdot \cot \theta \quad \text{Ec. 12}$$

donde:

- D Fuerza de compresión en el puntal diagonal (positiva para tracción lo que justifica el signo negativo que acompaña el termino D en las Ecs. 11 y 12).
- F_h y F_v Fuerzas de tracción en los tensores horizontales y verticales respectivamente (positivos para tracción).

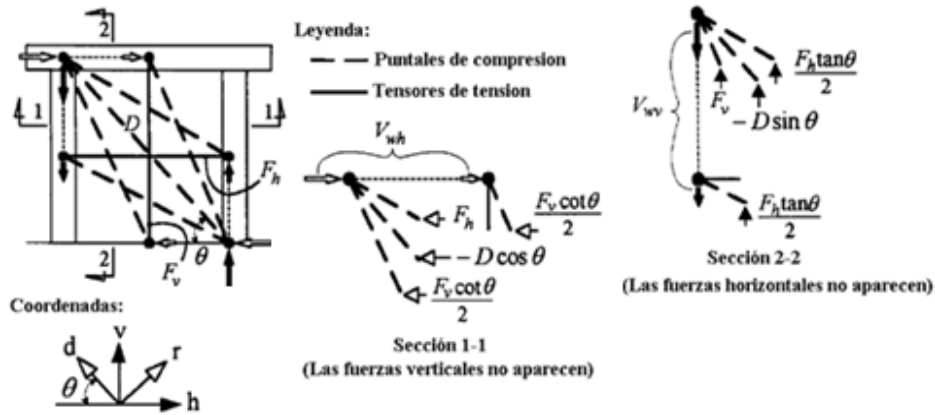


Figura 2.7: Equilibrio de fuerzas modelo Puntal-Tensor

Teniendo en cuenta que los tres “mecanismos” se superponen para formar un enrejado hiperestático, sus elementos en su conjunto representan las rutas de carga en el alma del muro.

Para efecto del modelo, se acepta que la fuerza de corte horizontal V_{wh} se distribuye en cada mecanismo como (Hwang y Lee 1999, 2000):

$$-D \cdot \cos \theta : F_h : F_v \cdot \cot \theta = R_d : R_h : R_v \quad \text{Ec. 13}$$

donde:

- R_d, R_h y R_v proporción de la fuerza de corte resistida o asignada al “mecanismo” diagonal, horizontal y vertical, respectivamente.

La ausencia de armadura en alguna dirección implica que el valor del R respectivo es igual a 0.0, por lo que se debe hacer una reasignación en los otros dos mecanismos que existen.

Además debe tenerse en cuenta que los valores de R son siempre positivos y su suma es igual uno, dado que representan la proporción del corte horizontal que es transmitirá por cada “mecanismo”, proporción que está relacionada con sus rigideces relativas, es decir se cumple:

$$R_d + R_h + R_v = 1.0 \quad \text{Ec. 14}$$

Según Schäfer (1996) y Jennewein y Schäfer (1992), la relación de rigideces entre el tensor horizontal y el puntal diagonal para transferir la fuerza de corte horizontal es:

$$\frac{R_h}{R_d} = \frac{\gamma_h}{1-\gamma_h} \quad \text{Ec. 15}$$

donde:

- γ_h Es la fracción de la fuerza de corte horizontal trasferida por el “mecanismo” horizontal en ausencia del “mecanismo” vertical (Caso en que no existe armadura vertical distribuida), su valor es:

$$\gamma_h = \frac{2 \cdot \text{Tan}(\theta) - 1}{3} \quad \text{Ec. 16}$$

En forma análoga, la relación de las rigideces para los “mecanismos” vertical y diagonal para transferir la fuerza de corte vertical es:

$$\frac{R_v}{R_d} = \frac{\gamma_v}{1-\gamma_v} \quad \text{Ec. 17}$$

donde:

- γ_v Es la fracción del corte horizontal V_{wh} trasferido por el “mecanismo” vertical ante la ausencia del “mecanismo” horizontal, su valor es:

$$\gamma_v = \frac{2 \cdot \text{Cot}(\theta) - 1}{3} \quad \text{Ec. 18}$$

Dado que la compresión diagonal es transferida principalmente en la dirección $-d$, la tensión de compresión máxima $\sigma_{d,max}$ que actúa en la zona nodal, es la que controla la falla. La tensión $\sigma_{d,max}$ resultante de la suma de las fuerzas de compresión proyectadas en la dirección del puntal diagonal (Fig. 2.8) en la zona nodal, con un área de compresión A_{str} determinada por el producto del ancho del puntal de compresión, a_s , y el espesor del muro, t_w , resulta igual a:

$$\sigma_{d,max} = \frac{1}{A_{str}} \left\{ D - \frac{\cos\left(\theta - \tan^{-1}\left(\frac{H}{2\ell}\right)\right)}{\cos\left(\tan^{-1}\left(\frac{H}{2\ell}\right)\right)} \cdot F_h - \frac{\cos\left(\tan^{-1}\left(\frac{2H}{\ell}\right) - \theta\right)}{\sin\left(\tan^{-1}\left(\frac{2H}{\ell}\right)\right)} \cdot F_v \right\} \text{ Ec. 19}$$

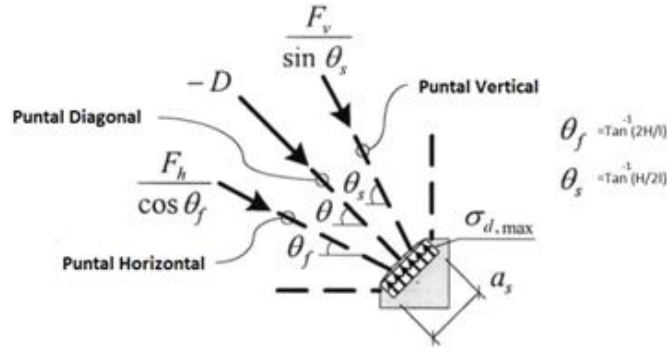


Figura 2.8: Diagrama de Fuerzas en el nodo (Hwang y Lee (2002))

Tomando en consideración las proporciones descritas en la Ec. 13 se pueden expresar las fuerzas de tracción en los tensores horizontales y verticales; y la fuerza de compresión en el puntal diagonal de la siguiente manera:

donde:

$$D = -\frac{R_d \cdot V_{wh}}{\cos \theta} \quad \text{Ec. 20}$$

$$F_h = R_h \cdot V_{wh} \quad \text{Ec. 21}$$

$$F_v = R_v \cdot V_{wh} \cdot \tan \theta \quad \text{Ec. 22}$$

2.4.3 Leyes Constitutivas

El modelo considera el estado biaxial de tensiones presente en el hormigón en el nodo de compresión máxima, estado que está caracterizado por una tensión de compresión en una dirección principal que es la diagonal de compresión d y una deformación unitaria de tracción en la dirección ortogonal r , la cual reduce la capacidad a la compresión del hormigón si se compara con la capacidad en un estado uniaxial.

La curva ascendente de la tensión de compresión versus deformación unitaria del hormigón degradado, es la propuesta por Zhang y Hsu (1998), la cual está dada por:

$$\sigma_d = -\zeta \cdot f_c' \left[2 \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \right)^2 \right] \text{ para } \frac{-\varepsilon_d}{\zeta \cdot \varepsilon_0} \leq 1 \quad \text{Ec. 23}$$

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f_c'}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+400\varepsilon_r}} \quad \text{Ec.24}$$

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left(\frac{f_c' - 20}{80} \right) \text{ para } 20 \leq f_c' \leq 100 \text{MPa} \quad \text{Ec. 25}$$

donde:

- σ_d Tensión principal media del hormigón en la dirección d (positiva para tracción).
- ζ Coeficiente de reducción de la resistencia a la compresión debido al comportamiento biaxial, varía entre 0 y 1. Mientras menor sea este factor, más se degrada el hormigón al fisurarse en la dirección ortogonal a la compresión.
- f_c' Tensión máxima de compresión de un cilindro estándar de hormigón [MPa].
- ε_d y ε_r Deformación unitaria axial media en la dirección d y r (positiva para tracción).

- ε_o Deformación unitaria axial corresponde a la resistencia cilíndrica de hormigón f'_c .

Si se asume que el comportamiento del acero de refuerzo para las deformaciones provocadas en las direcciones horizontales y verticales es perfectamente elastoplástico, la relación entre las fuerzas y las deformaciones unitarias axiales es:

$$F_h = A_{th} E_s \varepsilon_h \leq F_{yh} \quad \text{Ec. 26}$$

$$F_v = A_{tv} E_s \varepsilon_v \leq F_{yv} \quad \text{Ec. 27}$$

donde:

- E_s Módulo de elasticidad de las barras de acero.
- ε_h y ε_v Deformación unitaria axial del acero en la dirección horizontal y vertical respectivamente.
- A_{th} y A_{tv} Áreas del tensor horizontal y vertical respectivamente.
- F_{yh} y F_{yv} Fuerzas de fluencia del tensor horizontal y vertical respectivamente.

2.4.4 Condiciones de Compatibilidad

El modelo propuesto por Hwang et al. (2001) asume compatibilidad de las deformaciones. Considerando el primer invariante de las deformaciones axiales unitarias medias, se cumple:

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_h + \varepsilon_v \quad \text{Ec. 28}$$

Esta condición será considerada válida para el muro en su totalidad y no sólo como un estado de deformaciones infinitesimal, es decir, la suma de las deformaciones promedio en las

direcciones r y d será igual a la suma de la deformaciones promedio del muro en las direcciones horizontal y vertical.

2.4.5 Procedimiento Numérico

El procedimiento de solución planteado, es el que propone Hwang y Lee (1999,2000), y comienza por ingresar un valor estimativo de la fuerza de corte horizontal V_{wh} que resiste el muro, para así partir con el proceso iterativo que se explica a continuación:

1. Ingresar un valor de V_{wh} . Se recomienda partir con el 10% de la resistencia al corte dado por la Ec. 4.
2. De las Ecs. 20, 21 y 22 obtener los valores de las fuerzas D , F_h y F_v .
3. Con los valores calculados en el paso 2, obtener la tensión de compresión diagonal máxima $\sigma_{d,max}$ que actúa en la zona nodal.
4. Aceptando que se alcanza la resistencia del puntal de hormigón, se obtiene un valor inicial del coeficiente de reducción de la resistencia a la compresión como $\zeta = -\sigma_{d,max} / f'_c$. Luego, se calculan las deformaciones unitarias axiales de los puntales y tensores con la ayuda de las correspondientes leyes constitutivas.
5. Asumiendo que se está en el peak de la curva, considerar $\varepsilon_d = -\xi \cdot \varepsilon_0$, con las Ecs 26 y 27 se obtienen las deformaciones ε_h y ε_v .
6. Una vez calculadas las deformaciones anteriores, obtener la deformación considerando las condiciones de compatibilidad de la Ec. 28.
7. Reemplazar ε_r para calcular un nuevo valor de ζ . Si el valor de ζ supuesto en el paso 4 es cercano al nuevo ζ (diferencia menor a 0,0001), entonces el valor del corte V_{wh}

seleccionado es la resistencia al corte del muro, sino se repite el procedimiento de iteración.

En la Fig. 2.9, se describe el diagrama de flujos del procedimiento iterativo, apreciándose paso a paso la descripción del algoritmo de la solución del modelo implementado.

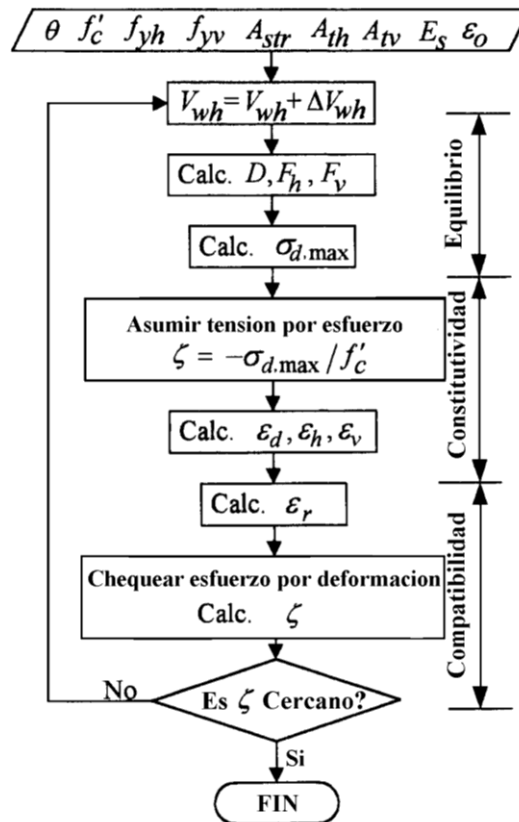


Figura 2.9: Diagrama de Flujo del algoritmo de la solución de Hwang et al. (2001)

3 MODIFICACIÓN DEL MODELO PUNTAL-TENSOR DE HWANG PARA APLICARLO EN MUROS DE ALBAÑILERÍA ARMADA

Dado que el modelo puntal-tensor propuesto por Hwang et al. (2001) se ha desarrollado para determinar la resistencia al corte de muros poco esbeltos de hormigón armado, es necesario realizar modificaciones considerando las propiedades de la albañilería construida con bloques huecos de hormigón.

Junto con estas modificaciones es necesario restringir algunas variables del modelo de manera el modelo modificado de Hwang et. al pueda ser utilizado en ensayos en los cuales fluye la armadura o no exista armadura distribuida en una dirección tal como ocurre en los ensayos realizados en el DICTUC (2002).

3.1 VERIFICACION DE LA FLUENCIA DEL REFUERZO VERTICAL DE BORDE

Básicamente esta modificación consiste en la verificación de la fluencia del refuerzo vertical de borde. Esta verificación es necesaria debido a que Hwang et. al (2001) no hace mención al caso en que alguna de las armaduras alcance la fluencia al actuar la fuerza horizontal (V_{wh}). Al ocurrir esta situación en la armadura de borde, se limitaría el valor máximo de la fuerza de corte que se puede desarrollar en el muro.

Para hacer esta verificación basta con agregar la condición siguiente:

$$T \leq f_{yvb} \cdot A_{svb} \quad \text{Ec.29}$$

donde:

- T es la fuerza vertical que actúa en la armadura vertical de borde.
- f_{yvb} es la tensión de fluencia de la armadura vertical de borde.
- A_{svb} es el área de la armadura vertical de un borde.

Por equilibrio existe una relación entre la fuerza aplicada en la dirección horizontal y la fuerza vertical en la armadura de borde, cumpliéndose la relación siguiente:

$$\frac{T + \frac{N}{2}}{V_{wh}} = \tan(\theta) \quad \text{Ec. 30}$$

donde:

- θ es el ángulo determinado según la ecuación 9 (Hwang et al. (2001)).

De la ecuación 30, ya habiendo calculado mediante iteración el valor de V_{wh} , se obtiene la fuerza aplicada en la armadura vertical de borde, T , con la cual se hace la verificación en la ecuación 29. Si esta no se cumple, el modelo tendrá una resistencia que será

la carga necesaria para que ocurra una falla por la fluencia de la armadura de borde y no producirá una falla por compresión del puntal diagonal.

3.2 DEFORMACIONES ε_h Y ε_v PARA MUROS

Para poder calcular las deformaciones unitarias axiales de los puntales y tensores con la ayuda de las leyes constitutivas como se muestra en el paso 4 del procedimiento numérico, es necesario que el cálculo de estas deformaciones no se indefina en ningún caso. Es por esto que se debe modificar el cálculo de las deformaciones en los dos casos que se indican a continuación:

- **Caso en que no exista armadura de refuerzo distribuida en el muro.**

El modelo propuesto por Hwang et al. (2001) no considera que alguno de los “mecanismos” relacionados con el refuerzo horizontal o vertical no existan, quedando indefinidas las deformaciones unitarias usadas en la aplicación del método cuando alguna de estas armaduras no existen.

Teniendo en cuenta esta limitación y ante la ausencia de un método efectivo para el cálculo de las deformaciones, se ha considerado un valor de las deformación unitaria promedio igual a 0,0005 en la dirección en la cual no existe armadura. La elección de este valor se hizo después de realizar un análisis de sensibilidad el cual se incluye en el punto 6.1.3.

La selección de un valor pequeño obedece a que al no tener armadura de refuerzo, este pequeño valor debe corresponder a la deformación unitaria de la albañilería cuando alcanza su resistencia a la tracción.

- **Caso en que las armaduras superan el límite de fluencia**

Debido a que el modelo de Hwang et al. (2001) calcula las deformaciones horizontales y verticales a partir de las fuerzas aplicadas en el rango elástico del acero. Cuando las fuerzas F_h y F_v superan la fuerza de fluencia del acero, continuarán deformándose.

Ante la ausencia de un método para calcular las deformaciones cuando se sobrepase el rango elástico del acero se fija un valor máximo arbitrario al valor de la deformación igual a un 0,002 para el acero de refuerzo vertical A63-42H y de 0,003 para el caso del acero de refuerzo horizontal AT56-50H. Estos valores corresponden a las deformaciones unitarias asociadas a la fluencia de cada acero.

Para analizar los efectos de esta elección, se realiza un análisis de sensibilidad en el punto 6.1.3, para saber la influencia que tiene el valor a fijar.

También las deformaciones ε_h y ε_v de la albañilería pueden ser estimadas usando el método de Massone (2009) para el cálculo de deformaciones en un muro de hormigón armado en cantiléver. Este método permite estimar las deformaciones promedio horizontales máximas de muros de hormigón armado en cantiléver sometidos a una carga lateral puntual. Adicionalmente, se pueden obtener de la misma manera las deformaciones promedio verticales al centro del muro y el nivel de desplazamiento lateral requerido para alcanzar la capacidad máxima del muro. Las deformaciones destacadas se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$\varepsilon_h = 0,0055 \cdot (\rho_h \cdot 100 + 0,25)^{-0,44} \cdot (\delta \cdot 100)^{1,4} \quad Ec.31$$

$$\varepsilon_v = 0,0089 \cdot \left(\frac{100 \cdot N}{f_c \cdot t_w \cdot l_w} + 5\right)^{-0,34} \cdot \left(\frac{h_w}{l_w} + 0,5\right)^{-0,37} \cdot (\rho_B \cdot 100 + 0,25)^{-0,25} \cdot (\delta \cdot 100)^{0,93} + eN \quad Ec.32$$

$$\delta = 0,0087 \cdot \left(\frac{100 \cdot N}{f_c \cdot t_w \cdot l_w} + 5\right)^{-0,35} \cdot \left(\frac{h_w}{l_w} + 0,5\right)^{0,56} \cdot (\rho_h \cdot 100 + 0,25)^{0,13} \quad Ec.33$$

$$\delta = \frac{\Delta}{h_w} \quad Ec.34$$

$$eN = \frac{-N}{t_w \cdot l_w \cdot Ec} \quad Ec.35$$

donde:

- ε_h deformación horizontal media máxima.
- ε_v deformación vertical media máxima.
- Δ es el desplazamiento lateral en la parte superior del muro.
- h_w Altura del muro.
- l_w Largo total del muro.
- δ desplazamiento angular superior.
- ρ_B es la cuantía de armadura de borde.
- f_c resistencia cilíndrica del hormigón, que en este caso por el tipo de material se utilizará la resistencia prismática f'_m .

Debido a que el método propuesto por Massone (2009) se encuentra calibrado utilizando ensayos en muros de hormigón armado, sólo se utilizará para ilustrar la diferencia que existe entre las deformaciones escogidas y las calculadas con este método en el análisis de sensibilidad realizado en el capítulo 6, punto 6.1.5.

3.3 DEFORMACIÓN DE COMPRESIÓN UNIAXIAL ÚLTIMA DE LA ALBAÑILERÍA

Ya calculado el valor peak de la resistencia y estimado el primer valor para el factor ξ de degradación de Hwang et. al (2001) y las deformaciones ε_h y ε_v , es necesario calcular el la deformación en la diagonal de compresión, ε_d , para calcular con el invariante de deformaciones la deformación unitaria en la dirección traccionada, ε_t , con lo cual se resuelve el paso 5 y 6 del procedimiento numérico. Para estimar la deformación ε_d es necesario asumir que las deformaciones y las fuerzas se degradan con el mismo factor en el peak de la resistencia biaxial, por lo que se cumpliría en la ecuación 23 de compresión versus deformación unitaria del hormigón degradado que:

$$\frac{-\varepsilon_d}{\xi \cdot \varepsilon_0} = 1 \quad Ec.36$$

donde:

- ε_0 Deformación asociada al estado de compresión última uniaxial.

En el modelo de Hwang et. al (2001), ε_0 se calcula como una función de la resistencia cilíndrica:

$$\varepsilon_0 = 0,002 + 0,001 \cdot \left(\frac{f'_c - 20}{80} \right) \quad \text{para} \quad 20 \leq f'_c \leq 100 \text{MPa} \quad Ec.37$$

Dado que la albañilería presenta una resistencia promedio (f'_m) menor que 20 MPa queda siempre fuera del rango de la ecuación 37. Tomando en cuenta lo anterior, es necesario tener un valor para la deformación asociada al estado de compresión uniaxial máxima en las albañilerías construidas con bloques de hormigón de características semejantes a las utilizadas en los ensayos del DICTUC (2002) y de Sierra (2002).

Dentro de la literatura local Hidalgo (1989) propone para esta deformación un valor del orden de 0,003, valor que se considera constante para los efectos del modelo.

3.4 VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ALBAÑILERÍA POR EFECTO DE LA INCLINACIÓN DEL ÁNGULO DE LA JUNTA DE MORTERO

Debido a la anisotropía de la albañilería es necesario cuantificar la degradación que presenta la resistencia prismática por efecto de la inclinación de la junta de mortero con respecto a la dirección de la carga. Para estimar la magnitud de esta variación se utilizó los resultados experimentales obtenidos por Hamid (1978)

Hamid (1978) ensayó 15 probetas como las mostradas en la Figura 3.1, tres probetas para cada ángulo θ , ángulo que representa la inclinación de la junta de mortero con respecto a la horizontal. Los valores del ángulo θ considerado en los ensayos son los siguientes: 0° , 15° , 45° , 75° y 90° para una albañilería con una resistencia prismática de 10 MPa.

Para los objetivos de esta memoria se utilizaron los casos más representativos, los cuales corresponden a los ensayos que no presentan relleno total de huecos y cuando el ángulo θ es entre 45° y 31° , ángulo que corresponde aproximadamente a la inclinación del puntal diagonal con respecto a la horizontal en los ensayos de los muros realizados en el DICTUC (2002) y por Sierra (2002).

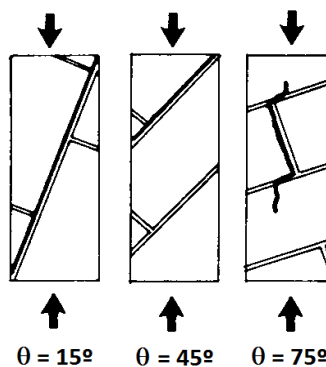


Figura 3.1: Probetas de Hamid (1978)

Considerando los datos obtenidos de Hamid (1978) se construye la Figura 3.2 donde se representa la resistencia a la compresión de la albañilería en función del ángulo de inclinación de la junta de mortero con la horizontal.

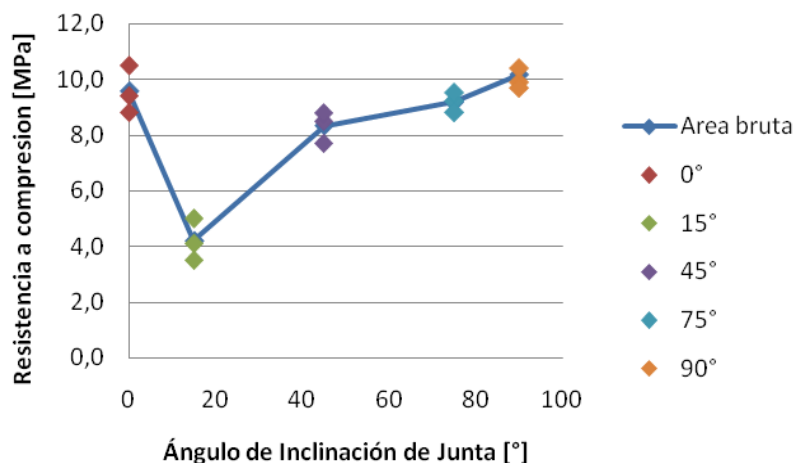


Figura 3.2: Resistencia a la compresión v/s ángulo de inclinación de la junta de mortero, según ensayos de Hamid (1978)

A partir de los datos de la figura 3.2 se puede calcular la degradación de la resistencia prismática ($\theta = 90^\circ$) por efecto de la inclinación de la junta de mortero teniendo en cuenta la dirección del puntal de compresión. Así se construye la tabla 3.1 con las variaciones, expresadas en porcentajes de la resistencia prismática, para cada uno de los ángulos θ . En el caso de ángulos intermedios se interpola linealmente entre los valores correspondientes a los ángulos más cercanos. La representación gráfica de esta variación de la resistencia prismática por efecto de la inclinación de la junta se muestra en la Figura 3.3.

Tabla 3.1: Variaciones de la resistencia a la compresión con el ángulo θ según Hamid (1978)

Área bruta			
θ	σ_c [MPa]	Δ	%
0	9,6	0,6	5,8
15	4,2	6,0	58,7
45	8,3	1,8	18,0
75	9,2	1,0	9,8
90	10,2	0,0	0,0

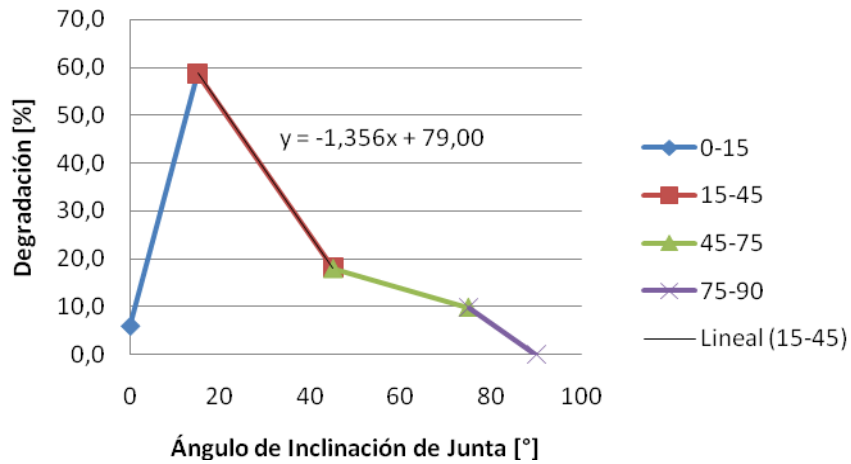


Figura 3.3: Variación en porcentaje de la resistencia a la compresión según el ángulo de inclinación de la junta de mortero según Hamid (1978)

A partir de la interpolación lineal en el tramo ubicado entre 15° - 45° se puede calcular la degradación de la resistencia a la compresión de la albañilería para los ensayos realizados por Sierra (2002) y el DICTUC (2002), resultando los valores que se indican en la tabla 3.2

Tabla 3.2: Variaciones de la resistencia prismática para el caso de los ensayos realizados por Sierra (2002) y el DICTUC (2002)

θ	Degradación [%]	Factor
31	37	0,63
45	18	0,82

Es importante destacar que las probetas ensayadas por Hamid (1978) se construyen cortando una sección del murete confeccionado de 813x813mm como se muestra en la figura 3.4. De esta forma las probetas que resultan tienen relaciones de esbeltez distintas para cada ángulo θ , en particular para los ángulos que interesan para este estudio la esbeltez (h/t_w) varía entre 1,36 y 1,49. Para este rango de valores, según Crisafulli (1997) los factores de corrección de las resistencias de los prismas de albañilería de bloque de hormigón varían entre 0,75 y 0,84, lo que representa una diferencia de un 9% con respecto a la corrección que se le aplica a la probeta en 31° y la de 45° respectivamente, por lo que no se considera una corrección por efecto de la esbeltez.

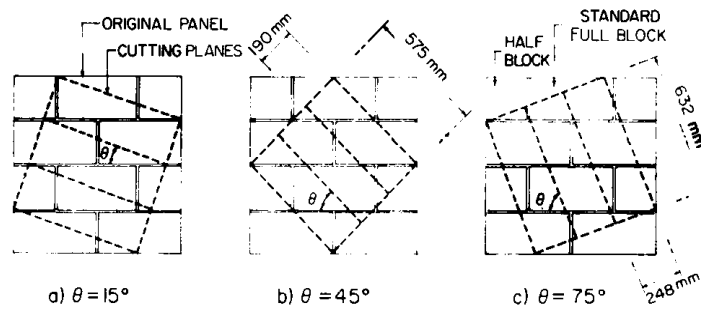


Figura 3.4: Cortes de las probetas Hamid (1978)

Además debe considerarse que los ensayos realizados por Hamid (1978) corresponden a una albañilería que posee una resistencia prismática de 10 MPa promedio, medida sobre el área bruta (para el caso del prisma convencional, $\theta = 90^\circ$), la cual es del orden del doble de la obtenida en laboratorio para los ensayos realizados por Sierra (2002) y el DICTUC (2002). Aunque no son albañilerías totalmente equivalentes, son los mejores ensayos que se dispone para cuantificar los efectos de la inclinación de la junta de mortero.

3.5 DEGRADACIÓN (ξ) DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA ALBAÑILERÍA POR EFECTO DEL ESTADO BIAxIAL

El factor de degradación ξ representa la reducción que produce un estado biaxial, compresión-tracción, en la curva tensión-deformación axial unitaria de la albañilería. Esta degradación debe ser cuantificada de acuerdo con los resultados de estudios experimentales realizados con este propósito.

Para el caso del hormigón armado, existen estudios bastante completos acerca del comportamiento del material cuando es sometido a un estado biaxial de compresión y tracción, siendo la propuesta de Zhang and Hsu (1998) la usada en el modelo puntal-tensor propuesto por Hwang et al. Sin embargo, para el caso de la albañilería, son escasos los estudios bajo un estado de tensiones de este tipo; entre ellos se puede destacar los estudios realizados por Khattab (1993) y Tikalsky et al. (1995).

Según Khattab (1993) la degradación de la resistencia a compresión de la albañilería se puede caracterizar para una albañilería construida con bloque de hormigón con relleno total de huecos y con una armadura distribuida paralela y perpendicular a las juntas horizontales de mortero con una curva de tensión-deformación parabólica degradada en la cual se considera la variación de la resistencia prismática por efecto de la inclinación del ángulo de junta de mortero descrito anteriormente. La curva degradada se puede comparar con la curva que resulta al usar el factor de degradación ξ en la ecuación 23 usada por Hwang et al. (2001).

Sin embargo como los resultados de los experimentos de Khattab (1993) corresponden a probetas que tienen una gran cantidad de armadura en comparación con los ensayos realizados por Sierra (2002) y DICTUC (2002), y que no se tienen registros instrumentales que permitan descontar el efecto de la armadura para analizar el comportamiento biaxial (sólo se tiene deformaciones horizontales y verticales, pero no en las diagonales), se descartó la

posibilidad de utilizar los ensayos de Khattab (1993) para estimar la degradación de la resistencia a compresión en el puntal diagonal.

En relación con el estudio realizado por Tikalsky et. al (1995), sus resultados tienen la ventaja de que el comportamiento biaxial no se encuentra afectado por el ángulo de inclinación de la junta de mortero, como en el caso de los ensayos de Khattab (1993), dado que todos los ensayos son realizados aplicando la carga perpendicular a la junta de mortero, ver figura 3.5.

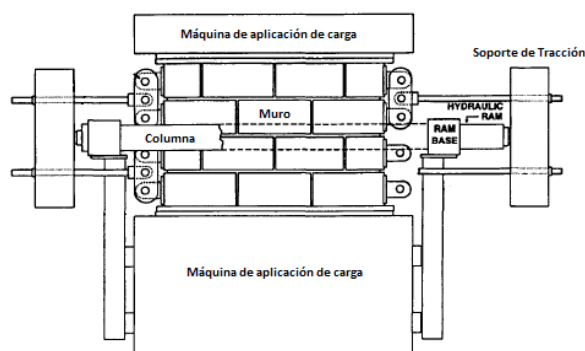


Figura 3.5: Aplicación de las cargas en los ensayos realizados por Tikalsky et. al (1995)

Los ensayos realizados por Tikalsky et. al (1995) se efectuaron en paneles con relleno total de huecos con una resistencia prismática promedio de la albañilería de 17 MPa, la cual es mayor que la obtenida en los ensayos utilizados en esta memoria (Sierra (2002) y DICTUC (2002)). Teniendo en cuenta esto último, se descartó la posibilidad de usar las ecuaciones de Tikalsky et. al (1995), pero se aprovecharon los resultados de los ensayos para recalibrar la fórmula del factor de degradación ξ del modelo de Hwang et. al (2001).

Con los resultados de los ensayos realizados por Tikalsky et al (1995) se calcula el factor de degradación que sufren las probetas debido al comportamiento biaxial, aprovechando que se conoce la resistencia prismática y que se tiene registrada la tensión máxima alcanzada en el ensayo biaxial. Conocida la relación entre esta tensión máxima y la resistencia prismática se modifica el valor 400 de la expresión del factor de degradación por iteraciones sucesivas hasta obtener la mínima diferencia entre el valor que se obtiene con los resultados de los ensayos y la degradación ξ propuesta por Hwang et. al (2001). Así se obtiene un valor igual a

82 con una diferencia de un 11% con respecto al valor que se destaca en la tabla 3.3. Este valor representa una degradación menor que la estimada para el hormigón armado.

Para estimar la degradación ξ del modelo propuesto por Hwang et. al (2001), es necesario conocer la deformación que tiene la albañilería en la dirección traccionada, ϵ_1 , contando con esta deformación sólo es necesario dejar libre el valor 400 de la fórmula, el cual se iterará hasta obtener el valor donde se minimiza la diferencia con respecto a la degradación obtenida de los experimentos. Para el cálculo de la degradación obtenida en los experimentos se considera el valor de la resistencia prismática y la resistencia de los ensayos, al dividirlos se tiene el factor de degradación por la acción del modelo biaxial compresión-tracción. El valor óptimo corresponde a aquel que minimiza los valores absolutos de las diferencias entre el factor de degradación estimado según Hwang et. al (2001) y el factor estimado de manera experimental.

Tabla 3.3: Diferencia degradación ensayos de Tikalsky et al (1995) y Hwang et al. (2001)

Ensayo	ϵ_1	ϵ_2	$f'm$ [MPa]	σ_2 [MPa]	ξ Hwang	$\sigma_2/f'm$	Δ Experimental -Hwang
T3	0,0024	-0,00126	19,65	-19,65	0,82	1,00	0,18
T5	0,0032	-0,00095	19,58	-19,38	0,80	0,99	0,19
T6	0,0042	-0,00122	18,06	-16,55	0,78	0,92	0,14
T7	0,0068	-0,00088	13,72	-9,50	0,72	0,69	0,03
T8	0,0088	-0,00080	13,51	-9,27	0,69	0,69	0,00
Factor						Error Total	0,53
82							

Al hacer esta modificación al modelo de Hwang et al (2001) se comprueba que el modelo sobreestima la resistencia como se comprueba en los valores de la tabla 3.4 y en la figura 6.7 del análisis de sensibilidad que se realiza en el capítulo 6 en el punto 6.1.4. En cambio, si se conserva el valor original del modelo de Hwang et. al (2001), 400, el modelo subestima la resistencia. Iterando por tanteos, se encuentra que el valor más adecuado es 300, ya con él se obtiene la menor diferencia entre la degradación calculada y la obtenida en los experimentalmente en los ensayos del DICTUC (2002) y de Sierra (2002). Como se aprecia en la tabla 3.4 y en la figura 6.7. Cualquiera sea el valor, se puede destacar que la degradación

producida por el comportamiento biaxial en la albañilería construida con bloques de hormigón es menor que la que tiene el hormigón armado.

Tabla 3.4: Relación VHwang/Vobservado promedio

Relación VHwang/Vobservado			
Factor	x=82	x=300	x=400
Promedio	1,21	1,00	0,94

Debido a que no se cuenta con antecedentes para obtener un valor preciso para cuantificar el efecto del estado biaxial de tensiones, para los propósitos de esta memoria se mantendrá el valor usado por Hwang et. al (2001) para el hormigón. Aceptar este valor no debiera afectar mayormente el resultado si se considera que su uso produce una subestimación de un 6% de la resistencia al corte según los valores indicados en la tabla 3.4.

3.6 RESUMEN

A continuación se resumen las modificaciones que se realizaron en el modelo propuesto por Hwang et al. (2001) para aplicarlo en los muros de albañilería. Ellas son las siguientes:

- i. Se incluye la verificación de la fluencia de la armadura de borde debido a que en los ensayos de Sierra (2002) solamente se cuenta con una barra vertical de borde de $\phi 18$. Esta verificación es necesaria ya que si la armadura de borde fluye, el muro no alcanza a desarrollar una falla de corte por compresión del puntal diagonal.
- ii. Para el caso en que un muro no cuenta con armadura distribuida en alguna dirección, se considera una deformación axial unitaria igual a 0.0005 en la dirección donde no se tiene armadura. De este modo se pueden utilizar los ensayos realizados en el DICTUC (2002) los cuales no cuentan con armadura vertical.
- iii. Para el caso en que las armaduras verticales y horizontales superen la tensión de fluencia, se considera que la deformación unitaria axial en la dirección de estas armaduras es igual a 0,002 y 0,003 para ε_v y ε_h respectivamente.
- iv. El cambio del valor de la deformación uniaxial asociada con la resistencia a la compresión de la albañilería a 0,003 se fundamenta únicamente en el cambio de material. El valor considerado toma en cuenta los resultados de ensayos informados en la literatura local.
- v. Para considerar la anisotropía de la albañilería, se incorpora la variación de la resistencia a la compresión de la albañilería por efecto de la inclinación de la carga de la punta de compresión con respecto a la junta de mortero. La reducción resultante es igual a 0,63 para los ensayos de Sierra (2002) y de 0,82 para los ensayos del DICTUC (2002).
- vi. La degradación de la resistencia a la compresión de la albañilería por efecto del estado biaxial de tensiones se consideró que es la misma que la del hormigón.

4 ANTECEDENTES EXPERIMENTALES

La información experimental que se utilizará para analizar la posibilidad de usar el modelo de Hwang et al. (2001) para estimar la resistencia al corte de muros de albañilería construidos con bloques de hormigón, corresponde a los ensayos realizados en dos estudios experimentales desarrollados por el Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón.

Uno de los objetivos de estos estudios experimentales era estudiar el comportamiento de muros de albañilería construidos con ladrillos cerámicos y bloques de hormigón con una cuantía de refuerzo horizontal y vertical reducida. Para los efectos de su desarrollo el estudio se dividió en dos partes en las cuales se estudió separadamente la influencia de la armadura vertical y horizontal.

En este capítulo se entregan los resultados obtenidos en los muros construidos con bloques de hormigón y además se incluye el criterio utilizado para hacer la selección de los muros ensayados considerando que ellos debe tener una fallar de corte por compresión diagonal, condición para la cual se aplica el modelo de Hwang et al. (2001).

4.1 ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA ARMADURA VERTICAL EN MUROS DE ALBAÑILERÍA

A continuación se entregan los resultados de un estudio experimental de muros de albañilería armada realizado en la Universidad de Chile el año 2002 en los laboratorios del IDIEM (Sierra (2002)). En este estudio, los muros de albañilería armada de bloques de hormigón se sometieron a ciclos de carga para reproducir las sollicitaciones que experimenta un muro de una estructura de uno o dos pisos de altura durante un terremoto. Durante el ensayo no se aplicó carga vertical.

4.1.1 Descripción de los muros ensayados

- **Geometría de los muros**

Las dimensiones de los muros son de 3,63 m de largo y 2,25 m de alto y un espesor ancho de las unidades, 140 mm. En la construcción de los muros se consideró una junta de mortero de 15 mm de espesor nominal, con lo que se obtuvo un escantillón de 205 mm, lo que representa tener diez hiladas de alto más una cadeneta de 200 mm en la parte superior.

- **Viga de Fundación y Coronamiento de los Muros**

Para lograr el empotramiento del muro, éste se fundó sobre una viga de hormigón armado con una sección transversal de 300 mm x 400 mm y 4,0 m de largo. Además, se construyó un sobrecimiento de hormigón armado de 50 mm de alto y 140 mm de espesor.

Para coronar el muro se construyó una cadena de hormigón armado de 200 mm de alto, con un largo y un espesor igual al paño de albañilería.

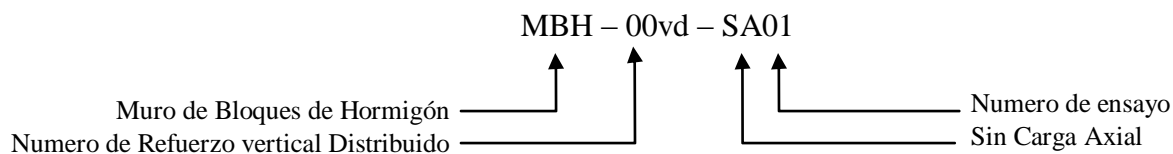
Para conectar el muro a la viga metálica que distribuye la carga aplicada se construyó una viga de hormigón armado con dimensiones similares a la viga de hormigón de fundación.

La calidad del acero empleado para el refuerzo de las vigas, sobrecimiento y cadena de hormigón del muro fue A63-42H.

Para materializar el anclaje superior de las barras verticales de borde se utilizó un grout de relleno con una resistencia a la compresión especificada a los 28 días mayor a 550 kgf/cm².

- **Identificación de los muros**

Los muros se identifican usando la siguiente simbología:



4.1.2 Materiales utilizados en la construcción de los muros

- **Tipo de Unidades**

En la construcción de los muros se usaron bloques huecos de cemento como el mostrado en la Figura 4.1, las dimensiones nominales de los bloques es 390 mm de largo, 140 mm de ancho y 190 mm de alto con un porcentaje de huecos de 40,4%.



Figura 4.1: Bloque de Hormigón utilizado

- **Refuerzos de los muros**

Los muros se reforzaron usando 4 configuraciones distintas de armaduras de refuerzo vertical, conservando el refuerzo horizontal del muro en todas las configuraciones. Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo se determinaron experimentalmente para cada diámetro y para cada tipo de acero utilizado como refuerzo en los muros, las cuales se entregan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Propiedades de las armaduras de refuerzo (Sierra (2002))

Muro de Bloque de Hormigón	Refuerzo Vertical Total							Refuerzo Horizontal Total			
	Distrib.	De borde	ρ_v [%]*	f_{yv} [MPa]	ρ_{vb} [%]**	f_{yvb} [MPa]	Tipo de Acero	Cantidad	ρ_h [%]***	f_{yh} [MPa]	Tipo de Acero
MBH-00vd-SA01	0	2 ϕ 18	0,00	498	0,93	477	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,018	615	AT56-50H
MBH-00vd-SA02	0	2 ϕ 18	0,00	498	0,93	477	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,018	615	AT56-50H
MBH-01vd-SA01	1 ϕ 8	2 ϕ 18	0,01	498	0,93	477	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,018	615	AT56-50H
MBH-01vd-SA02	1 ϕ 8	2 ϕ 18	0,01	498	0,93	477	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,018	615	AT56-50H
MBH-02vd-SA01	2 ϕ 8	2 ϕ 18	0,02	498	0,93	477	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,018	615	AT56-50H
MBH-02vd-SA02	2 ϕ 8	2 ϕ 18	0,02	498	0,93	477	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,018	615	AT56-50H
MBH-03vd-SA01	3 ϕ 8	2 ϕ 18	0,03	498	0,93	477	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,018	615	AT56-50H
MBH-03vd-SA02	3 ϕ 8	2 ϕ 18	0,03	498	0,93	477	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,018	615	AT56-50H

* El porcentaje de refuerzo vertical se calculó como: $\rho_v[\%] = (A_{rv}/A_T) * 100$

Donde: A_{RV} = Área total de refuerzos vertical.

A_T = Área de la sección transversal de muro (largo x espesor).

** El porcentaje de refuerzo vertical de borde se calculó como: $\rho_{vb}[\%] = (A_{RV}/A_{pe}) * 100$

Donde: A_{RV} = Área total de refuerzos vertical.

A_{pe} = Área de la sección transversal del pilar equivalente (2x ancho equivalente del pilar x espesor).

*** El porcentaje de refuerzo horizontal se calculó como: $\rho_h[\%] = (A_{RH}/A_L) * 100$

Donde: A_{RH} = Área total de refuerzos horizontal.

A_L = Área de la sección longitudinal de muro (alto x espesor).

El ancho equivalente del pilar corresponde al recubrimiento que tiene la armadura de borde multiplicado por dos, en este caso es de 195 mm.

• Índices de resistencia de la albañilería

Con el fin de evaluar las propiedades mecánicas de la albañilería, se ensayaron una serie de cuatro prismas y tres muretes. Los prismas fueron construidos con tres unidades superpuestas que se unieron con un mortero de junta igual al usado en la construcción de los muros de bloques. Las dimensiones nominales de estos prismas fueron de 390 mm de ancho por 600 mm de alto, lo que representa una relación de esbeltez nominal de 4,28. Los muretes fueron construidos con dos bloques por hilada y con tres hiladas de alto, resultando muretes de 612 mm x 780 mm. Las probetas se construyeron sin relleno de huecos, tal como se construyeron los muros.

Los resultados de los ensayos de los prismas y muretes se entregan en las Tablas 4.2 y 4.3 respectivamente.

Tabla 4.2: Ensayos de Prisma (Sierra (2002))

Prisma	Carga de Rotura [kN]	Tensión de Compresión [MPa]	Modulo de Elasticidad [MPa]
P-BH-01	233	4,27	1390
P-BH-02	265	4,85	1907
P-BH-03	255	4,67	2257
P-BH-04	294	5,39	2298
Valores promedios	262	4,80	1963

Tabla 4.3: Ensayos de Murete (Sierra (2002))

Murete	Sección Diagonal [mm²]	Carga de Rotura [kN]	Tensión de Agrietamiento Diagonal [MPa]	Módulo de Corte [MPa]
M-BH-01	163400	74,5	0,456	615
M-BH-02	158400	75,5	0,477	515
M-BH-03	158100	77,5	0,490	986
Valores promedios		75,8	0,474	705

4.1.3 Ensayos de los muros

- **Dispositivo de Ensayo**

El ensayo de los muros se realizó usando un marco de reacción de acero, tipo columna, anclado a una viga principal doble T emplazada sobre el piso del laboratorio. Además el dispositivo cuenta con dos vigas metálicas de sección transversal doble T; una de ellas empleada para empotrar el muro al piso y la otra para transmitir la carga horizontal aplicada en el gato.

Para aplicar la carga horizontal sobre el muro, se utilizó un gato hidráulico de doble acción tal como se muestra en la Figura 4.2. Esta carga se distribuyó sobre el muro por medio de una viga metálica en la parte superior del muro, conectando el gato a uno de los extremos de esta viga con un pasador.

Si bien el ensayo se realizó sin aplicar una carga vertical a través de un gato hidráulico, existe una carga vertical distribuida de $0,5 \text{ kgf/cm}^2$, debido al peso propio de los elementos de hormigón armado y de la viga metálica de distribución de carga ubicados en la parte superior del muro.

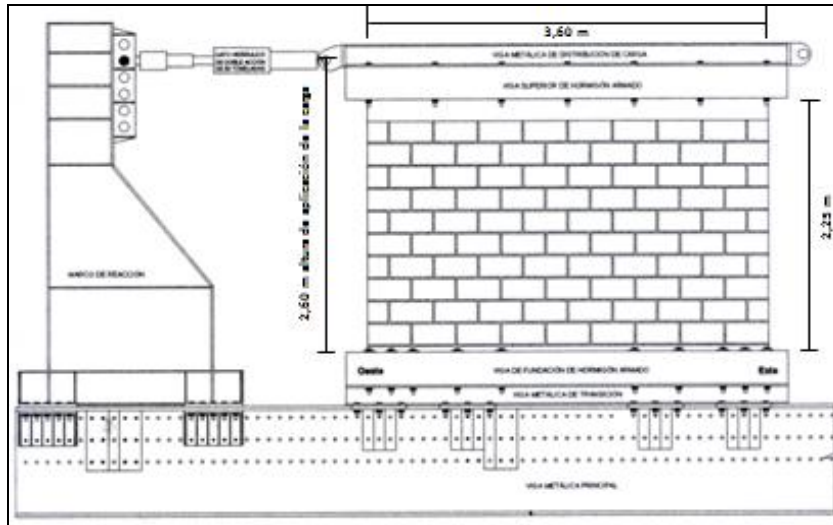


Figura 4.2: Dispositivo de Ensayo y altura de aplicación de la carga

Los traductores de desplazamientos se ubicaron en distintas posiciones del muro para permitir estudiar el comportamiento global y local del muro.

- **Aplicación de la carga**

Los muros se sometieron a ciclos alternados de carga lateral, aplicada de modo cuasiestático hasta alcanzar la falla del muro. Cada ensayo se realizó controlando la deformación lateral del muro, medida al centro y a media altura de la cadena superior. Para cada nivel de deformación se aplicaron dos ciclos de modo de observar los deterioros de rigidez y de resistencia del muro.

Los ciclos de deformación controlada se realizan con las siguientes amplitudes: 0,5; 1,2; 1,5; 2,0; 3,0; 5,0; 7,0; 10,0; 14,0; 18,0 y 22,0 mm. Estos valores divididos por la altura del muro, representan las siguientes distorsiones angulares o derivas (‰): 0,2; 0,6; 0,7; 0,9; 1,4; 2,3; 3,3; 4,7; 6,5; 8,4 y 10,2.

4.1.4 Resultados de los ensayos

En los ensayos se obtuvieron las curvas de histéresis, las cuales se entregan en el Anexo A. A partir de estas curvas se pudo construir las tablas del Anexo B en las cuales se

destacan los puntos más importantes de la evolución de la resistencia del muro con respecto a la deformación.

Además de los datos destacados, en el Anexo A se incluyen los patrones de agrietamiento que se presentan al alcanzar la carga máxima.

- **Modos de falla**

Todos los muros ensayados fallaron con patrones de agrietamiento diferentes, entre ellos se destacan los siguientes: agrietamiento diagonal, agrietamiento horizontal y agrietamiento mixto.

El patrón de agrietamiento diagonal se caracterizó por una grieta inclinada predominante, que abarcó más de la mitad del largo del muro y que tuvo un ancho mucho mayor al resto de las grietas; alrededor de 10 mm hacia el final del ensayo, producida por los efectos de la tracción diagonal en el paño de albañilería. Este patrón de agrietamiento se identifica como una falla de corte por agrietamiento diagonal.

El patrón de agrietamiento horizontal correspondió a una grieta ubicada en una junta horizontal de mortero, que se extiende abarcando más de la mitad del largo del paño de albañilería y la cual se inclinó en uno o ambos extremos, cerca de la armadura vertical de borde, produciendo deslizamiento en la junta. Este patrón de agrietamiento corresponde a una falla de corte por deslizamiento.

El patrón de agrietamiento mixto sólo se observó en algunos de los muros construidos con bloques de hormigón y correspondió a una grieta inclinada que abarca aproximadamente la mitad del paño y una grieta horizontal en el resto del paño.

En general, los muros presentaron patrones de agrietamiento similares en ambos sentidos de la carga. Para identificar estos patrones de agrietamiento se designan como “patrón de agrietamiento O-E” (Oeste – Este) y “patrón de agrietamiento E-O”, según el sentido en que se aplica la carga lateral durante el ensayo.

Al revisar los patrones de agrietamiento de los muros, se comprueba que ellos influyeron en la respuesta observada en las curvas históricas. Las curvas asociadas a un patrón de agrietamiento diagonal se caracterizan por una caída brusca de la capacidad resistente una vez que se produce el corte de una o ambas escalerillas, seguido del aplastamiento de las unidades ubicadas en los extremos de la base del muro (primera hilada), que marcó el colapso del muro. En cambio el deterioro de la carga al presentarse un agrietamiento horizontal fue paulatino.

4.2 ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA ARMADURA HORIZONTAL EN MUROS DE ALBAÑILERÍA

A continuación se entregan los antecedentes de los ensayos realizados en los muros de albañilería armada construidos con bloques de hormigón en el DICTUC (2002).

4.2.1 Descripción de los muros sometidos a ensayo

- **Geometría de los muros**

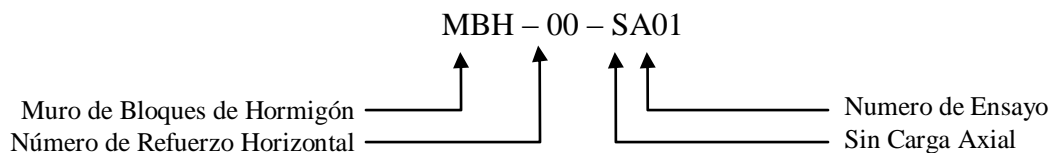
Las dimensiones nominales de los muros son 203 cm de largo y 205,5 cm de alto. El espesor de los muros corresponde al ancho de las unidades, es decir 140 mm. El escantillón utilizado fue de 205 mm, con lo cual los muros tienen diez hiladas a lo alto. El relleno de los muros es parcial, rellenándose solamente los huecos que llevaban armadura vertical.

- **Viga de fundación y coronamiento de los muros**

Para la construcción de las vigas de hormigón armado, se empleó hormigón premezclado en planta grado H30 con armadura de refuerzo de acero tipo A63-42H.

- **Identificación de los muros**

Los muros se identifican usando la siguiente simbología:



4.2.2 Materiales utilizados en la construcción de los muros

- **Tipo de Unidades**

Las dimensiones nominales de los bloques son 39 cm de largo, 14 cm de ancho y 19 cm de alto con un porcentaje de huecos de un 40,4%. La resistencia a la compresión de las unidades fue de 103 kgf/cm². El mortero de pega se aplicó en espesores de 15 mm aproximadamente, para obtener un escantillón de 20,5 cm.

- **Refuerzos de los muros**

Los muros se reforzaron usando una armadura vertical de borde igual a 1 ϕ 22+1 ϕ 18 de acero tipo A63-42H, colocados en las dos perforaciones del bloque ubicado a ambos extremos del muro. Las armaduras de refuerzo horizontal están conformados por escalerillas electrosoldadas formadas por dos barras longitudinales estriadas de 4,2 mm de diámetro, unidas por barras transversales espaciadas a 30 cm; estas escalerillas se distribuyeron en forma variable disponiéndolas cada 2, 3, 4 hiladas, y en un par de casos estas armaduras no se colocaron como se indica en la tabla 4.4

Para cada diámetro de acero utilizado como refuerzo horizontal se construyeron dos muros. Las propiedades mecánicas de las armaduras de refuerzo se determinaron ensayando muestras de la armadura vertical de borde y de la escalerilla utilizada como refuerzo horizontal, la tensión de fluencia obtenida de los ensayos se indica en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Detalle de las armaduras de refuerzo de los Muros y sus propiedades (DICTUC (2002))

Muro de Bloque de Hormigón	Refuerzo Vertical Total				Refuerzo Horizontal Total			
	De Borde	ρ_{vb} [%]*	f_{yv} [MPa]	Tipo de Acero	Cantidad	ρ_h [%]**	f_{yh} [MPa]	Tipo de Acero
MBH-00-SA01	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	0	0,00	0	AT56-50H
MBH-00-SA02	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	0	0,00	0	AT56-50H
MBH-00-CA01	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	0	0,00	0	AT56-50H
MBH-00-CA02	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	0	0,00	0	AT56-50H
MBH-02-SA01	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,02	593	AT56-50H
MBH-02-SA02	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,02	593	AT56-50H
MBH-02-CA01	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,02	593	AT56-50H
MBH-02-CA02	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	2 Escalerillas de 4,2 mm	0,02	593	AT56-50H
MBH-03-SA01	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	3 Escalerillas de 4,2 mm	0,03	593	AT56-50H
MBH-03-SA02	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	3 Escalerillas de 4,2 mm	0,03	593	AT56-50H
MBH-03-CA01	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	3 Escalerillas de 4,2 mm	0,03	593	AT56-50H
MBH-03-CA02	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	3 Escalerillas de 4,2 mm	0,03	593	AT56-50H
MBH-04-CA01	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	4 Escalerilla de 4,2 mm	0,04	593	AT56-50H
MBH-04-CA02	2 ϕ 22+2 ϕ 18	1,16	474	A63-42H	4 Escalerilla de 4,2 mm	0,04	593	AT56-50H

* El porcentaje de refuerzo vertical de borde se calculó como: $\rho_{vb}[\%] = (A_{RV}/A_{pe}) \cdot 100$

Donde: A_{RV} = Área total de refuerzos vertical de borde.

A_{pe} = Área de la sección transversal del pilar equivalente (2xancho efectivo del pilar x espesor).

** El porcentaje de refuerzo horizontal se calculó como: $\rho_h[\%] = (A_{RH}/A_L) \cdot 100$

Donde: A_{RH} = Área total de refuerzos horizontal.

A_L = Área de la sección longitudinal de muro (alto x espesor).

El ancho efectivo del pilar corresponde al recubrimiento de la armadura de borde multiplicado por dos, en este caso es de 390 mm.

• Índices de resistencia de la albañilería

Con el fin de evaluar las propiedades mecánicas de la albañilería, se ensayaron una serie de dos prismas, 6 ensayos de compresión de unidad, 2 ensayos de adherencia y un murete en compresión diagonal por cada serie de muros.

En el caso de los prismas, éstos fueron construidos con tres unidades superpuestas que se unieron con el mortero de junta usado en la construcción de los muros de bloques. Las dimensiones de los prismas fueron de 390 mm de ancho por 600 mm de alto, dimensiones que dan una relación de esbeltez igual a 4,28.

Los muretes ensayados en compresión diagonal fueron construidos con cuatro bloques por cada una de las hiladas y con cinco hiladas de alto, resultando muretes de 1000 mm x 1000 mm. Las dimensiones destacadas no son las mismas dimensiones de los muretes ensayados por Sierra (2002), lo que debe tenerse en cuenta en el momento que se comparen los valores de esta resistencia. Las probetas se construyeron sin relleno de huecos, tal como los muros y los resultados obtenidos se indican en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Ensayos de Compresión de Unidades, Compresión Diagonal, Compresión prismática y Adherencia de los muros (DICTUC (2002)).

Muro	Probeta	Ensayo	Resistencia obtenida	Resistencia promedio ensayada [MPa]
MBH-00-SA01/SA02/CA01/CA02	Bloque de Hormigón	Compresión de Unidades	Tensión de Rotura	10,26
	Murete	Compresión Diagonal	Tensión de Rotura al Corte	0,25
	Prisma	Compresión prismática	Tensión de Rotura	4,95
MBH-02-SA01/SA02/CA01/CA02	Bloque de Hormigón	Compresión de Unidades	Tensión de Rotura	10,26
	Murete	Compresión Diagonal	Tensión de Rotura al Corte	0,18
	Prisma	Compresión prismática	Tensión de Rotura	4,29
	Bloque de Hormigón	Adherencia	Tensión de Rotura de la junta	0,224
MBH-03-SA01/SA02/CA01/CA02	Bloque de Hormigón	Compresión de Unidades	Tensión de Rotura	10,26
	Murete	Compresión Diagonal	Tensión de Rotura al Corte	0,24
	Prisma	Compresión prismática	Tensión de Rotura	5,27
	Bloque de Hormigón	Adherencia	Tensión de Rotura de la junta	0,262
MBH-04-CA01/CA02	Bloque de Hormigón	Compresión de Unidades	Tensión de Rotura	10,26
	Murete	Compresión Diagonal	Tensión de Rotura al Corte	0,301
	Prisma	Compresión prismática	Tensión de Rotura	4,36

4.2.3 Ensayo de los muros

- **Dispositivo de ensayo**

El marco de carga empleado en el ensayo de los muros consta de dos gatos ubicados en la parte superior sobre un marco que aplica la carga sobre el muro de ensayo, esta carga es transmitida en la parte superior sobre la base de anclaje a la cual se encuentra apernada.

Durante los ensayos se registraron los desplazamientos horizontales utilizando un transductor ubicado a 221,5 cm de la base del muro, esto es a 32 cm sobre el punto de aplicación de la carga.

En la Figura 4.4 se muestra el marco de carga empleado en los ensayos como también cada uno de los componentes del dispositivo de ensayo de los muros.

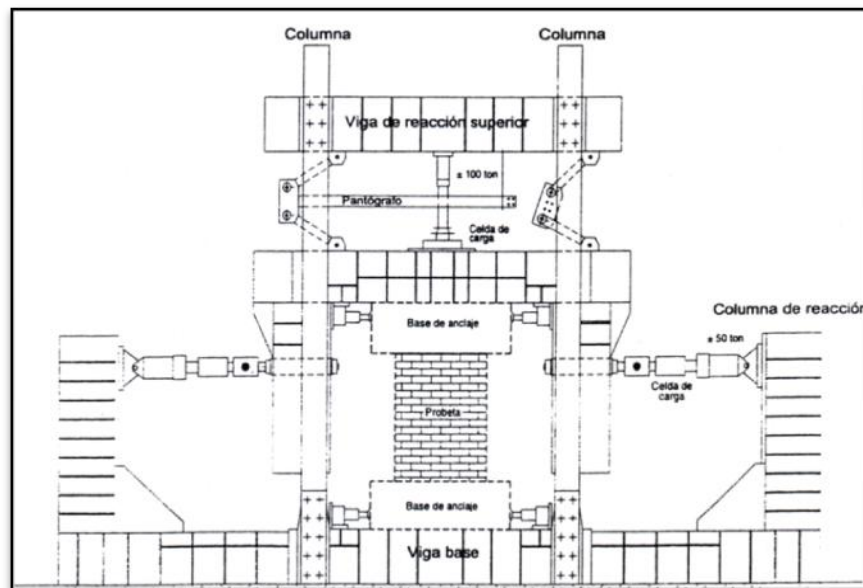


Figura 4.3: Dispositivo de Ensayo

- **Aplicación de la carga**

Los ensayos se realizaron controlando las deformaciones horizontales, las cuales se lograron aplicando una fuerza horizontal mediante un par de gatos hidráulicos dispuestos horizontalmente sobre el marco a una altura de 191,5 cm. del nivel basal.

Las fuerzas se aplicaron en forma alternada, es decir en uno y otro sentido del plano principal del muro, y creciente hasta alcanzar la rotura del muro. Para efectos de realizar el ensayo se escogieron doce niveles de deformación para cada muro comenzando desde 0,2 mm y llegando hasta 24 mm. En la tabla 4.8 se indican los pares de probetas ensayadas, en algunas de ellas el ensayo se hizo en presencia de cargas axiales aplicadas en el borde superior de los muros. Para todos los casos, la esbeltez mecánica de los muros (razón M/Vd) fue de 0,95.

Tabla 4.8: Detalle de los muros ensayados (DICTUC (2002))

Muro	Carga Axial [kN]
MBH-00-SA01	0
MBH-00-SA02	0
MBH-00-CA01	167,1
MBH-00-CA02	166,9
MBH-02-SA01	0
MBH-02-SA02	0
MBH-02-CA01	169,0
MBH-02-CA02	170,6
MBH-03-SA01	0
MBH-03-SA02	0
MBH-03-CA01	169,0
MBH-03-CA02	168,0
MBH-04-CA01	172,0
MBH-04-CA02	173,0

4.2.4 Resultados de los ensayos

En los ensayos se obtuvieron las curvas de histéresis las cuales se muestran en los gráficos incluidos en el Anexo A. Además se registró la fisuración y la carga para cada nivel de deformación.

En el Anexo B se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos realizados. En este resumen se indica los valores correspondientes a la 1ª fisura diagonal importante y a la resistencia máxima del muro.

- **Modos de falla**

El patrón de agrietamiento diagonal observado se caracterizó por una grieta inclinada predominante, que abarcó completamente la diagonal del muro con un ancho de grieta del orden de 9 mm hacia el final del ensayo. Esta grieta se produce por tracción diagonal en el paño de albañilería.

En general, los muros presentaron patrones de agrietamiento similares en ambos sentidos de la carga. En particular para los objetivos de esta memoria, se diferencia al patrón de agrietamiento originado al aplicar la carga en el sentido positivo del patrón de agrietamiento originado al cargar en el sentido opuesto, llamando al primero “patrón de agrietamiento O-E” (Oeste – Este) y el segundo “patrón de agrietamiento E-O”.

Los patrones de agrietamiento de los muros están estrechamente relacionados con las características de las curvas histéricas obtenidas. Las curvas de histéresis asociadas con un agrietamiento diagonal se caracterizan por una caída brusca de la capacidad resistente una vez que se produce el corte de una o más escalerillas, seguido del aplastamiento de las unidades ubicadas en los extremos de la base del muro (primera hilada), que marcó el colapso del muro.

4.3 SELECCIÓN DE ENSAYOS

Dado que para los objetivos de este Trabajo de Título es necesario utilizar sólo ensayos de muros que presenten una falla de corte por compresión diagonal, es necesario descartar todos aquellos muros que fallen por otro “mecanismo” (por ejemplo: por deslizamiento).

El proceso de selección de los muros con los cuales se trabajará se realizó considerando tres aspectos en cada muro: la capacidad de flexo-compresión, la inspección del patrón de agrietamiento, y la forma de las curvas de histéresis.

4.3.1 Resistencia a la flexión de los muros

Para determinar esta resistencia se utiliza el método propuesto por Hidalgo (1989), el cual considera una distribución parabólica de la distribución de tensiones en la zona en compresión de la albañilería. Esta distribución se establece teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de prismas de albañilería sometidos a carga de compresión axial (Hidalgo et al. 1983).

Según Hidalgo (1989), la albañilería alcanza su resistencia a la flexión cuando la deformación axial unitaria en el borde más comprimido es igual a 0,003 cuando se trata de una albañilería construida con bloque de hormigón. Para deformaciones mayores que este valor se produce descascaramiento de las paredes de las unidades de albañilería (Hidalgo et al, 1983).

Utilizando las ecuaciones propuestas por Hidalgo (1989) y descritas por Silva (2005), se encuentra la profundidad de la cabeza comprimida de modo que la carga axial resultante de compresión sea igual a la carga axial aplicada verticalmente en el muro.

Las ecuaciones utilizadas para este efecto corresponden a las ecuaciones 33 a 37, en ellas se incluye el aporte de la armadura vertical de borde ubicada en el borde comprimido de la sección transversal del muro, como se muestra en la figura 4.4. En estas ecuaciones se desprecia la presencia de la armadura vertical distribuida considerando que ellas representan una cuantía muy pequeña para el caso de los muros de Sierra (2002) y no existe en los muros del DICTUC (2002).

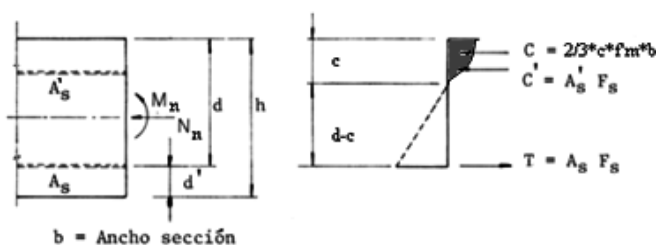


Figura 4.4: Modelo teórico para determinar la resistencia a la flexión de un muro de albañilería (Silva (2005))

$$C = \frac{2}{3} \cdot c \cdot f'_m \cdot b \quad \text{Ec.33}$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad \text{Ec.34}$$

$$C' = A_s' \cdot f_y \quad \text{Ec.35}$$

$$P_n = C - T + C' \quad \text{Ec.36}$$

$$M_n = C \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{3c}{8} \right) + T \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + C' \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{Ec.37}$$

donde:

- C resultante de las tensiones normales que actúan en la cabeza de compresión de la albañilería.
- b espesor del muro.
- c profundidad de la zona comprimida, distancia entre el borde más comprimido y la fibra neutra.
- T fuerza de tracción en la armadura ubicada en el borde traccionado.
- C' fuerza de compresión en la armadura ubicada en el borde más comprimido.

- P_n resistencia nominal de compresión.
- M_n resistencia nominal de momento flector.

En la tabla 4.6 se detallan los resultados obtenidos, las resistencias nominales corresponden a los valores de P_n y M_n , y los valores de las solicitaciones máximas de los ensayos son N_s y M_s .

Tabla 4.6: Capacidad de Flexocompresión

	Sierra (2002)	DICTUC (2002)	
		sin carga axial	con carga axial
c [mm]	269	670	1038
C [kN]	120,4	298,1	462,2
A's [mm ²]	25400	63500	63500
ϵ_s'	0,002	0,002	0,002
C' [kN]	1,0	2,7	3,0
As [mm ²]	25400	63500	63500
ϵ_s	0,0361	0,0052	0,0023
T [kN]	121,4	300,8	292,2
P_n [kN]	0	0	173,0
M_n [kN*m]	412,9	476,6	531,3
N_s [kN]	0	0	173
M_s [kN*m]	377,0	276,2	321,2

Considerando que el valor de M_s es menor que M_n , se concluye que la falla de flexión no controla por lo cual no se puede descartar ningún ensayos por esta razón (Falla de flexión).

4.3.1 Inspección del patrón de agrietamiento de los muros

Teniendo en cuenta esta información se descartan los muros que presenten una falla de corte por deslizamiento. De la revisión de los patrones de agrietamiento de los ensayos de Sierra (2002), se observa que los muros MBH-00vd-SA01, MBH-00vd-SA02, MBH-01vd-SA01 y MBH-01vd-SA02, presentan grietas que se propagan por la junta de mortero por un largo mayor a dos tercios del largo del muro, lo que se considera representativo de una falla de corte por deslizamiento horizontal y por lo cual se descartan debido a que no corresponde a una falla de corte por agrietamiento diagonal.

En el caso de los ensayos de DICTUC (2002) y de los ensayos MBH-02vd-SA01, MBH-02vd-SA02, MBH-03vd-SA01 y MBH-03vd-SA02 de Sierra (2002), existe un patrón de agrietamiento inclinado que se cruza en el centro del paño, por lo cual no se descartan.

4.3.2 Análisis de las curvas de histéresis de cada muro

Considerando los gráficos de los ciclos de carga incluidos en el Anexo A, se puede distinguir los muros que agrietándose diagonalmente siguen tomando carga de aquellos que no lo hacen.

Para hacer la selección a partir de esta información, se seleccionan aquellos muros en los cuales el aumento de la carga máxima represente más de un 20% de la carga de inicio del agrietamiento diagonal.

Aplicando este criterio quedan fuera los muros MBH-00vd-SA01, MBH-00vd-SA02, MBH-01vd-SA01 y MBH-01vd-SA02 ensayados por Sierra (2002), en ellos existe un aumento despreciable de la carga correspondiente al primer agrietamiento diagonal en comparación con el resto de las curvas de histéresis del Anexo A.

En los ensayos realizados en el DICTUC (2002), específicamente los muros MBH-00-SA01, MBH-00-SA02, MBH-00-CA01 y MBH-00-CA02, se puede apreciar en las curvas incluidas en el Anexo A que no existe un aumento considerable de la carga máxima por sobre la carga correspondiente al primer agrietamiento diagonal, lo cual se comprueba claramente en la figura 4.5, por lo que se descarta que la falla sea de corte por compresión diagonal, asociándola a una falla de corte por tracción en la diagonal. En estos muros se produce este tipo de falla por no tener armadura distribuida en ninguna de las dos direcciones, y su resistencia máxima es solamente un 15% mayor que la carga que produce la primera grieta diagonal. Por no superar el límite de sobre resistencia de un 20%, estos muros no fueron utilizados.

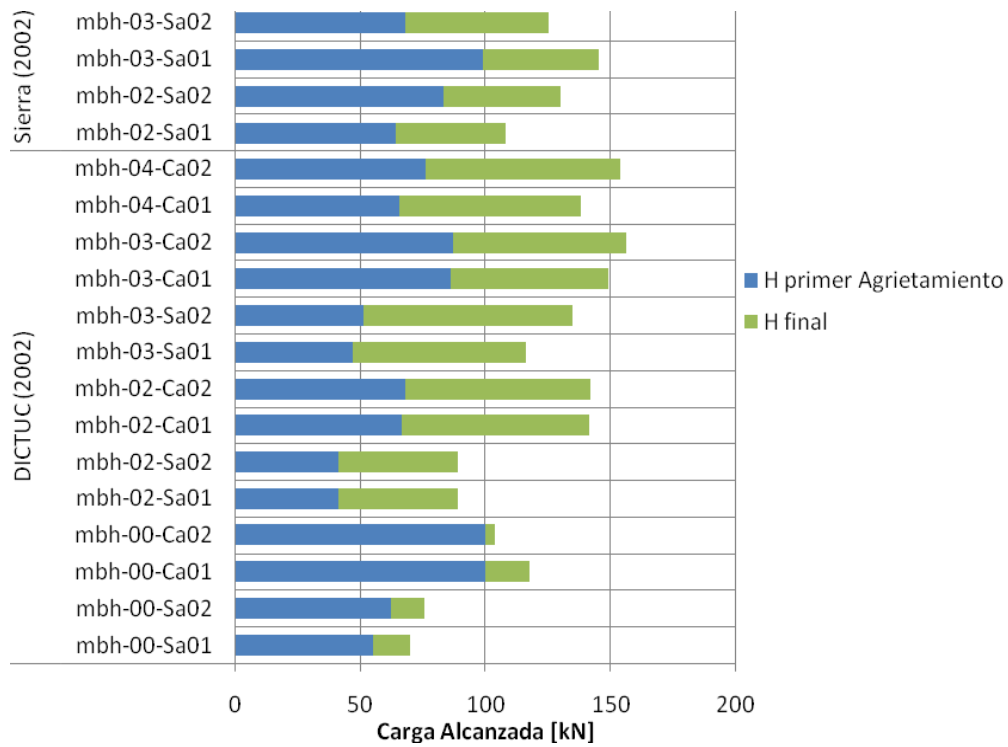


Figura 4.5: Aumento de carga máxima por sobre la carga de primera fisuración

4.3.3 Resumen

La tabla 4.7 indica los muros ensayados por Sierra (2002) y el DICTUC (2002) que fueron escogidos para analizar la posibilidad de aplicar el modelo modificado de Hwang et. al, destacando el criterio por el que fueron descartados algunos ensayos.

Tabla 4.7: Resumen de Ensayos Utilizados el modelo modificado de Hwang et. al

	Ensayo	Aceptado	Razón
1	MBH-00VD-SA01	No	Patrón de Agrietamiento no corresponde al de una falla por compresión del puntal diagonal
2	MBH-00VD-SA02	No	Patrón de Agrietamiento no corresponde al de una falla por compresión del puntal diagonal
3	MBH-01VD-SA01	No	Patrón de Agrietamiento no corresponde al de una falla por compresión del puntal diagonal
4	MBH-01VD-SA02	No	Patrón de Agrietamiento no corresponde al de una falla por compresión del puntal diagonal
5	MBH-02VD-SA01	Si	Cumple los criterios de selección, se utiliza el ciclo negativo por ser más limpios los datos
6	MBH-02VD-SA02	Si	Cumple los criterios de selección, se utiliza el ciclo negativo por ser más limpios los datos
7	MBH-03VD-SA01	Si	Cumple los criterios de selección, se utiliza el ciclo negativo por ser más limpios los datos
8	MBH-03VD-SA02	Si	Cumple los criterios de selección, se utiliza el ciclo negativo por ser más limpios los datos
9	MBH-00-SA01	No	No supera el 20% de sobrerresistencia a partir de la primera fisura diagonal
10	MBH-00-SA02	No	No supera el 20% de sobrerresistencia a partir de la primera fisura diagonal
11	MBH-00-CA01	No	No supera el 20% de sobrerresistencia a partir de la primera fisura diagonal
12	MBH-00-CA02	No	No supera el 20% de sobrerresistencia a partir de la primera fisura diagonal
13	MBH-02-SA01	Si	Cumple los criterios de selección
14	MBH-02-SA02	Si	Cumple los criterios de selección
15	MBH-02-CA01	Si	Cumple los criterios de selección
16	MBH-02-CA02	Si	Cumple los criterios de selección
17	MBH-03-SA01	Si	Cumple los criterios de selección
18	MBH-03-SA02	Si	Cumple los criterios de selección
19	MBH-03-CA01	Si	Cumple los criterios de selección
20	MBH-03-CA02	Si	Cumple los criterios de selección
21	MBH-04-CA01	Si	Cumple los criterios de selección
22	MBH-04-CA02	Si	Cumple los criterios de selección

5 RESULTADOS DEL MODELO DE TOMAZEVIC (1999)

Para poder establecer un nivel de comparación con otros modelos, en este capítulo se calcula la capacidad resistente al corte de los muros ensayados por Sierra y por el DICTUC utilizando la ecuación propuesta por Tomazevic (1999).

Con este propósito se analiza en forma separada y conjunta la contribución de cada término de la ecuación propuesta por Tomasevic. En la figura 5.1 se muestra la contribución correspondiente a la albañilería, a la armadura horizontal y a la armadura vertical distribuida y al efecto conjunto de la albañilería y del refuerzo horizontal; esta última es identificada como H_{u1} en las tablas del Anexo C.

Para determinar la contribución de la armadura horizontal se ha considerado el factor de reducción C_{rh} propuesto por Tomasevic ($C_{rh} = 0,3$).

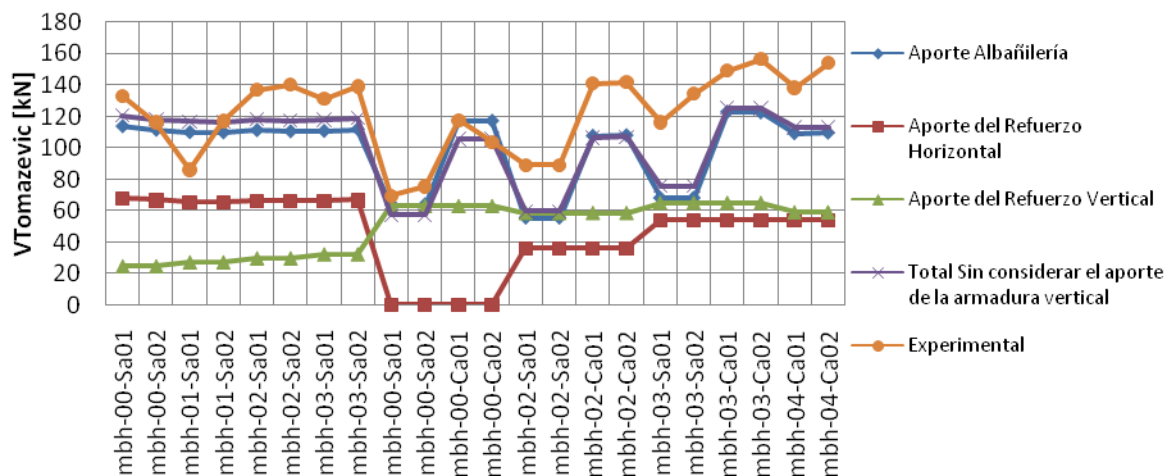


Figura 5.1: Resistencia al corte según Tomazevic (1999), sin considerar el aporte de la armadura vertical distribuida y la reducción de la resistencia prismática por inclinación de la junta de mortero

De la figura 5.1 se observa que la contribución más importante es la de la albañilería. Además se comprueba que en los ensayos realizados por Sierra (2002), la ecuación propuesta por Tomasevic subestima en aproximadamente un 3% la resistencia al corte de los muros, y lo

mismo ocurre en los últimos cuatro ensayos del DICTUC (2002), en los cuales la subestimación es aproximadamente de un 23%.

Considerando que la fórmula propuesta por Tomazevic (1999) no incluye la degradación de la resistencia a la compresión de la albañilería por efecto de la inclinación de la junta de mortero con respecto a la dirección de la fuerza de compresión diagonal, en la figura 5.2 se grafican los resultados que se obtienen al incluir esta degradación.

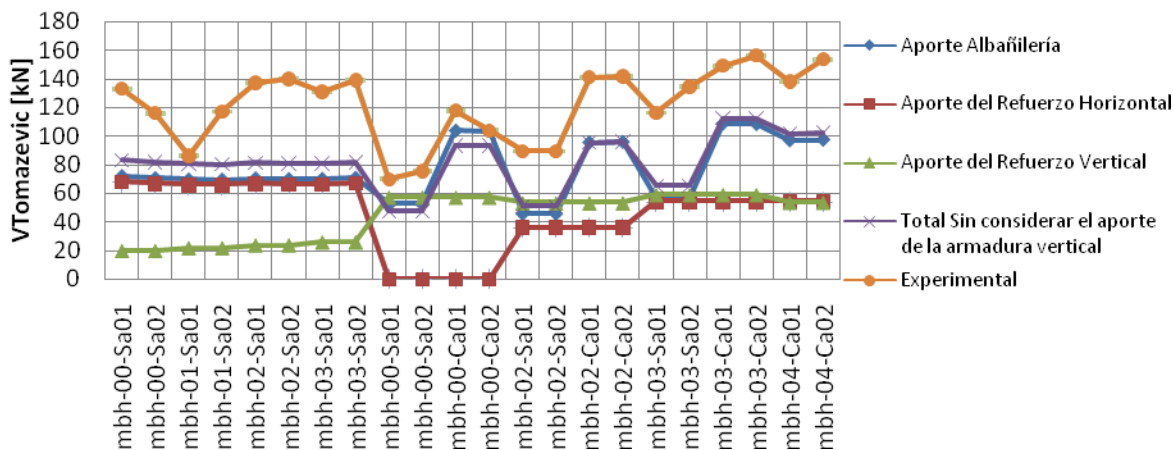


Figura 5.2: Resistencia al corte según Tomazevic (1999), sin considerar el aporte de la armadura vertical distribuida, considerando la degradación de la resistencia prismática por inclinación de la junta de mortero

De figura 5.2 se aprecia que la contribución de la albañilería sigue siendo la más importante en relación al resto de los aportes, sin embargo esta vez la diferencia que tiene con el aporte del refuerzo horizontal es mucho menor, debido a que la degradación de la resistencia prismática afecta al aporte de la albañilería y la del refuerzo vertical, pero no el del refuerzo horizontal. Los resultados del modelo de Tomazevic (1999) esta vez se alejan aún más de los resultados experimentales alcanzando una subestimación promedio de 33%. A partir de este resultado se puede ver que es recomendable revisar el factor de degradación de la resistencia prismática por inclinación de la junta de mortero, reuniendo más información experimental.

Tomazevic (1999) basándose en los resultados experimentales, propuso incluir el aporte de la armadura vertical distribuida, con lo cual se obtiene una resistencia al corte cuyo

valor se identifica como H_{u2} en las tablas del Anexo C. Considerando los valores de H_{u2} se construye la figura 5.3.

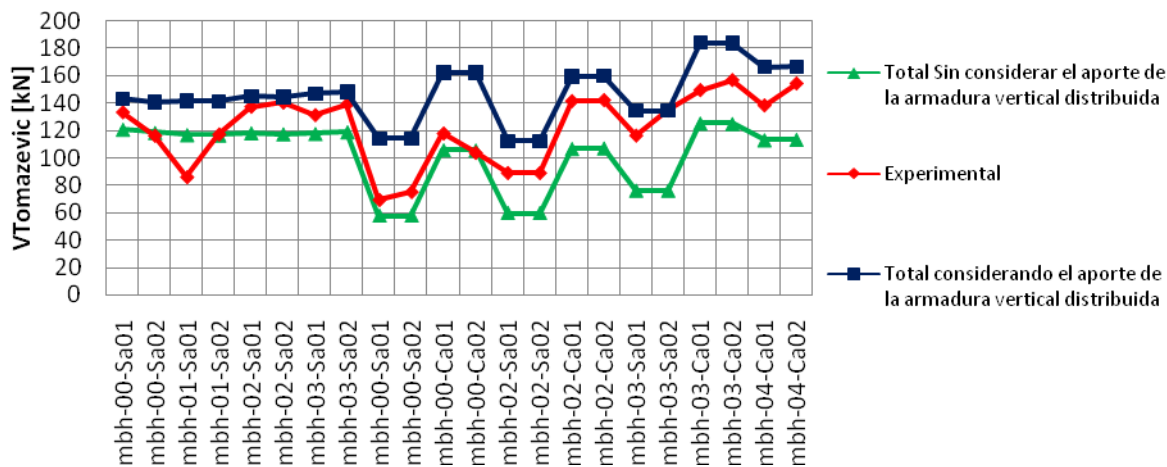


Figura 5.3: Comparación entre las resistencias al corte según Tomazevic (1999), sin considerar la degradación de la resistencia prismática por inclinación de la junta de mortero

De la figura 5.3 se comprueba que en los 8 primeros ensayos (correspondientes a Sierra (2002)) se tiene un 3% de subestimación de la resistencia al corte cuando no se considera el aporte de la armadura vertical y un 18% de sobreestimación cuando se considera el aporte de la armadura vertical. Sin embargo para los 14 ensayos restantes (correspondientes a DICTUC (2002)), se aleja al valor experimental de un 23% de subestimación sin considerar el aporte de la armadura vertical a un 27% de sobreestimación utilizando el factor de mitigación propuesto por Tomazevic (1999).

Considerando estos resultados se puede concluir que la ecuación propuesta por Tomazevic (1999) se ajusta al valor experimental cuando no se considera el efecto de la armadura vertical distribuida. Esto se entiende si se considera que para que se desarrolle la acción de dovela del refuerzo vertical es necesario alcanzar niveles de deformación muy grandes en comparación con los niveles asociados a los otros dos aportes, los cuales a su vez pueden experimentar deterioro a esos niveles de deformación.

6 RESULTADOS DEL MODELO PUNTAL-TENSOR MODIFICADO

6.1 COMPARACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN EL MODELO DE HWANG ORIGINAL Y LA CARGA MÁXIMA EXPERIMENTAL

Para hacer esta comparación se utiliza el modelo original propuesto por Hwang et al. (2001) en el cual se hacen las correcciones indicadas en el Capítulo 3 para incluir los valores de las deformaciones ε_h y ε_v para los casos en que no existe refuerzo en algún sentido o cuando se alcanza la fluencia de las barras y la modificación de la deformación unitaria axial asociada con la resistencia a la compresión uniaxial, ε_o . Además se incluye el control del límite de la carga horizontal por efecto de la fluencia de las barras verticales de borde.

En esta etapa no se incluyen las modificaciones asociadas con la degradación de la resistencia a la compresión de la albañilería por efecto de la inclinación de la fuerza del puntal de compresión con respecto a la junta horizontal de mortero y del estado biaxial de tensiones compresión–tracción.

En la figura 6.1 se muestra la resistencia al corte que se obtiene al aplicar el modelo propuesto por Hwang et al. (2001) junto con la carga máxima experimental de cada uno de los muros seleccionados, ambos valores se entregan en la tabla 6.1 junto con el valor de la relación entre estas dos cargas. En la figura 6.2 se grafica la relación entre las cargas.

Tabla 6.1: Resistencia al corte según el modelo propuesto por Hwang et. al (2001), resistencia experimental y relación entre ellas

	V _{wh}		
	V _{hwang}	V _{exp}	Relación V _{hwang} /V _{exp}
mbh-02vd-Sa01	135,3	137,0	0,99
mbh-02vd-Sa02	135,3	140,0	0,97
mbh-03vd-Sa01	135,6	131,0	1,04
mbh-03vd-Sa02	136,1	139,0	0,98
mbh-02-Sa01	104,9	89,0	1,18
mbh-02-Sa02	104,9	89,0	1,18
mbh-02-Ca01	151,2	141,1	1,07
mbh-02-Ca02	151,5	141,8	1,07
mbh-03-Sa01	130,8	116,1	1,13
mbh-03-Sa02	130,8	134,4	0,97
mbh-03-Ca01	177,0	149,1	1,19
mbh-03-Ca02	176,6	156,3	1,13
mbh-04-Ca01	160,3	138,0	1,16
mbh-04-Ca02	161,0	153,9	1,05

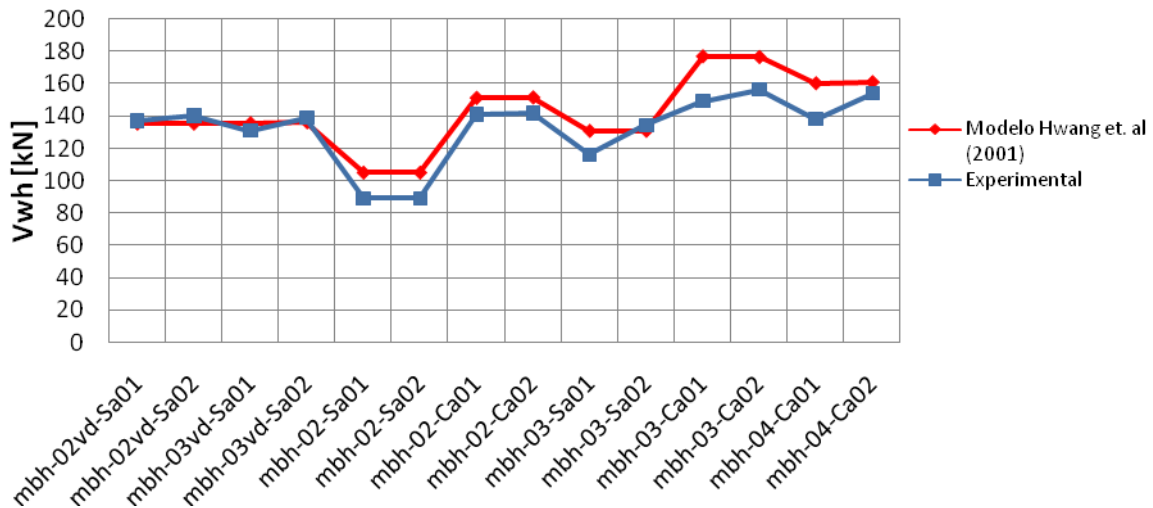


Figura 6.1: Resistencia al corte del modelo propuesto por Hwang et. al (2001) y resistencia experimental

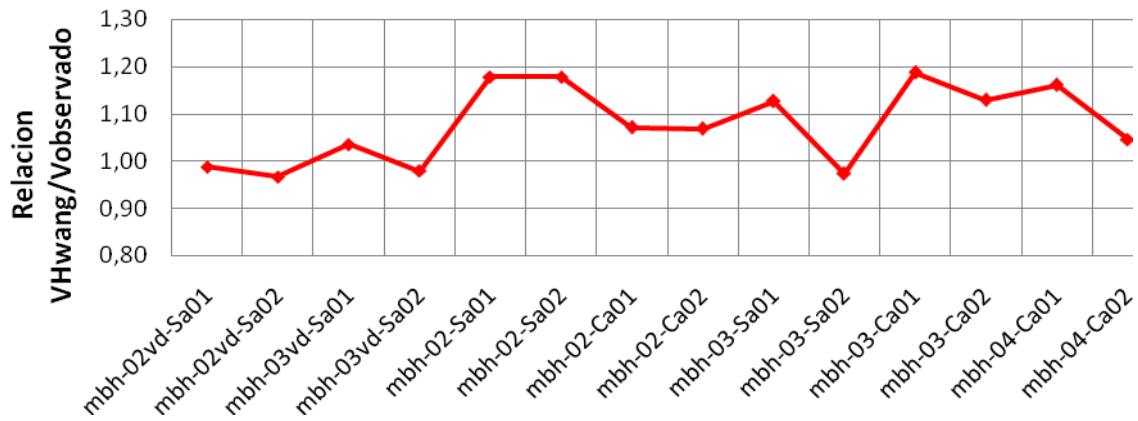


Figura 6.2: Relación entre la resistencia al corte obtenida con el modelo original de Hwang et al. (2001) corregido y la carga máxima de los ensayos

De la figura 6.2 se tiene que el promedio de la relación entre la carga teórica y la experimental es igual a 1,08, lo cual que representa una sobreestimación de un 8%, con una desviación estándar de 0,08. Además se aprecia que en cuatro muros la sobreestimación es por sobre el 15%.

6.2 COMPARACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN EL MODELO ORIGINAL MODIFICADO Y LA CARGA MÁXIMA EXPERIMENTAL

Utilizando el modelo propuesto por Hwang et al. (2001) con las modificaciones debido a la degradación de la resistencia a la compresión de la albañilería por efecto de la inclinación de la fuerza del puntal de compresión con respecto a la junta horizontal de mortero y del estado biaxial de tensiones compresión–tracción, se obtienen los valores teóricos de la resistencia al corte de los muros ensayados.

Los resultados obtenidos se detallan en la tabla 6.2 y se dibujan en la figura 6.3. La relación entre los valores obtenidos con el modelo modificado y la carga máxima experimental se muestra en la figura 6.4 para los 14 muros seleccionados en el Capítulo 4 (Muros MBH-02vd-Sa01, MBH-02vd-Sa02, MBH-03vd-Sa01, MBH-03vd-Sa02, MBH-02-Sa01, MBH-02-Sa02, MBH-02-Ca01, MBH-02-Ca02, MBH-03-Sa01, MBH-03-Sa02, MBH-03-Ca01, MBH-03-Ca02, MBH-04-Ca01 y MBH-04-Ca02).

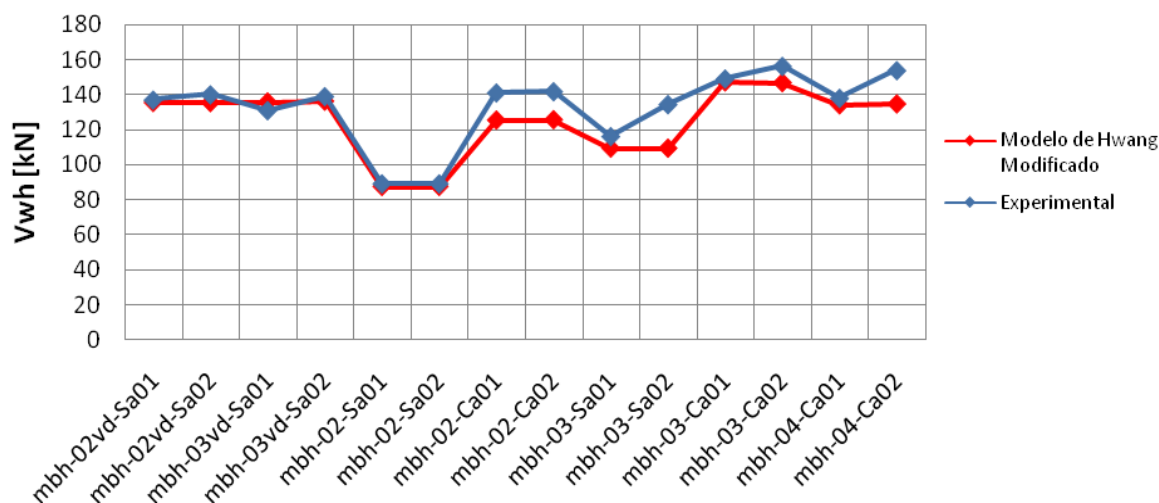


Figura 6.3: Resistencia según el modelo de Hwang Modificado y Resistencia Experimental

Tabla 6.2: Resistencia del modelo de Hwang Modificado, resistencia experimental y relación entre ellas

Muros	V _{wh}		
	V _{hwang Modificado}	V _{exp}	V _{hwang Modificado} /V _{exp}
mbh-02vd-Sa01	135,3	137,0	0,99
mbh-02vd-Sa02	135,3	140,0	0,97
mbh-03vd-Sa01	135,6	131,0	1,04
mbh-03vd-Sa02	136,1	139,0	0,98
mbh-02-Sa01	87,3	89,0	0,98
mbh-02-Sa02	87,3	89,0	0,98
mbh-02-Ca01	125,3	141,1	0,89
mbh-02-Ca02	125,5	141,8	0,89
mbh-03-Sa01	109,2	116,1	0,94
mbh-03-Sa02	109,2	134,4	0,81
mbh-03-Ca01	147,1	149,1	0,99
mbh-03-Ca02	146,7	156,3	0,94
mbh-04-Ca01	134,0	138,0	0,97
mbh-04-Ca02	134,5	153,9	0,87

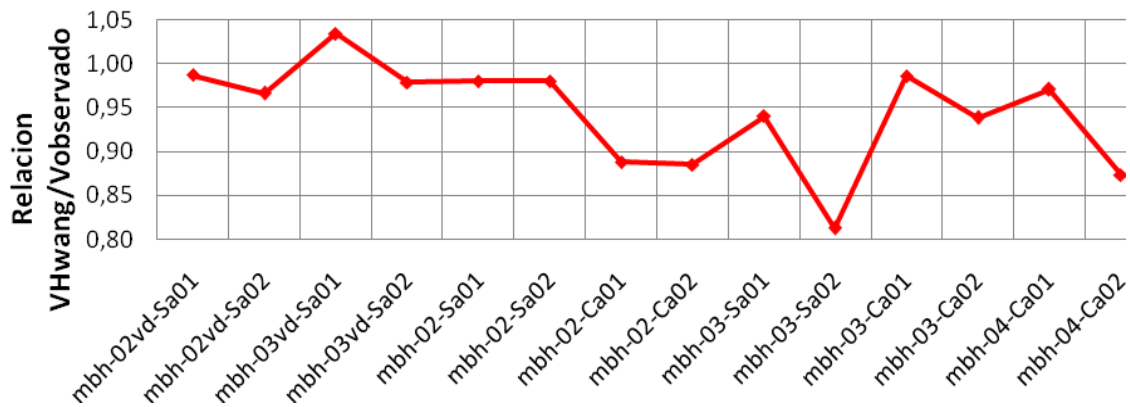


Figura 6.4: Relación entre la resistencia al corte obtenida con el modelo modificado de Hwang et al. (2001) y resistencia obtenida en los ensayos

De la figura 6.4 se obtiene que el promedio de la relación entre las cargas de los 14 muros ensayos es igual a 0,94, lo que representa una subestimación de un 6%, con una desviación estándar de 0,06. De 14 muros ensayados existen 4 en los cuales se sobrepasan la barrera del 10% de diferencia, alcanzando una diferencia máxima un poco mayor que un 15%.

6.3 CONTRIBUCIÓN DE LOS “MECANISMOS” CONSIDERADOS EN EL MODELO DE HWANG EN LA RESISTENCIA AL CORTE

Para visualizar la contribución de cada uno de los “mecanismo” que intervienen en el modelo modificado de Hwang et al. (2001) en la resistencia al corte de un muro cuando varía la cuantía de la armadura vertical u horizontal, en la figura 6.5 se grafica el aporte de cada “mecanismo”, el valor de la resistencia al corte que resulta con el modelo y las cargas máximas experimentales.

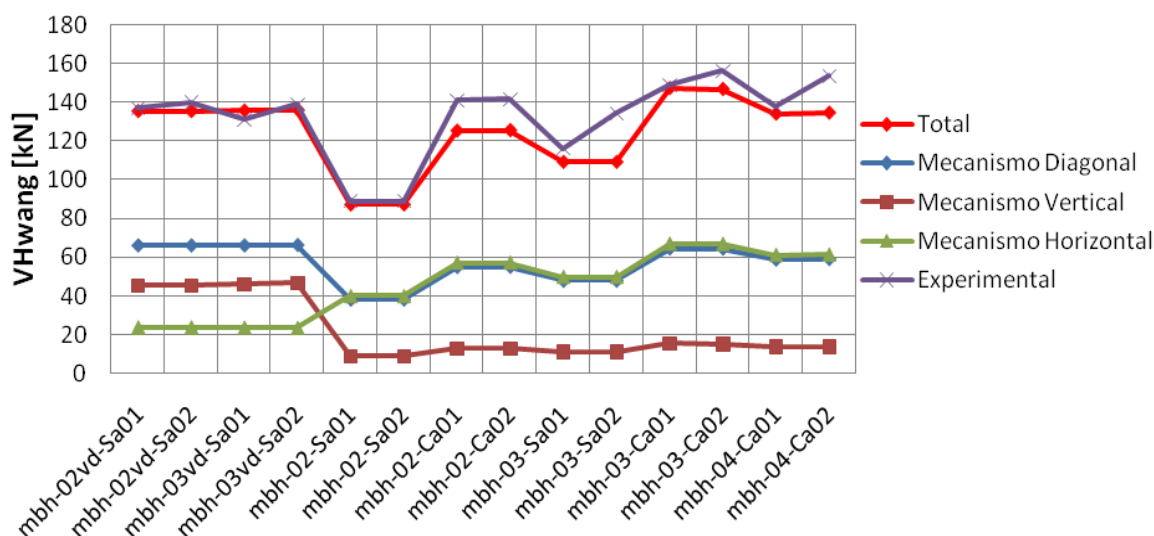


Figura 6.5: Aporte de cada “mecanismo” del modelo modificado de Hwang et al. (2001)

Los valores con los cuales se dibuja la figura 6.5 se detallan en la tabla 6.3. De la figura 6.5 se aprecia el aumento que tiene la resistencia al corte al aplicar una carga axial en el muro, aumento que queda reflejado por el escalón que se observa en la línea que une los valores tanto experimentales como teóricos en los ensayos realizados en el DICTUC (2002).

En este caso las cargas axiales son del orden de 17 tonf, lo cual se traduce en un aumento de 40 kN en la resistencia total del muro.

Tabla 6.3: Aportes de los mecanismos del modelo de Hwang y resultados experimentales.

Muros	V _{wh}				
	Diagonal	Vertical	Horizontal	V _{hwang}	Ensayo
mbh-02vd-Sa01	65,9	45,7	23,7	135,3	137,0
mbh-02vd-Sa02	65,9	45,7	23,7	135,3	140,0
mbh-03vd-Sa01	65,9	46,1	23,6	135,6	131,0
mbh-03vd-Sa02	66,1	46,7	23,4	136,1	139,0
mbh-02-Sa01	38,3	9,2	39,9	87,3	89,0
mbh-02-Sa02	38,3	9,2	39,9	87,3	89,0
mbh-02-Ca01	54,9	13,2	57,2	125,3	141,1
mbh-02-Ca02	55,0	13,2	57,3	125,5	141,8
mbh-03-Sa01	47,9	11,5	49,9	109,2	116,1
mbh-03-Sa02	47,9	11,5	49,9	109,2	134,4
mbh-03-Ca01	64,4	15,5	67,1	147,1	149,1
mbh-03-Ca02	64,3	15,4	67,0	146,7	156,3
mbh-04-Ca01	58,7	14,1	61,2	134,0	138,0
mbh-04-Ca02	59,0	14,1	61,4	134,5	153,9

6.4 COMPARACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA AL CORTE SEGÚN EL MODELO DE HWANG ET AL. MODIFICADO Y EL MODELO DE TOMASEVIC

En la figura 6.6 se comparan los valores de la resistencia al corte que se obtiene con modelo de Hwang et al. modificado y con el modelo propuesto por Tomasevic. Para este último modelo se considera la degradación de la resistencia a la compresión de la albañilería por efecto de la inclinación de la fuerza del puntal de compresión con respecto a la junta horizontal de mortero.

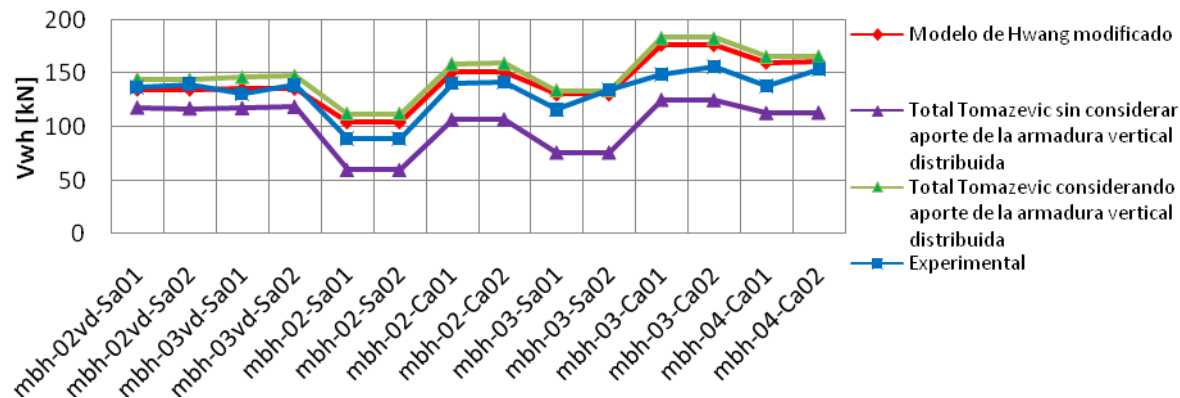


Figura 6.6: Comparación entre el modelo de Tomasevic (1999) y el modelo de Hwang at al. Modificado

Tal como se aprecia en la figura 6.6, la resistencia a la corte calculada con el modelo de Hwang modificado se ajusta mejor a los resultados experimentales que las dos ecuaciones propuestas por Tomasevic (1999), sin embargo considerando el aporte de la armadura vertical distribuida se acerca bastante a lo estimado con el modelo de Hwang modifica.

En este grafico se puede ver que en la resistencia estimada por el modelo de Tomasevic considerando el aporte de la armadura vertical distribuida se acerca más al valor experimental que al no considerarlo, lo cual se contradice con lo obtenido en el Capítulo 5, esto se debe a que los catorce ensayos que fueron seleccionados para este estudio tiene la particularidad que se acercan más a la resistencia máxima obtenida en los ensayos, pero al

analizarlos los veintidós ensayos iniciales, la media de la resistencia obtenida sin considerar el efecto de la armadura vertical distribuida se acerca más al valor experimental.

6.5 ANALISIS DE SENSIBILIDAD

6.5.1 Sensibilidad a la deformación axial asociada con la resistencia a la compresión axial de la albañilería, ϵ_o .

En la figura 6.7 se comprueba que el valor de la resistencia calculada con el modelo de Hwang et al. modificado prácticamente no es sensible a los valores de la deformación unitaria axial asociada con la resistencia a la compresión uniaxial, ϵ_o . En esta figura se han considerado dos valores para ϵ_o , 0,002 y 0,003, los que corresponden a valores extremos según Hamid y Drysdale (1980) para probetas construidas con bloques de hormigón sin grout.

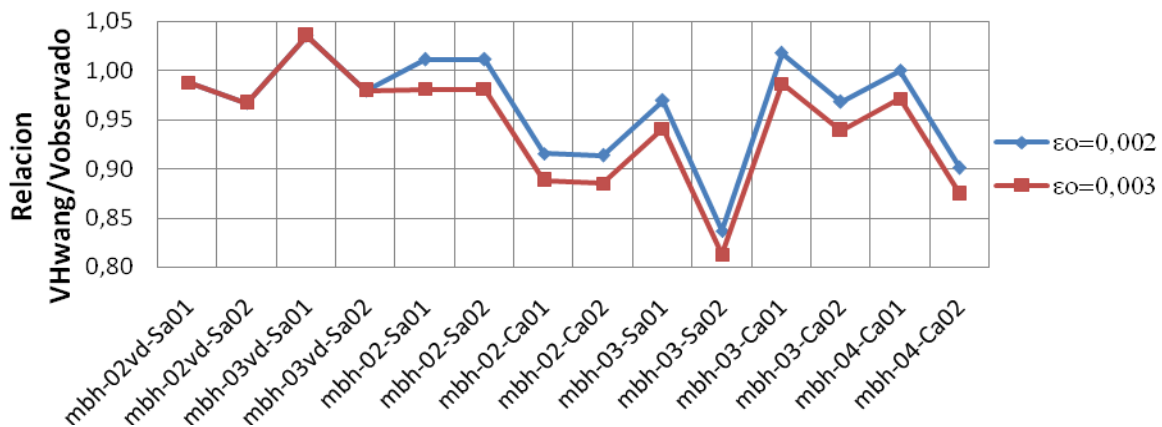


Figura 6.7: Sensibilidad con ϵ_o

6.5.2 Sensibilidad a la longitud del brazo del par que equilibra el momento volcante a nivel de la base del muro, l .

En la Figura 6.8 se muestra como varía la resistencia al corte calculada con el modelo de Hwang et al. modificado cuando la distancia entre el tensor vertical del “mecanismo” diagonal y el nodo inferior donde llega el puntal diagonal del mismo “mecanismo” se calcula de dos formas. La línea azul en esta figura corresponde a la longitud calculada con la

proposición del modelo original de Hwang et al. (2001), la cual fue utilizada para los cálculos este trabajo de título, y la línea roja corresponde a la fórmula propuesta por Bali y Hwang (2007 para muros de curvatura simple:

$$l = d - \frac{a_w}{3} \quad \text{Ec. 38}$$

donde:

- d = es la distancia entre la armadura de borde vertical y el borde opuesto en compresión.
- a_w = es el ancho del puntal diagonal en compresión, el mismo calculado en el modelo de Hwang et. al (2001).

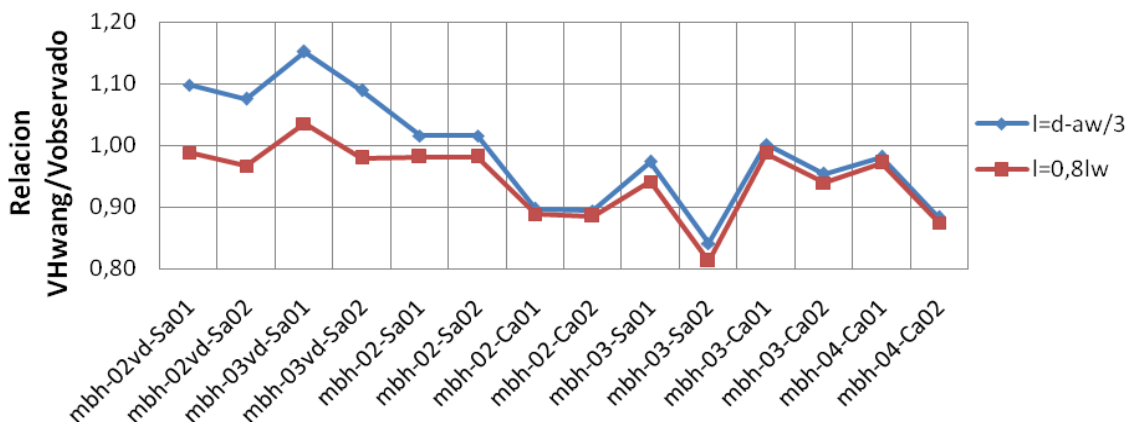


Figura 6.8: Sensibilidad con la distancia "l"

Como se aprecia en la figura 6.8, el valor de la resistencia al corte es sensible a la forma en que se calcule la distancia "l" en la medida que el largo del muro es mayor, así si se usa la fórmula propuesta por Bali y Hwang (2007) para muros largos se produce una sobre estimación de la resistencia al corte. Esta situación no se presenta cuando el largo del muro es menor como es el caso de los muros ensayados en el DICTUC (2002), en los cuales prácticamente da lo mismo usar cualquiera de las dos fórmulas , la propuesta por Bali y Hwang (2007) o Hwang et. al (2001).

6.5.3 Sensibilidad a los valores de las deformaciones axiales ε y ε_f

Debido a que no se cuenta con un método confiable para determinar con precisión la deformación unitaria axial en la dirección de la armadura horizontal o vertical en el caso en

que se alcanza la fluencia en los refuerzos (ϵ_f) y en los casos en que no se cuenta con armadura distribuida en el interior del paño en alguna dirección (ϵ), se realizó un análisis de sensibilidad para las deformaciones axiales unitarias.

Para este análisis de sensibilidad no se cuenta con razones fundamentadas para escoger algún valor preciso, por lo que se escogen valores tentativos. Estos valores son los siguientes:

- a. Cuando no se cuenta con armadura distribuida en la dirección vertical se consideró que $\epsilon_v = 0,0005$, lo cual es una deformación muy pequeña atribuible a la deformación necesaria para una falla por tracción de la albañilería. Además se consideró para los efectos del estudio de sensibilidad que $\epsilon_v = 0,002$, considerada una deformación cercana a la fluencia del acero A63, y $\epsilon_v = 0,004$ considerada una deformación mucho mayor que la de fluencia.

Para la armadura horizontal distribuida, en la medida que ella alcanza el límite de fluencia se utilizó $\epsilon_h = 0,002$ y $\epsilon_f = 0,004$ por las mismas razones expuestas anteriormente expuestas.

- b. Debido a que la deformación necesaria para alcanzar el límite de fluencia de armadura horizontal distribuida (Acero AT56-50H) es del orden de 0,003, se consideró un caso en el cual $\epsilon_v = 0,0005$, para la deformación en la dirección vertical cuando no existe armadura distribuida, y $\epsilon_h = 0,003$ para la deformación en la dirección horizontal cuando fluye la armadura dispuesta en esta dirección.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, en la tabla 6.4 se resumen los casos analizados en el estudio de sensibilidad y los valores utilizados para las deformaciones en los ensayos del DICTUC (2002):

Tabla 6.4: Casos considerados para el análisis de sensibilidad

Casos	No existe armadura distribuida	Supera el límite de fluencia
	ϵ_v	ϵ_h
$\epsilon=0,0005$ y $\epsilon_f=0,002$	0,0005	0,002
$\epsilon=0,0005$ y $\epsilon_f=0,004$	0,0005	0,004
$\epsilon=0,002$ y $\epsilon_f=0,002$	0,002	0,002

$\varepsilon=0,002$ y $\varepsilon_f=0,004$	0,002	0,004
$\varepsilon=0,004$ y $\varepsilon_f=0,002$	0,004	0,002
$\varepsilon=0,004$ y $\varepsilon_f=0,004$	0,004	0,004
$\varepsilon=0,0005$ y $\varepsilon_f=0,003$	0,0005	0,003

Al colocar estos límites de las deformaciones al modelo modificado de Hwang et al. se obtienen los resultados de la figura 6.9:

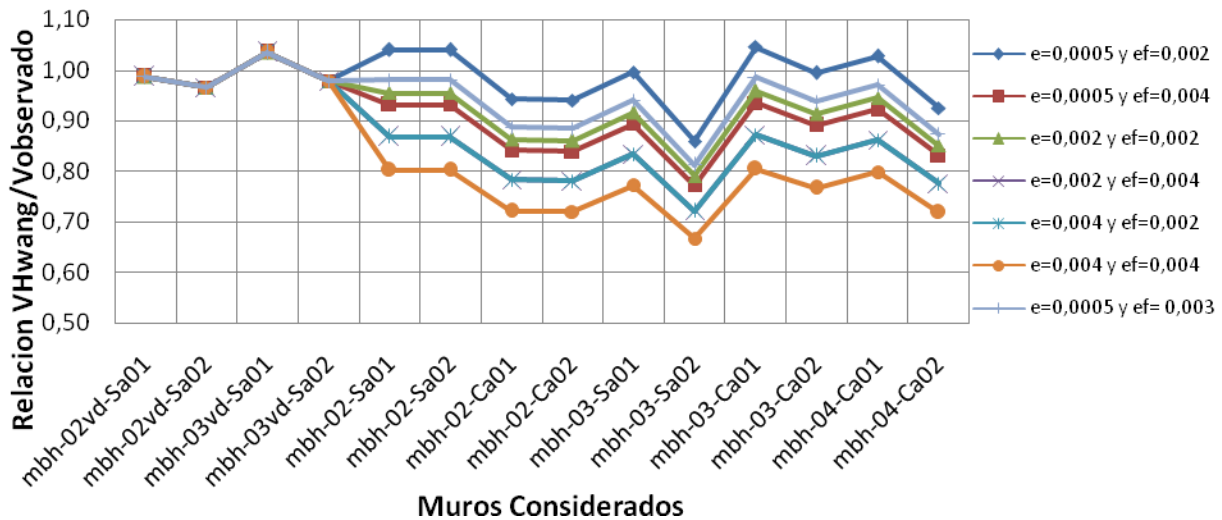


Figura 6.9: Resultados de estudio de sensibilidad a los valores de ε y ε_h en la relación V_{Hwang}/V_{obs} en los casos en los cuales las deformaciones están indeterminadas.

Los primeros cuatro muros de la figura 6.9 corresponden a los muros ensayados por Sierra (2002), en ellos se alcanza la fluencia de la armadura vertical de borde, por lo que la resistencia al corte, V_{wh} , está limitada por esta situación y en consecuencia su valor es independiente del valor de las deformaciones que puedan tener las armaduras distribuidas independiente de que ellas existan o no.

Los restantes diez muros de la figura 6.9 corresponden a los muros ensayados por el DICTUC (2002), los cuales no tienen armadura distribuida en la dirección vertical, por lo que la deformación en esta dirección corresponde al valor indicado en la segunda columna de la tabla 6.4. Con respecto a la deformación en la dirección horizontal, considerando que la

armadura distribuida en la dirección horizontal fluye, la deformación en esta dirección corresponde al valor destacado en la tercera columna de la tabla 6.4.

Los casos correspondientes a los pares $\varepsilon=0,004$ y $\varepsilon_f=0,002$; y $\varepsilon=0,002$ y $\varepsilon_f=0,004$, de la primera columna de la tabla 6.4, se superponen, porque en todos los casos ensayados por el DICTUC la armadura horizontal fluye y al no haber armadura vertical, al utilizar las condiciones de compatibilidad recomendada por Hwang et al. (2001), la suma de la deformación vertical y horizontal para obtener la deformación ε_r , resulta el mismo valor, obteniéndose la misma resistencia al corte.

6.5.4 Sensibilidad al valor del parámetro que representa la degradación de la resistencia a la compresión, ξ

En el caso de usar un valor igual a 400, como el sugerido por Hwang et al. (2001) en la fórmula del parámetro ξ con el cual se calcula la degradación de la resistencia a la compresión por efecto del estado biaxial de tensiones, se comprueba en la figura 6.10 que el modelo de Hwang modificado subestima en un 6% los valores experimentales.

Además, en esta misma figura se puede comprobar que si se desea obtener la mejor estimación de la resistencia al corte de modo que la relación entre la resistencia al corte calculada por el modelo modificado y la carga máxima experimental sea próxima a 1.0, se debe usar un valor igual a 300 en lugar de 400. Aún cuando el ajuste es interesante, no existen razones físicamente sustentables para justificar el uso de este valor con total confiabilidad.

Por otro lado, de la figura 6.10 se comprueba que al usar el valor igual 82, obtenido al usar los ensayos de Tikalsky et al. (1995), en lugar de 400 se produce una sobreestimación de la resistencia al corte al usar el modelo modificado. En promedio, la sobreestimación es igual a un 21% con una desviación estándar de 0,16. Una de las razones que pueden explicar este resultado estaría en que las propiedades de las albañilería ensayadas por Tikalsky et al. (1995)

no son representativas de la albañilería usada en los ensayos realizados por Sierra (2002) y el DICTUC (2002).

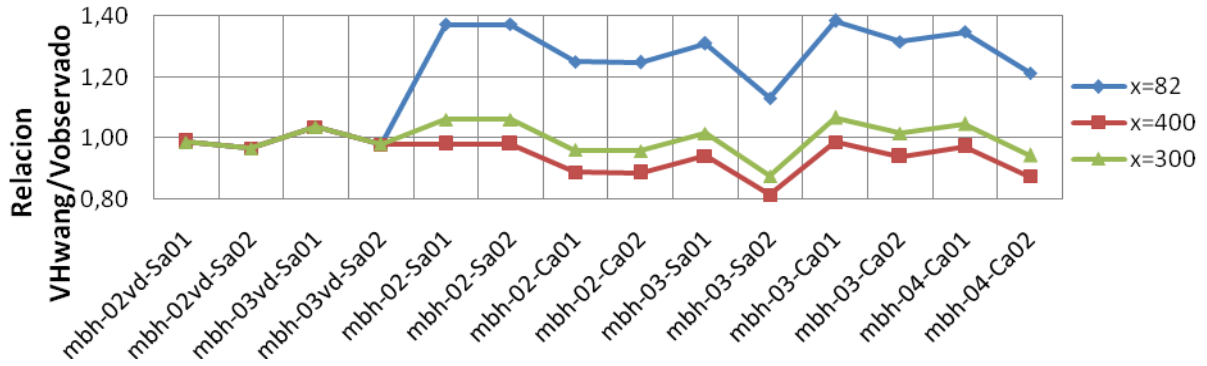


Figura 6.10: Sensibilidad a la variación del valor 400 de la fórmula del factor de degradación ξ

6.6 EFECTOS DE ESTIMAR LAS DEFORMACIONES AXIALES ε_v Y ε_h UTILIZANDO LAS RECOMENDACIONES DE MASSONE

En la tabla 6.5 se entregan los valores de Δ , ε_h y ε_v obtenidos utilizando las recomendaciones de Massone (2009) para los ensayos utilizados en este estudio. De esta tabla se comprueba que los valores para las deformaciones horizontales, ε_h , son semejantes a los utilizados para este estudio, en promedio 0,003, y para el caso de las deformaciones verticales también dan del orden de 0,002.

Tabla 6.5: Resumen resultados de las deformaciones según Massone (2009)

Muro	eN	Δ	ε_v	ε_h
mbh-02vd-Sa01	0	0,0044	0,002	0,003
mbh-02vd-Sa02	0	0,0044	0,002	0,003
mbh-03vd-Sa01	0	0,0044	0,002	0,003
mbh-03vd-Sa02	0	0,0044	0,002	0,003
mbh-02-Sa01	0	0,0053	0,002	0,004
mbh-02-Sa02	0	0,0053	0,002	0,004
mbh-02-Ca01	-0,00015	0,0033	0,001	0,002
mbh-02-Ca02	-0,00015	0,0033	0,001	0,002
mbh-03-Sa01	0	0,0053	0,002	0,004
mbh-03-Sa02	0	0,0053	0,002	0,004
mbh-03-Ca01	-0,00015	0,0035	0,001	0,002
mbh-03-Ca02	-0,00015	0,0035	0,001	0,002
mbh-04-Ca01	-0,00028	0,0033	0,001	0,002
mbh-04-Ca02	-0,00028	0,0033	0,001	0,002

En la Figura 6.11 se compara la relación entre la resistencia teórica considerando el modelo de Hwang modificado y la carga máxima experimental, cuando se utilizan los valores de las deformaciones obtenidas con las fórmulas de Massone (2009) y cuando se usan valores de las deformaciones unitarias elegidos en este estudio.

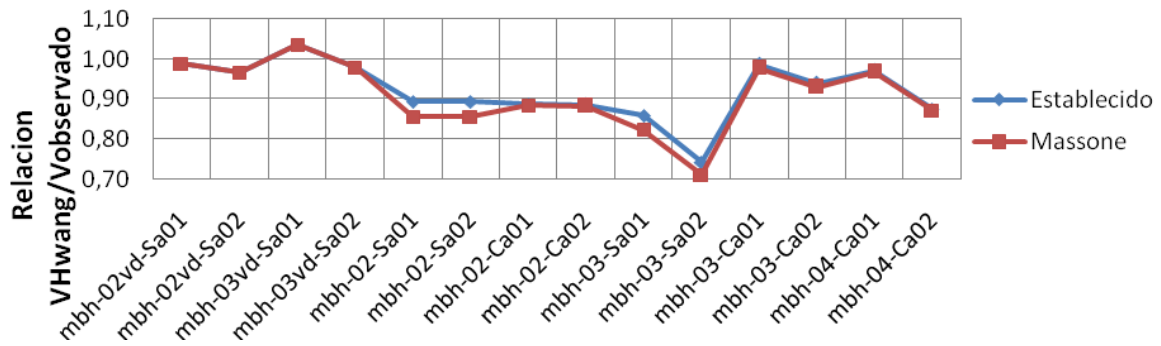


Figura 6.11: Variación relación Hwang/Vobs con elección y modificación Massone (2009)

Revisando los valores de la tabla 6.5, se comprueba que en el caso de la armadura horizontal se obtiene niveles de deformación mucho mayores y otros mucho menores que la deformación de fluencia considerada en este estudio. En particular en los muros MBH-02-SA01, MBH-02-SA02, MBH-03-SA01 y MBH-03-SA02 se obtiene una deformación horizontal igual a 0,004 la cual implicaría que la armadura horizontal AT56-50H ya habría fluido, alcanzándose la carga máxima antes de alcanzar este nivel de deformación.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En este trabajo de título se estudia la posibilidad de aplicar el modelo propuesto por Hwang et al. (2001) para calcular la resistencia al corte en muros poco esbeltos de hormigón armado, a muros de albañilería armada con cuantía reducida de armadura vertical y horizontal. Con este propósito se modificó el modelo de Hwang et. al (2001) para considerar los casos en que: falta de la armadura de refuerzo en alguna dirección, las deformaciones de la barras sobrepasan la tensión de fluencia y la no homogeneidad y la anisotropía de la albañilería.

Para hacer las modificaciones se utilizó información de estudios experimentales realizados en Chile y en el extranjero al no contar con la información a nivel local. De esta forma, en el modelo modificado se consideró un valor de la deformación axial unitaria asociada con la resistencia a la compresión de la albañilería utilizando antecedentes locales y se consideró la degradación de la resistencia a la compresión debido a la inclinación de la fuerza del puntal de compresión con respecto a la junta horizontal de mortero y al comportamiento biaxial que se presenta en el muro en el extremo de la diagonal de compresión utilizando los resultados de estudios realizados en el extranjero.

Considerando que el modelo propuesto por Hwang et al. (2001) se aplica para determinar la resistencia al corte de muros poco esbeltos que presentan una falla de corte por compresión diagonal, se debió hacer una selección de los muros ensayados que se utilizaron como antecedente en este estudio. El criterio de selección se basó en dos aspectos de tipo experimental, como son: el patrón de agrietamiento observado en los muros y la sobre resistencia que presentan por sobre la carga que produce el primer agrietamiento diagonal visible. En la medida que esta sobre resistencia sea mayor que un 20% de la carga de primer agrietamiento diagonal visible, se acepta que la falla de corte se produce por compresión diagonal.

De los resultados obtenidos se puede destacar lo siguiente:

- a. Aparentemente la degradación de la resistencia a la compresión en una albañilería construida con bloques de hormigón sin relleno total de huecos es menor que la que se produce en el hormigón armado si se considera la degradación considerada en el modelo de Hwang et. al (2001). Este resultado debe ser confirmado con estudios experimentales realizados con este propósito.
- b. De los resultados de los ensayos realizados por Khattab (1993) y Tikalsky et al. (1995), se puede comprobar que la degradación de la resistencia a la compresión en una albañilería armada construida con bloques de hormigón con relleno total de huecos, es semejante a la que se produce en el hormigón armado. Esto podría deberse al volumen de hormigón de relleno existente, lo que redundaría en una mayor semejanza con el hormigón armado.
- c. En el modelo de Hwang et. al (2001) se debe incluir la verificación de la fluencia del refuerzo vertical de borde, para poder acotar la resistencia de aquellos muros que tienen poca armadura de borde.
- d. En el modelo de Hwang et. al (2001) se deben incluir las deformaciones ε_h y ε_v para los casos en que no existe armadura en alguna dirección y para el caso en que se sobrepasa el límite de fluencia de las armaduras de refuerzo.
- e. El modelo modificado seleccionado se caracteriza por incluir la variación de la resistencia a la compresión de la albañilería por efecto de la inclinación de la fuerza del puntal de compresión con respecto a la junta horizontal de mortero la cual se consideró igual a un 0,63% para los ensayos de Sierra (2002) y a un 0,82% para los ensayos realizados en el DICTUC (2002). La degradación de la resistencia a la

compresión de la albañilería por efecto del estado biaxial se considera igual a la del hormigón.

- f. Al comparar la resistencia al corte determinada con el modelo de Hwang et al. modificado con la carga máxima aplicada en los ensayos, se puede destacar el promedio de la relación entre estas cargas para los 14 ensayos seleccionados es igual a 0,94 y de los cuales sólo 4 sobrepasan el 10% de diferencia, alcanzando una diferencia máxima un poco mayor al 15%. Estas cifras destacan las bondades del modelo teórico que se utiliza, especialmente si se compara con las dispersiones que presentan las fórmulas semi-empíricas usadas en las normas de diseño para calcular la resistencia al corte.
- g. Entre los factores que deben considerarse para determinar la resistencia al corte de los muros de albañilería armada con el modelo modificado, la variación de la resistencia a la compresión de la albañilería con la inclinación de ángulo de la junta de mortero horizontal es uno de los más importantes.
- h. El modelo propuesto se modificó utilizando como antecedentes resultados de ensayos existentes en la literatura que no representan exactamente las características de las albañilerías construidas en Chile. En particular los materiales utilizados en los trabajos extranjeros entregan resistencias mayores que las que se obtienen en los ensayos realizados en Chile. Teniendo en cuenta esta situación es recomendable realizar ensayos relacionados con los factores que parecen ser los más importantes en el cálculo de resistencia al corte según el modelo modificada de Hwang et al.
- i. El cálculo del factor de degradación ξ de la resistencia a la compresión de la albañilería por efecto del estado biaxial, compresión-tracción, no pareciera ser muy sensible al valor del factor 400 considerado por Hwang et. al (2001). Prueba de lo anterior es que al usar un valor igual a 82 la relación entre la resistencia al corte calculada con el modelo y la carga máxima experimental no supera el 21%. En

cambio para un valor igual a 300, esta es prácticamente igual a 1,00, lo que indicaría que la degradación por este efecto es muy semejante a la del hormigón armado y probablemente un poco menor.

- j. La sensibilidad del resultado que entrega el modelo al valor de la deformación axial unitaria, ϵ_o , asociada a la resistencia prismática de la albañilería es muy baja para el rango de valores que normalmente tiene ϵ_o . Prueba de lo anterior es que al tomar los valores extremos de 0,002 y 0,003, los resultados obtenidos con el modelo modificado sólo varían en un 3,5%.

Además de las recomendaciones relacionadas con los ensayos que es necesario realizar para caracterizar los parámetros de la albañilería que usa el modelo de Hwang et al. modificado, es recomendable:

- a. Estudiar la forma de implementar en el modelo un método para determinar las deformaciones, ϵ_v o ϵ_h , para los casos en que no existe armadura en un sentido.
- b. Implementar un método para calcular las deformaciones que se producen en las armaduras una vez que sobrepasan el nivel de fluencia.

Con el fin de poder obtener estimaciones más precisas es recomendable que se realicen ensayos con materiales semejantes a los utilizados en los ensayos del proyecto FDI del ICH para estimar la variación por inclinación del ángulo de junta y de probetas sometidas a un estado de tensiones biaxial de compresión-tracción.

8 BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- Crisafulli F. J., **”Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills”**, PhD Tesis, Universidad de Canterbury, 1997, pag 34-37.
- Hamid A.A., **“Behaviour Characteristics of Concrete Masonry”**, PhD Tesis, McMaster University, Hamilton, Ontario, 1978.
- Hamid A.A. y Drysdale G., **”Concrete Masonry Under Combined Shear and Compression Along the Mortar Joints”**, ACI Journal, Title n° 77-33, septiembre 1980, pag. 314-320
- Hidalgo P., **“Desarrollo de las disposiciones de diseño para los edificios de albañilería armada en Chile”**, Anales de la Universidad de Chile, Quinta serie, n° 21, Noviembre 1989.
- Hwang S. J., Lee H. J., **“Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model”**, Journal of Structural Engineering, December 2002, Vol 12, pag. 1519-1526.
- Hwang S. J., Fang W. H., Lee H. J. and Yu H. W., **“Analytical Model of Predicting Shear Strength of Squat Walls”**, Journal of Structural Engineering, January 2001, Vol 1, pag. 43-50.
- Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón: **“Ensayos de Corte Cíclico de muros de Albañilería Parcialmente Armada de Bloques”**, DICTUC S.A. año 2002.
- Khattab M., **“In-Plane Behavior of Grouted Concrete Masonry Under Biaxial States Of Stress”**, Tesis de Doctorado, McMaster University, Septiembre de 1993.
- Massone L., **“Strength prediction of squat structural walls by calibration of a shear-flexure interaction model”**, Elsevier Editorial System for Engineering Structures, enviado, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2009.
- Sierra G., **“Estudio experimental de la influencia de refuerzo vertical en muros de albañilería armada sometidos a carga lateral alternada”**, Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2002.

- Silva D., “**Recomendaciones para el diseño de muros de albañilería armada por el método de resistencia última**”, Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2005.
- Tikalsky P., Hammons M. and Atkinson R., “**Compressive strength of reinforced masonry under lateral tension**”, Journal of structural engineering, ISSN 0733-9445, Vol. 121, N° 2, 1995 , pags. 283-289
- Tomazevic M., “**Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings**”, Ed: Imperial Colleges Press, 1999, pag. 109-162.

ANEXO A

CURVAS DE HISTERESIS ENSAYOS SIERRA (2002)

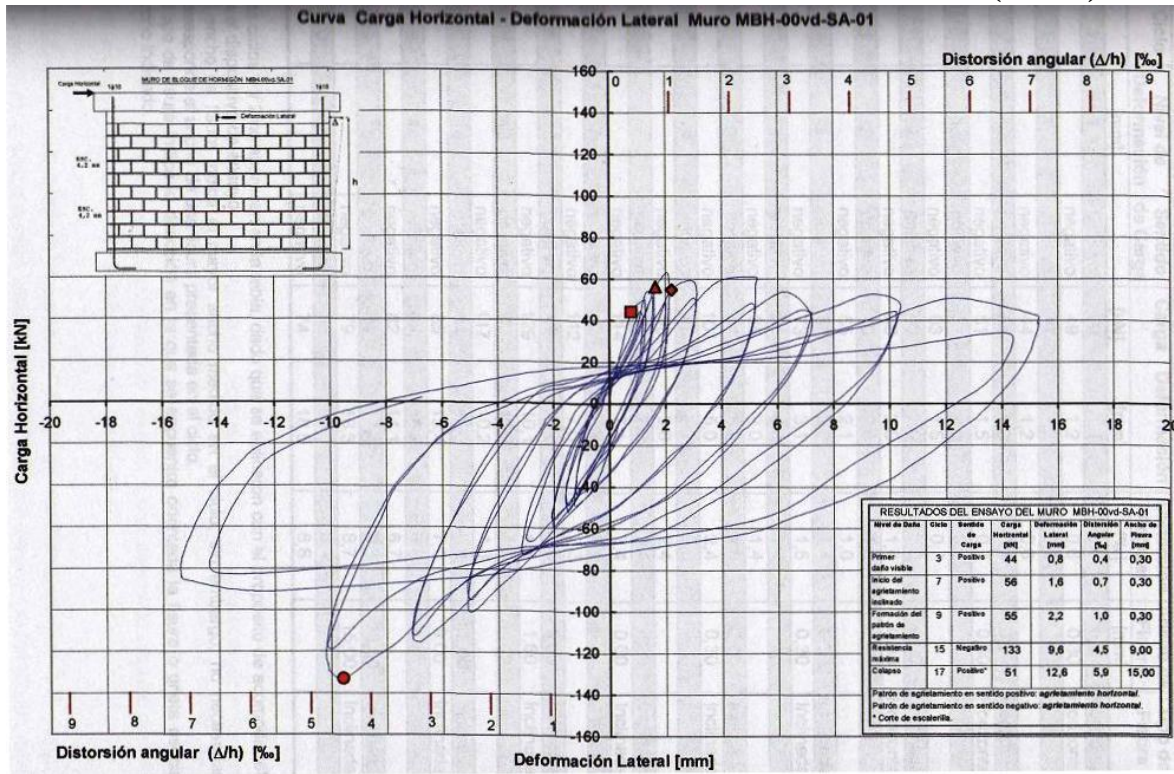


Figura A.1: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-00vd-SA-01

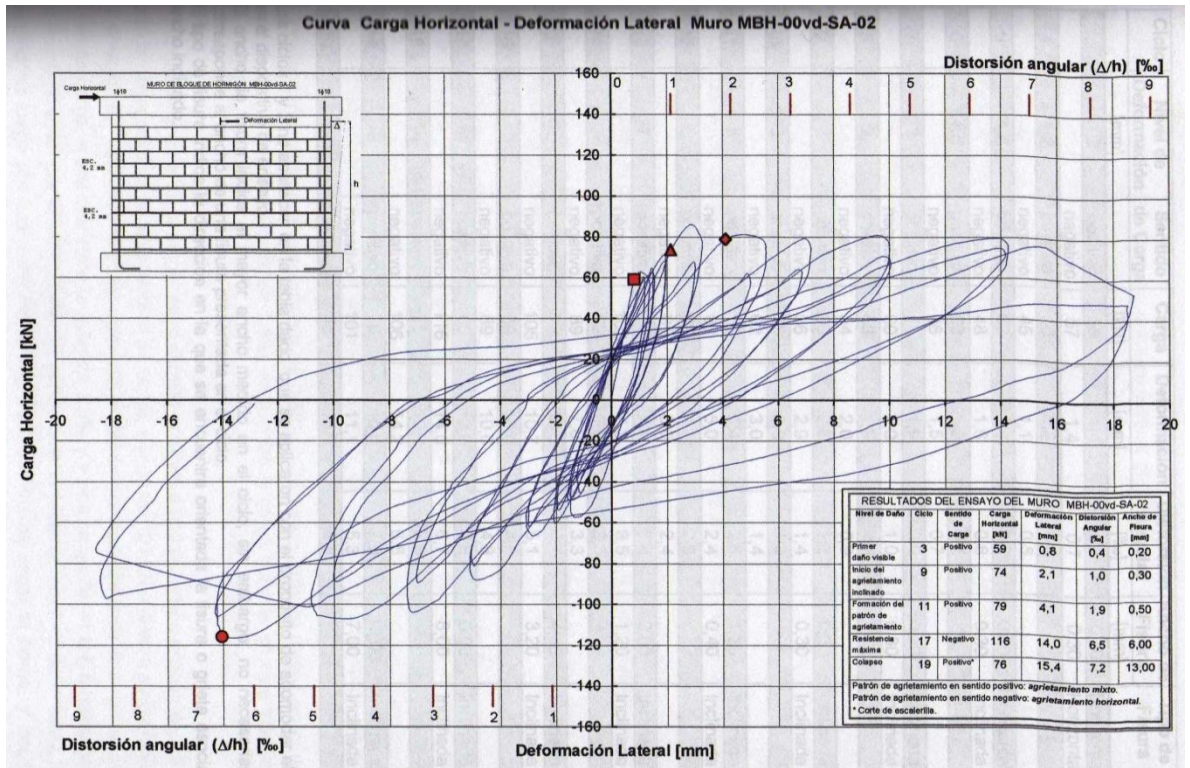


Figura A.2: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-00vd-SA-02

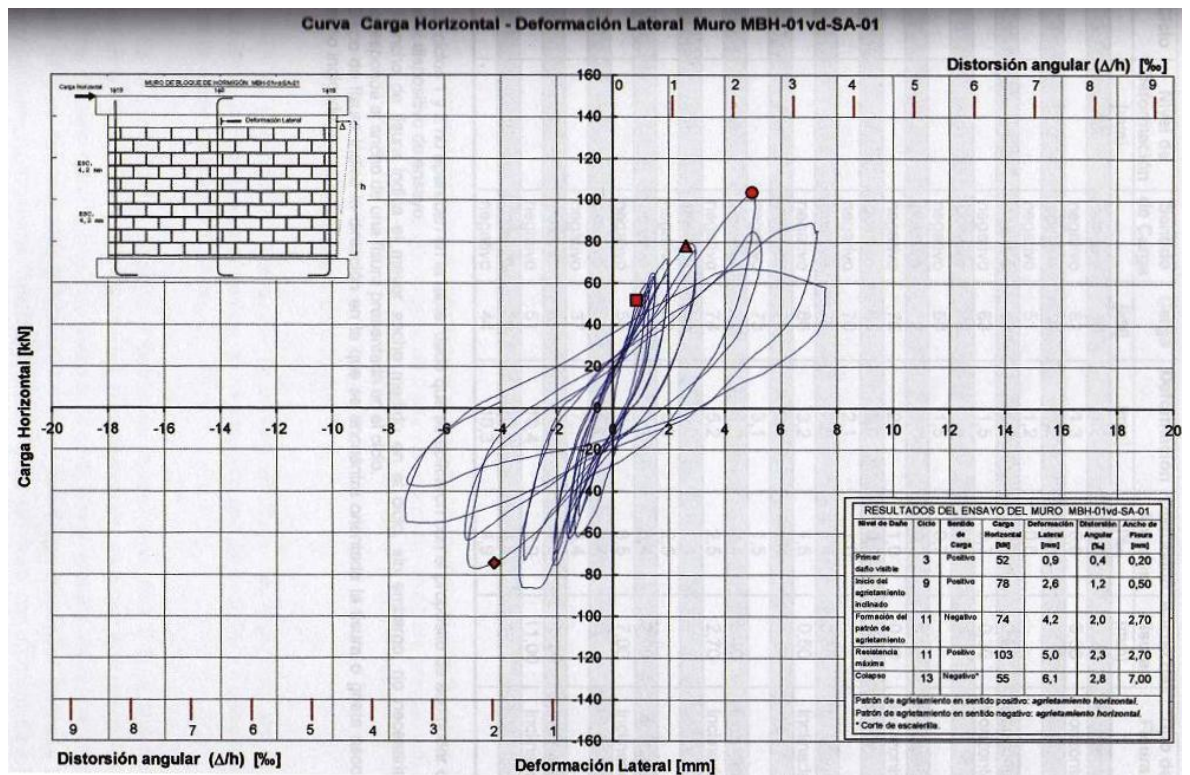


Figura A.3: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-01vd-SA-01

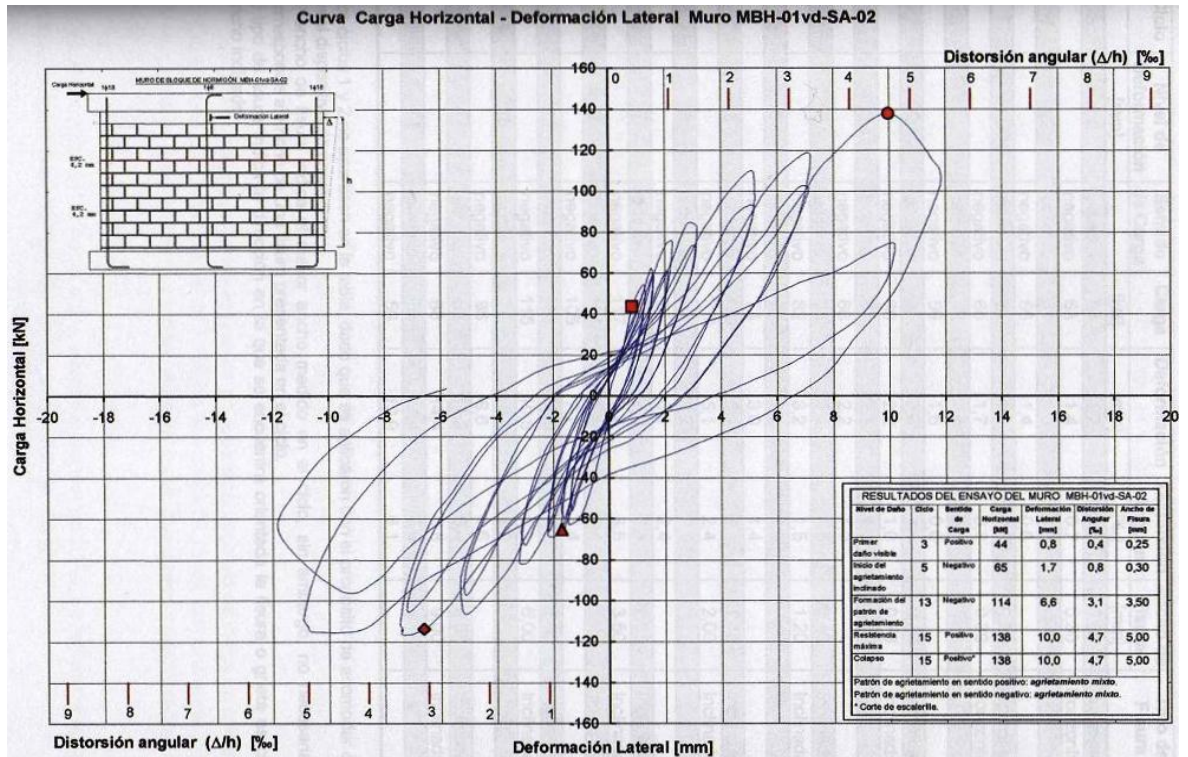


Figura A.4: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-01vd-SA-02

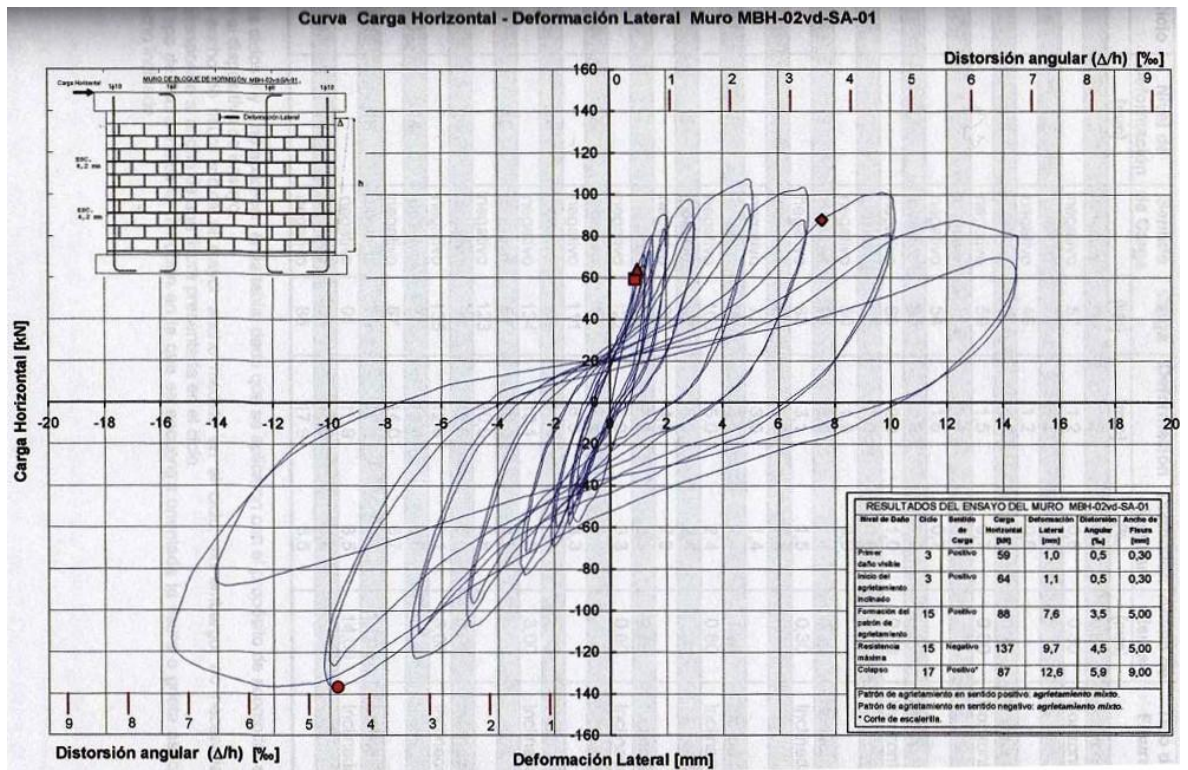


Figura A.5: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-02vd-SA-01

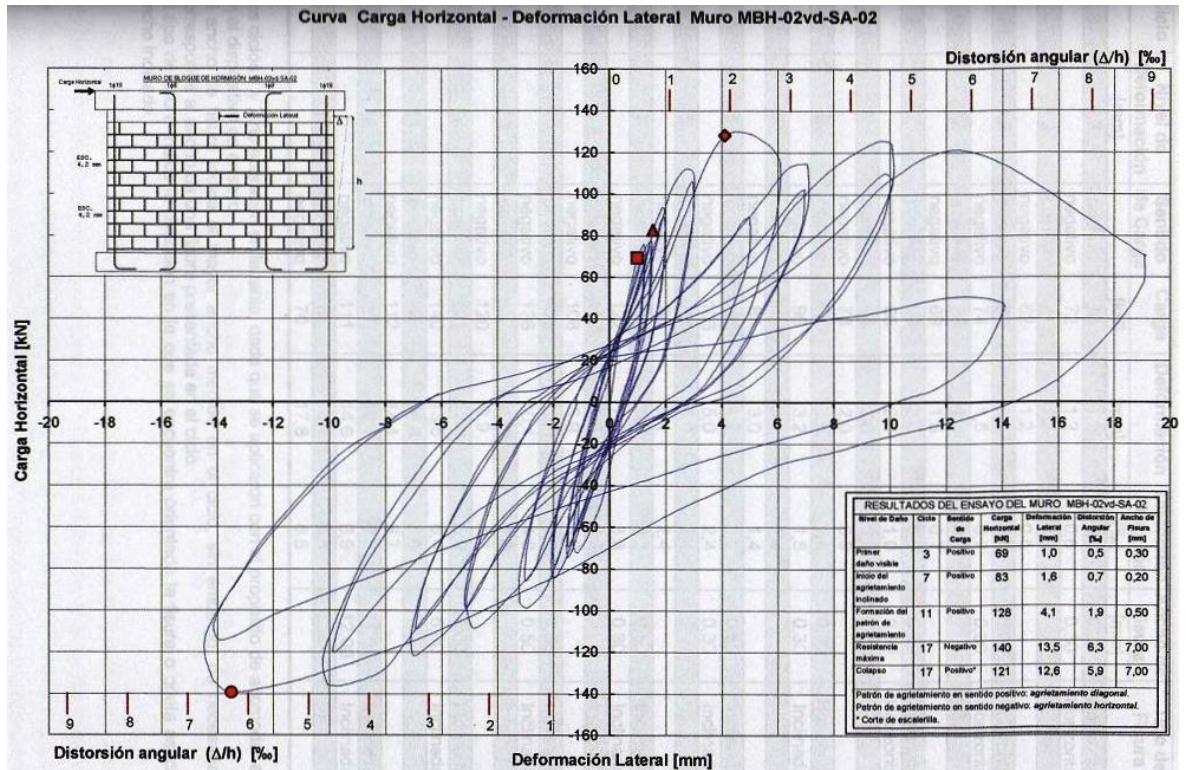


Figura A.6: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-02vd-SA-02

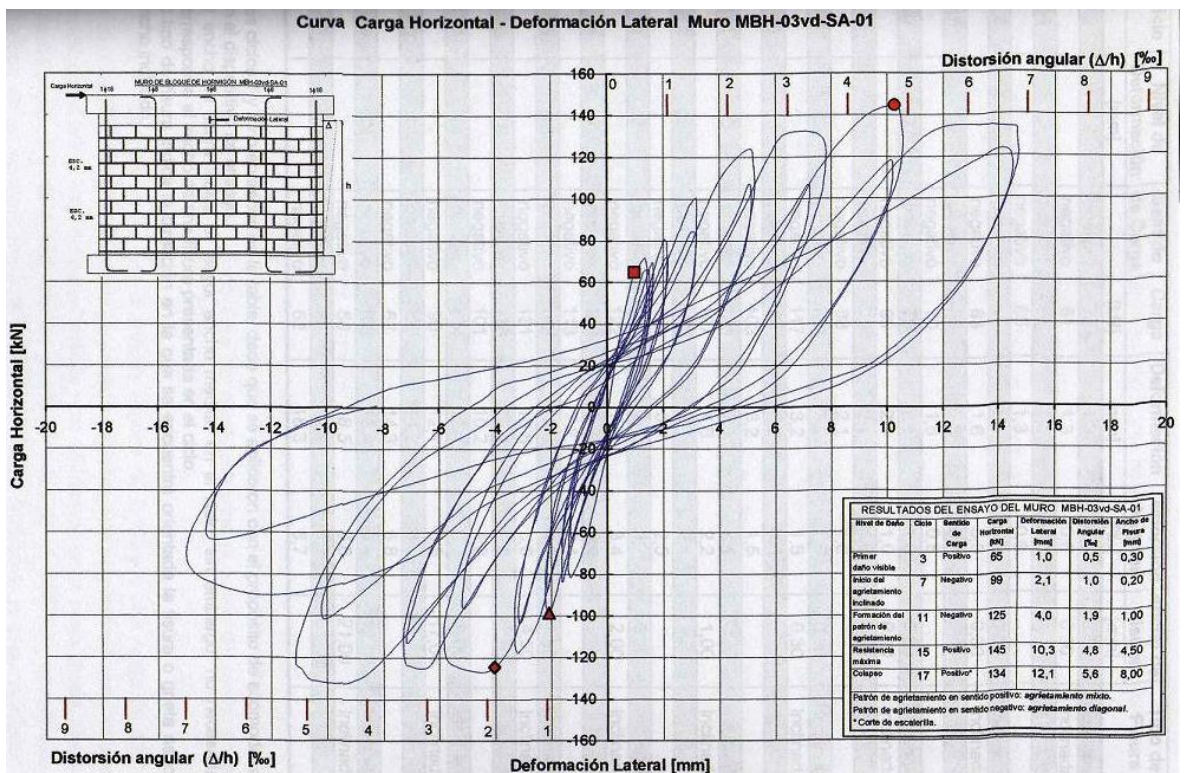


Figura A.7: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-03vd-SA-01

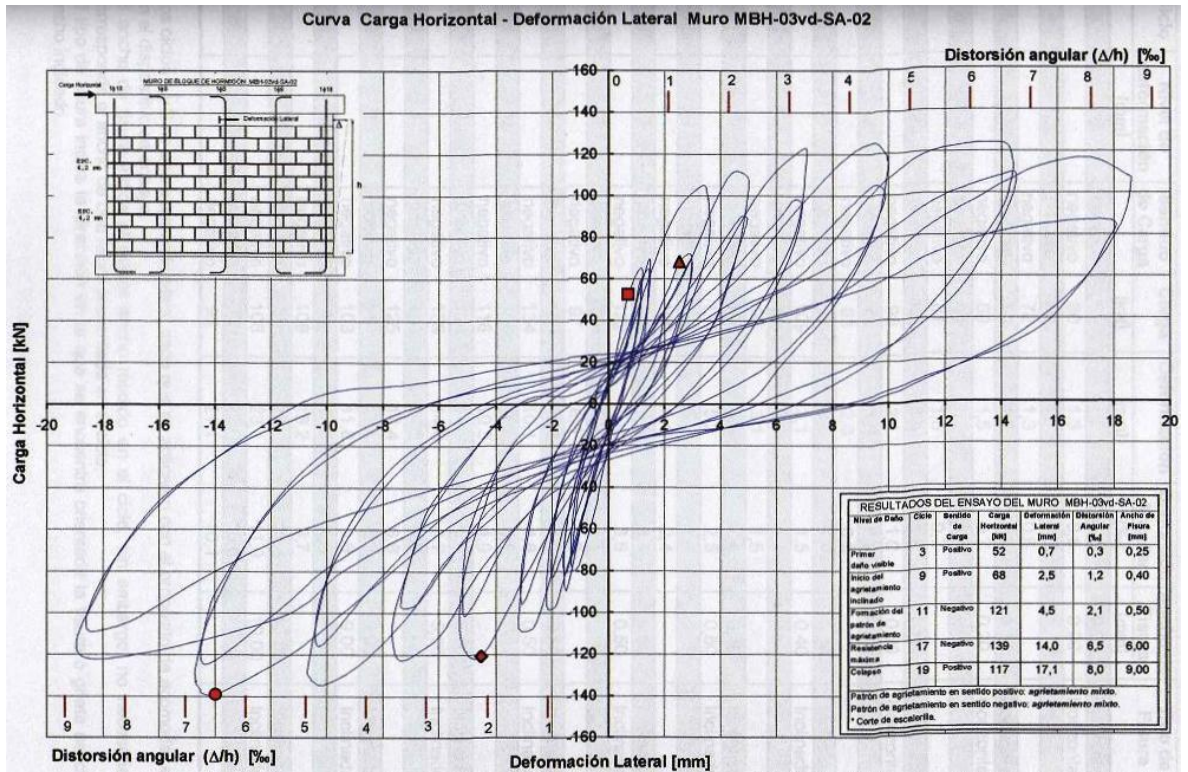


Figura A.8: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral Sierra (2002) MBH-03vd-SA-02
CURVAS DE HISTERESIS ENSAYOS DICTUC (2002)

Muro MBH-00-SA01

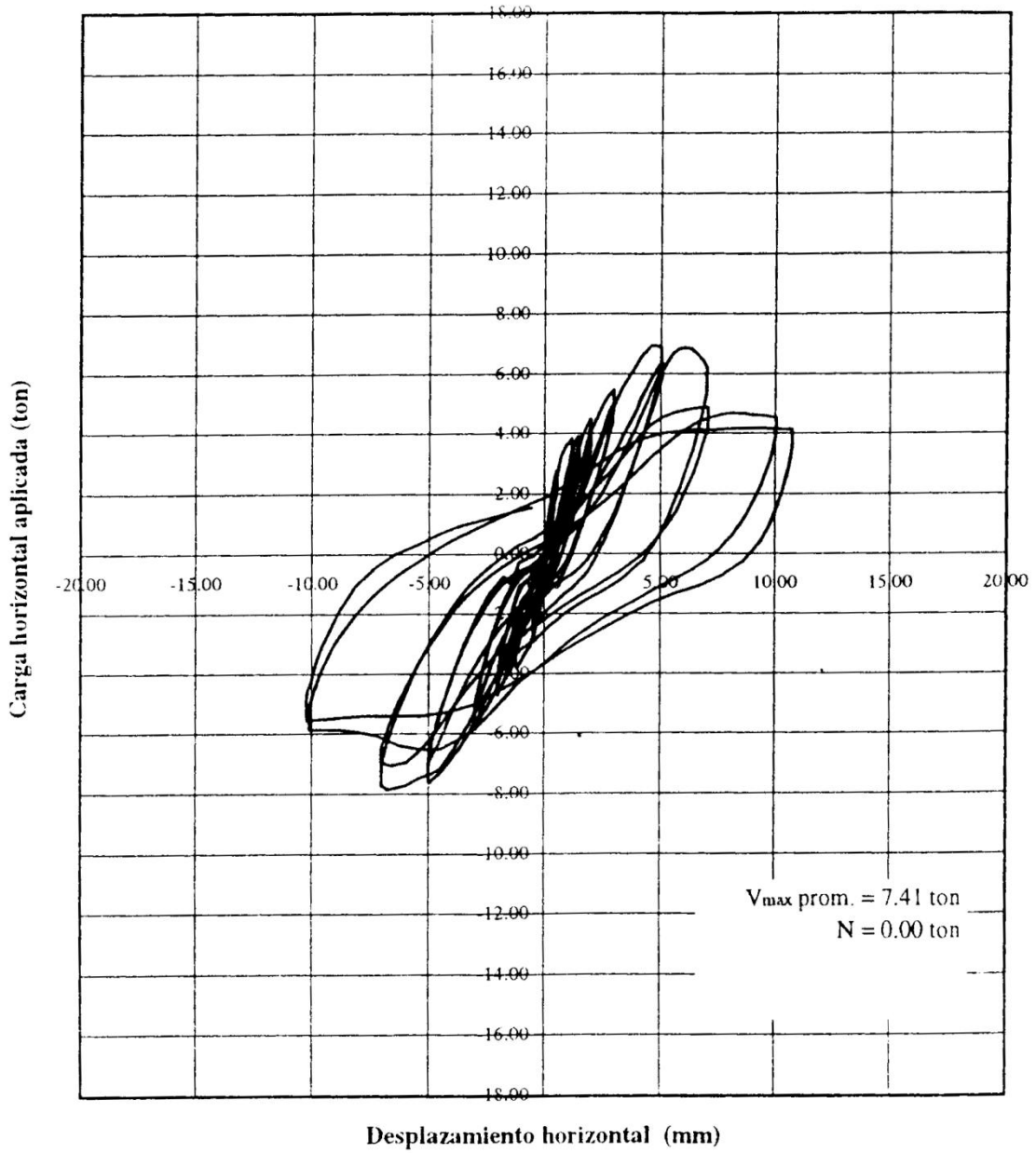


Figura A.9: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-00-SA01

Muro MBH-00-SA02

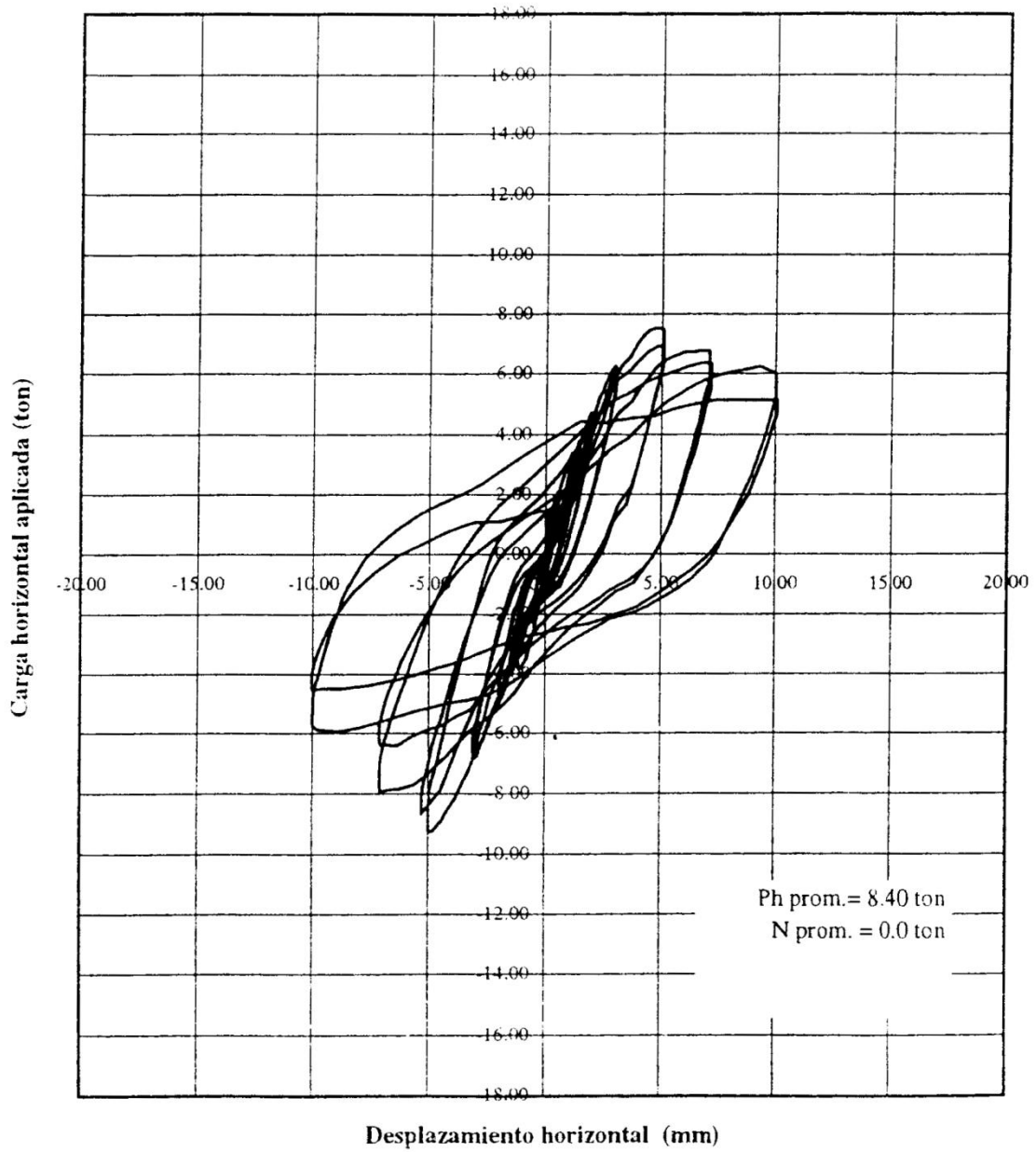


Figura A.10: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-00-SA02

Muro MBH-00-CA01

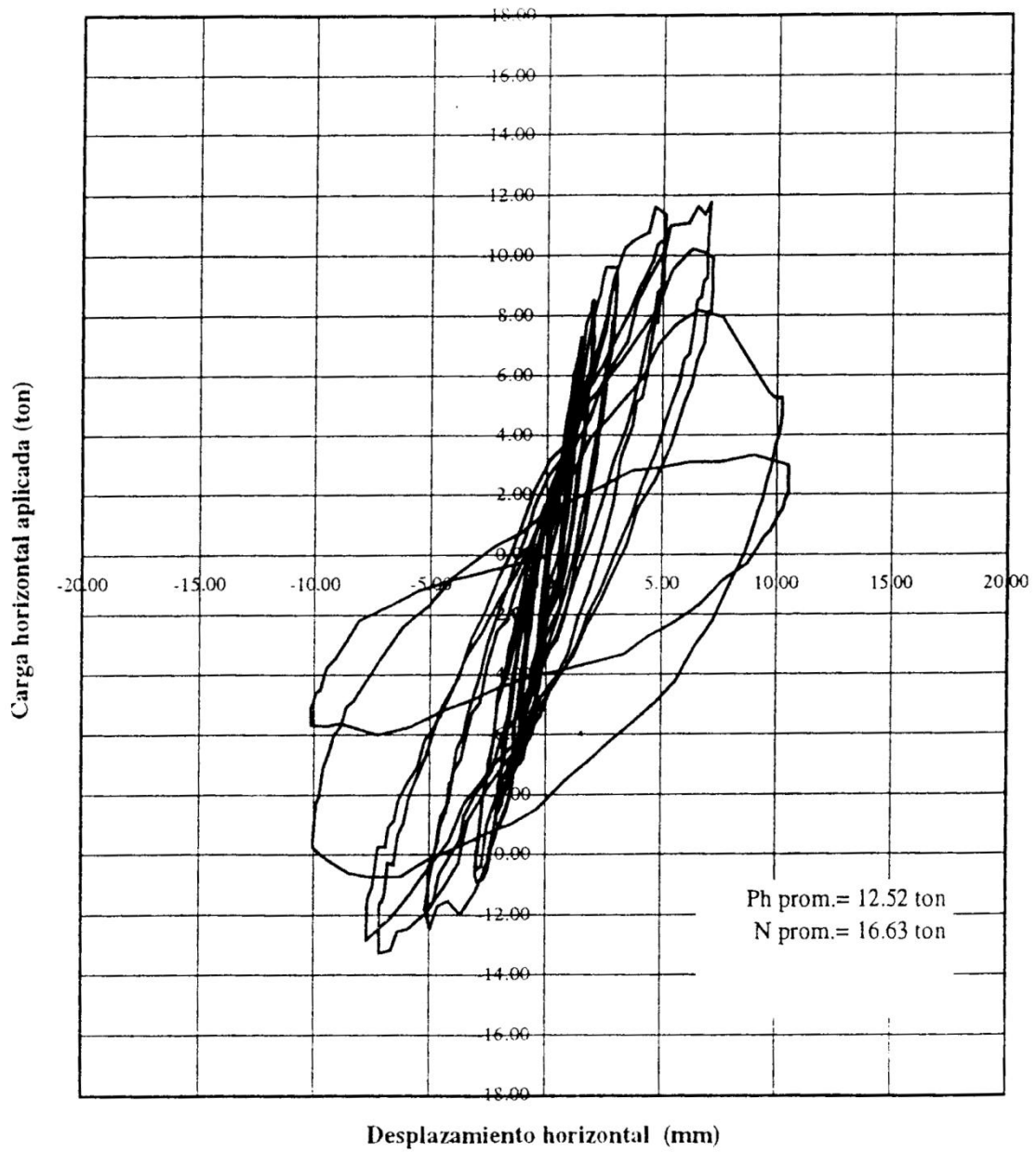


Figura A.11: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-00-CA01

Muro MBH-00-CA02

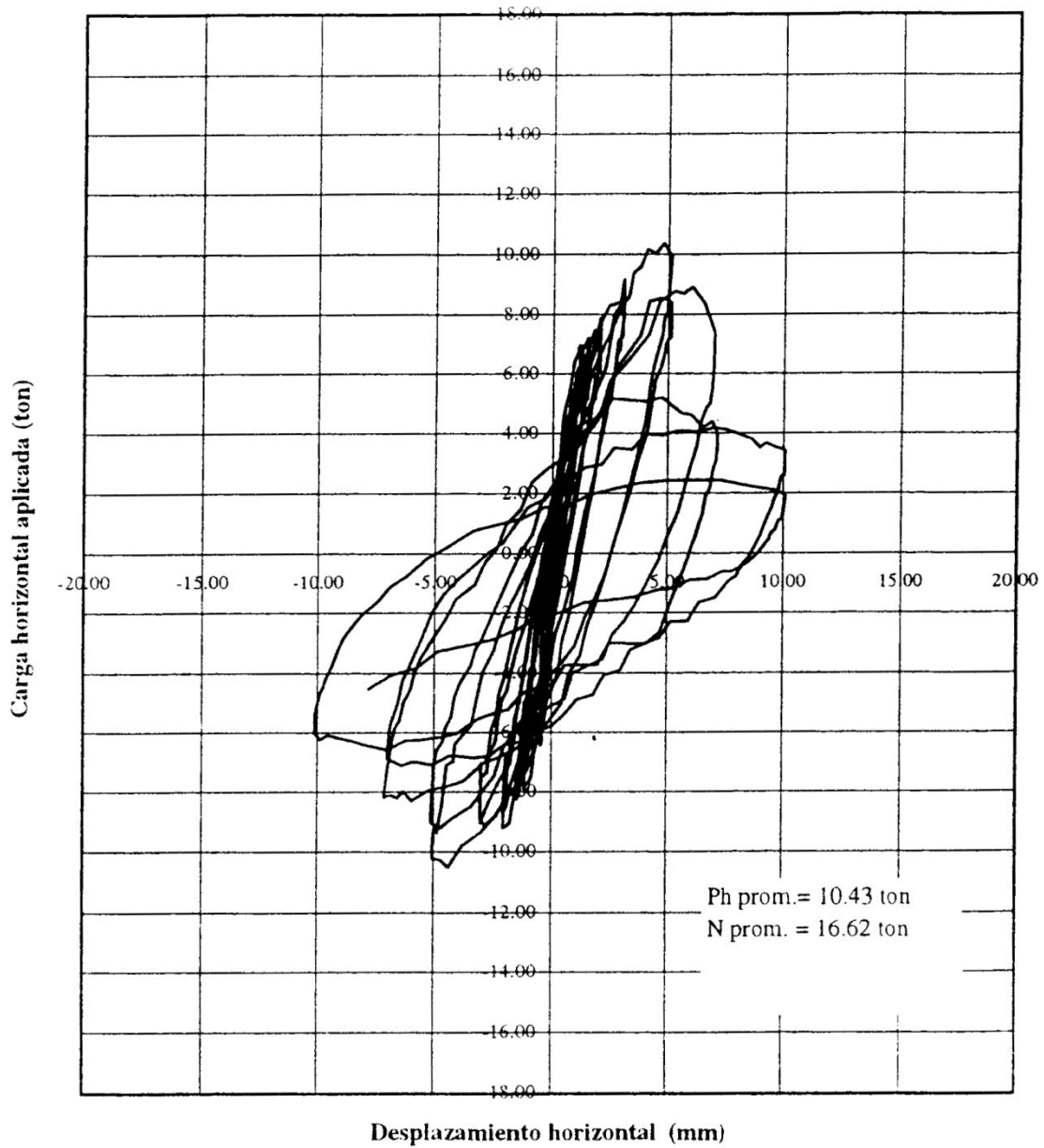


Figura A.12: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-00-CA02

Muro MBH-02-SA01

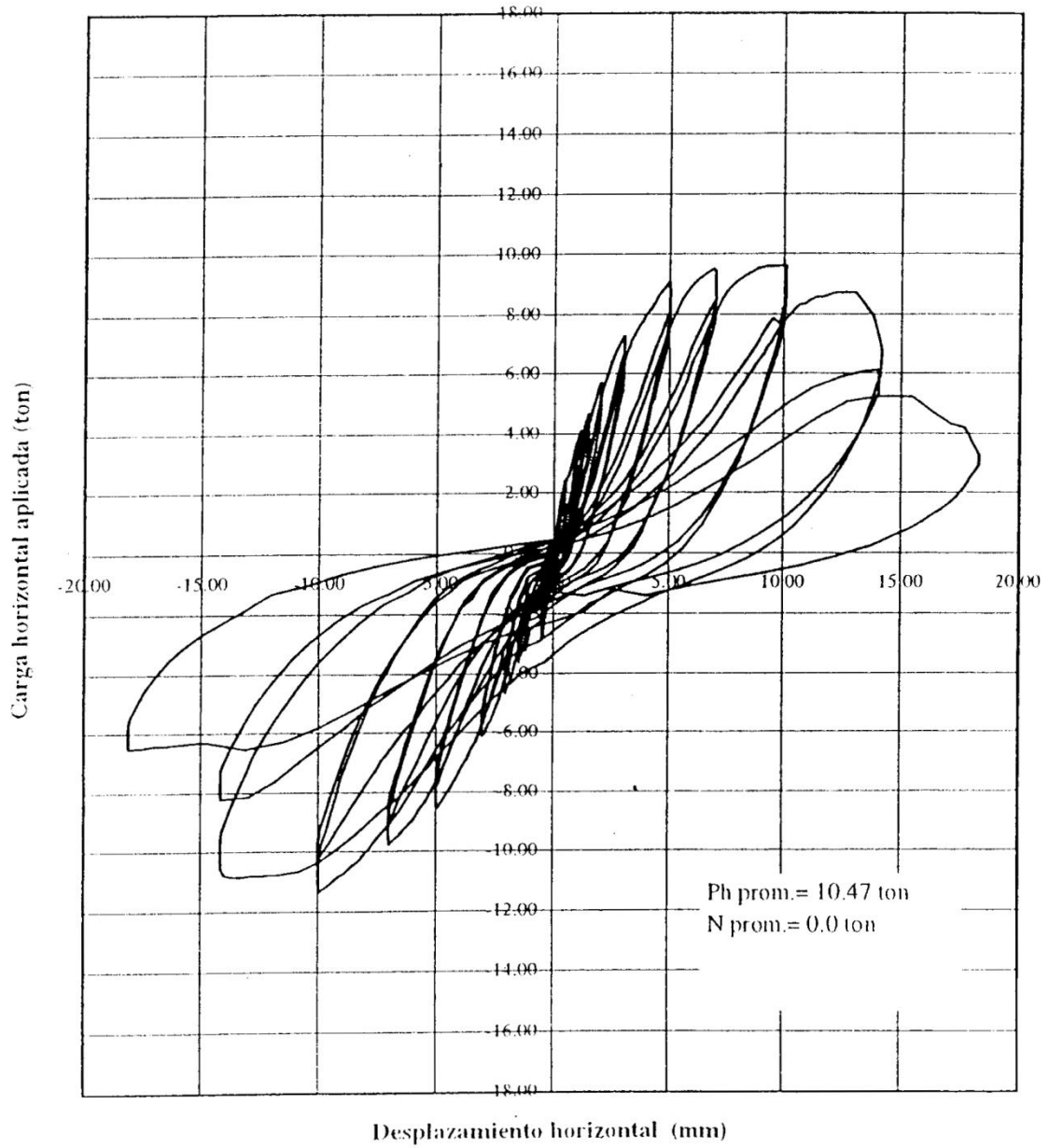


Figura A.13: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-02-SA01

Muro MBH-02-SA02

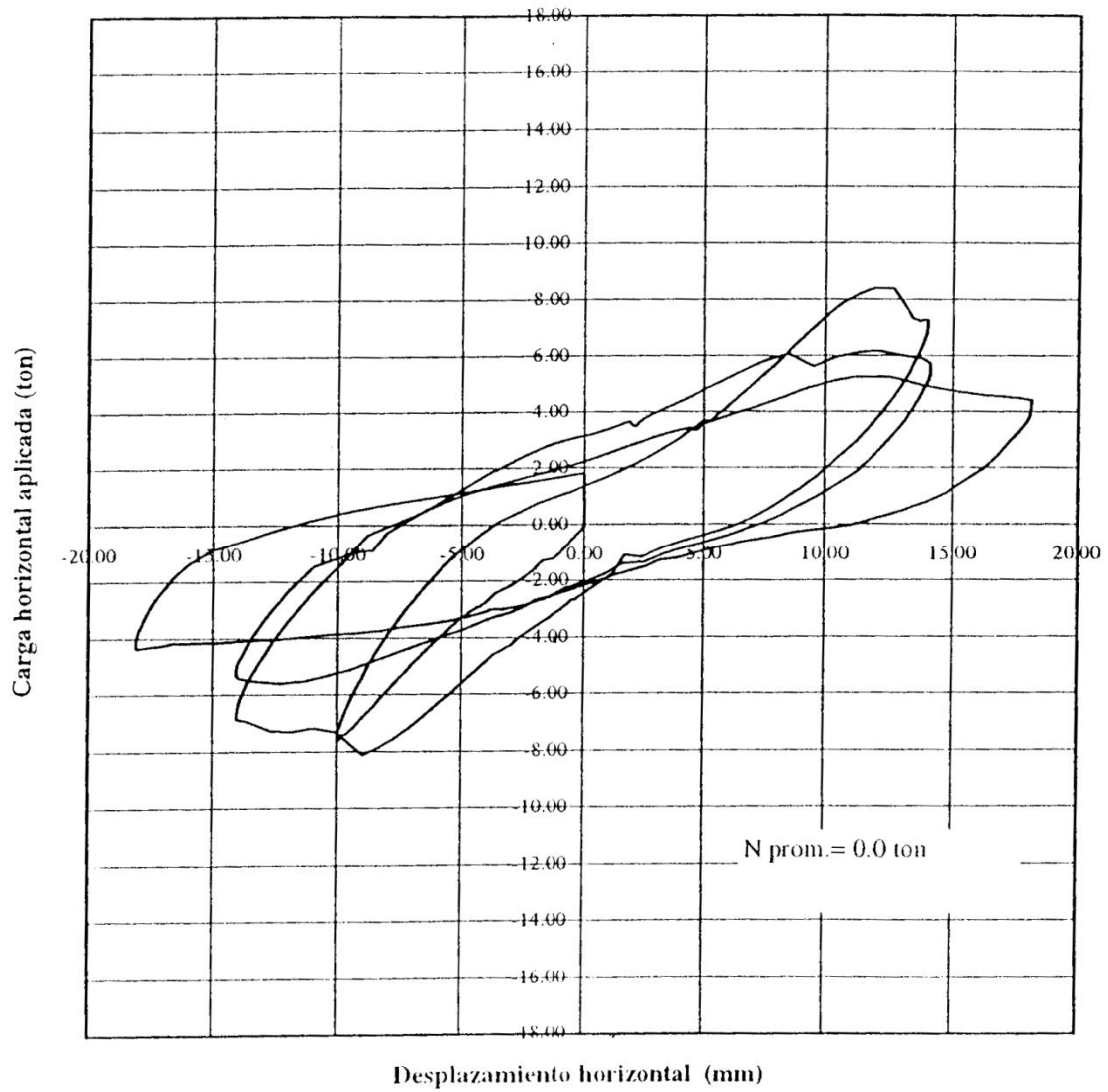


Figura A.14: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-02-SA02

Muro MBH-02-CA01

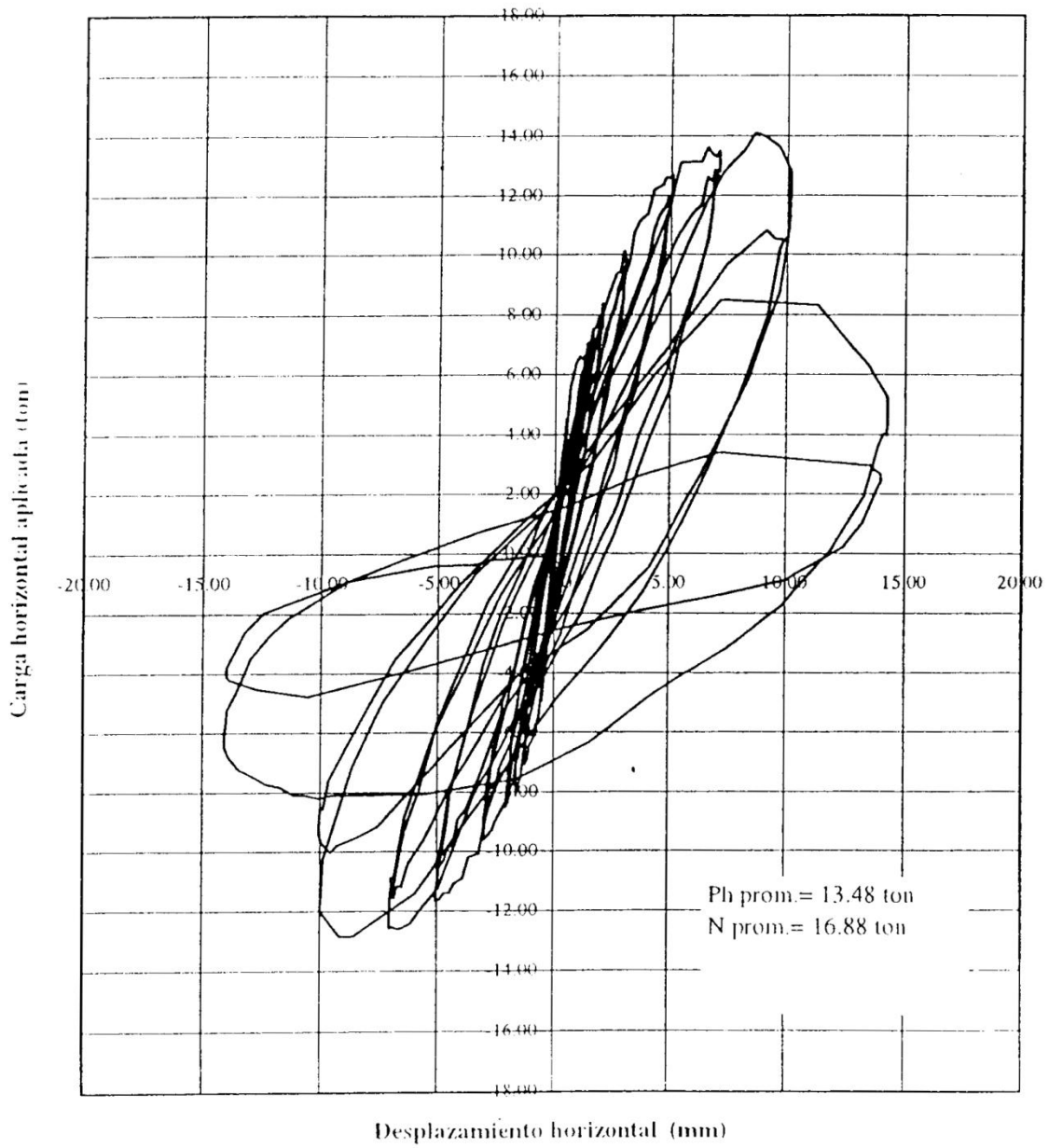


Figura A.15: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-02-CA01

Muro MBH-02-CA02

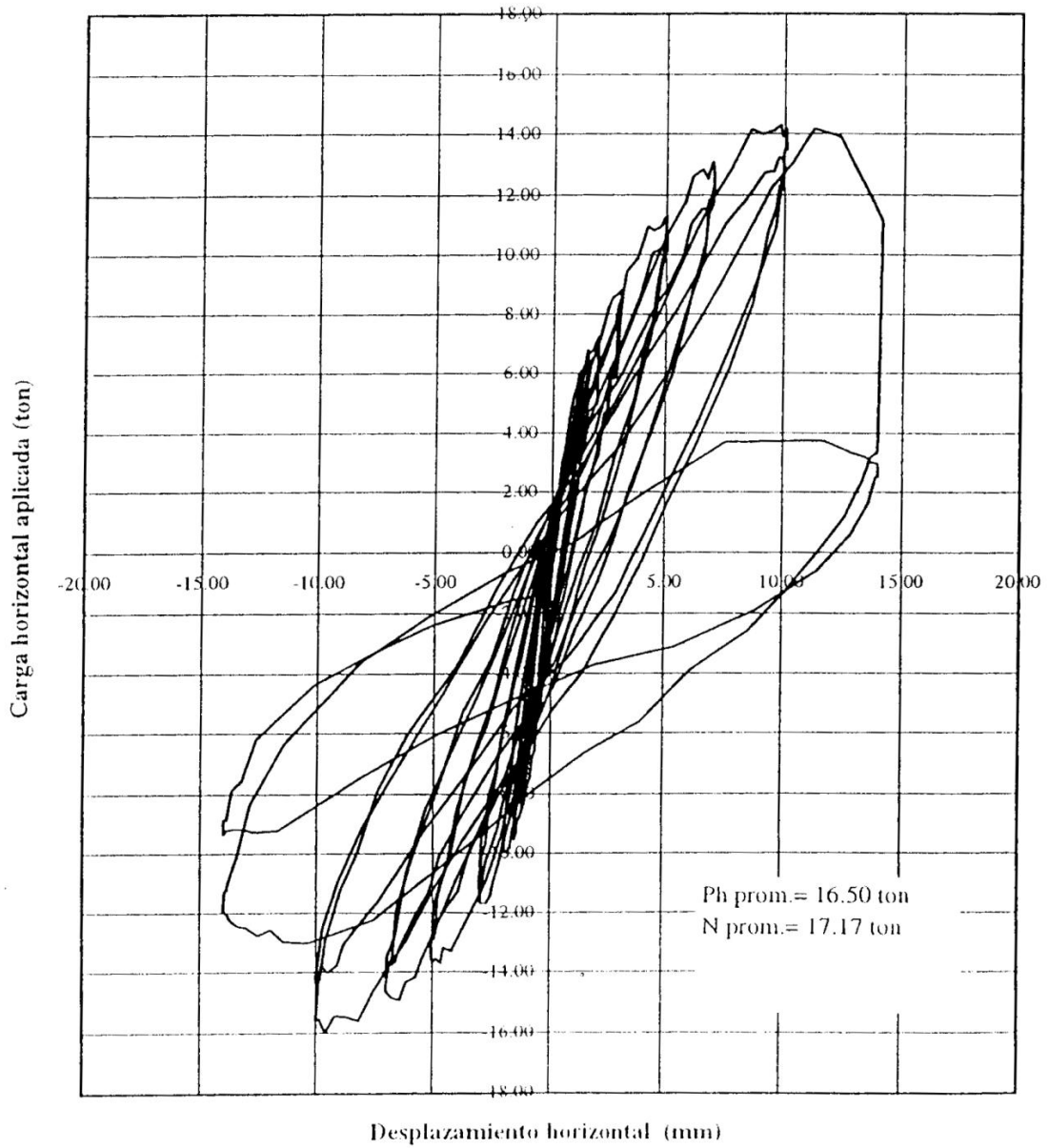


Figura A.16: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-02-CA02

Muro MBH-03-SA01

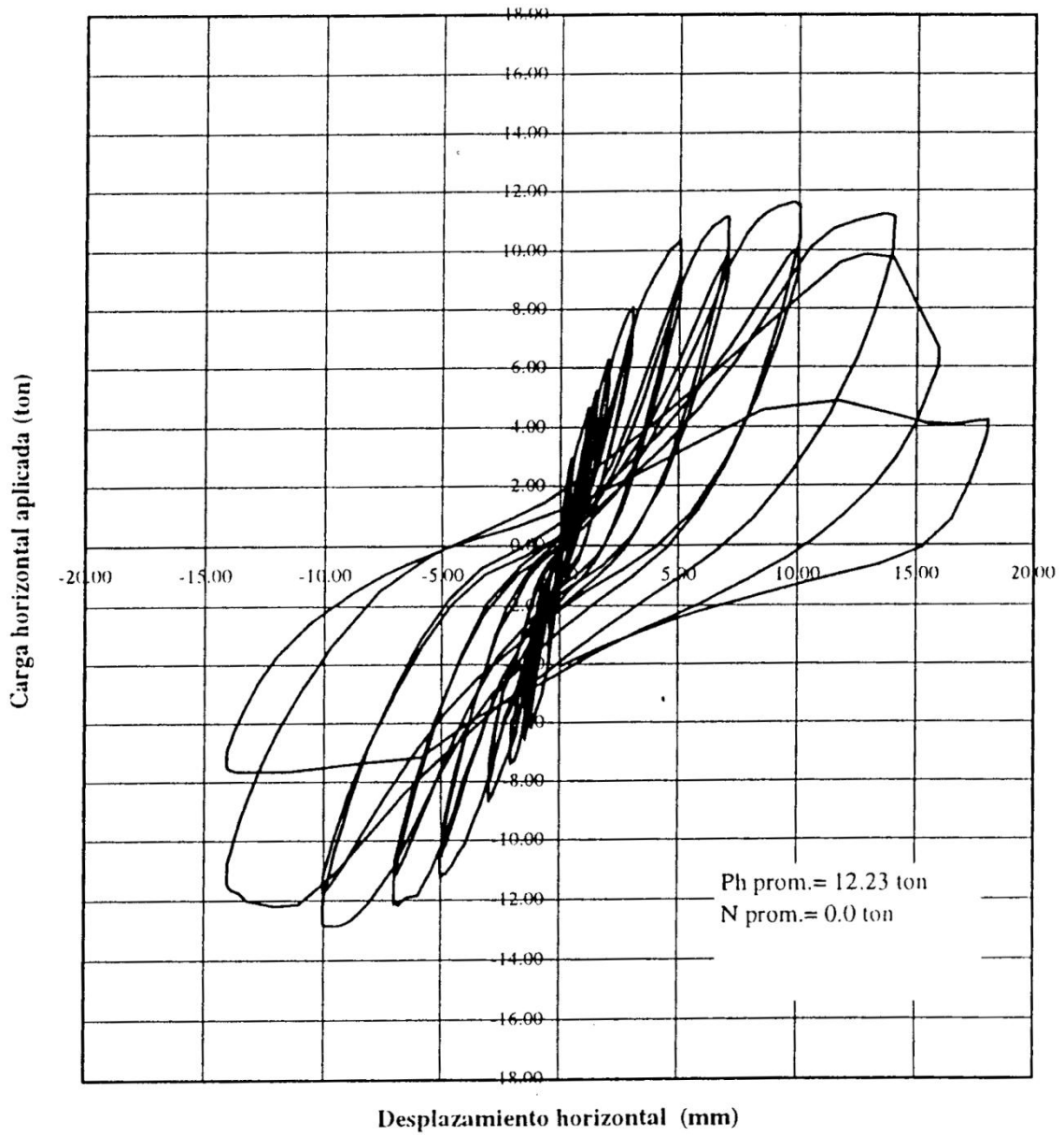


Figura A.17: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-03-SA01

Muro MBH-03-SA02

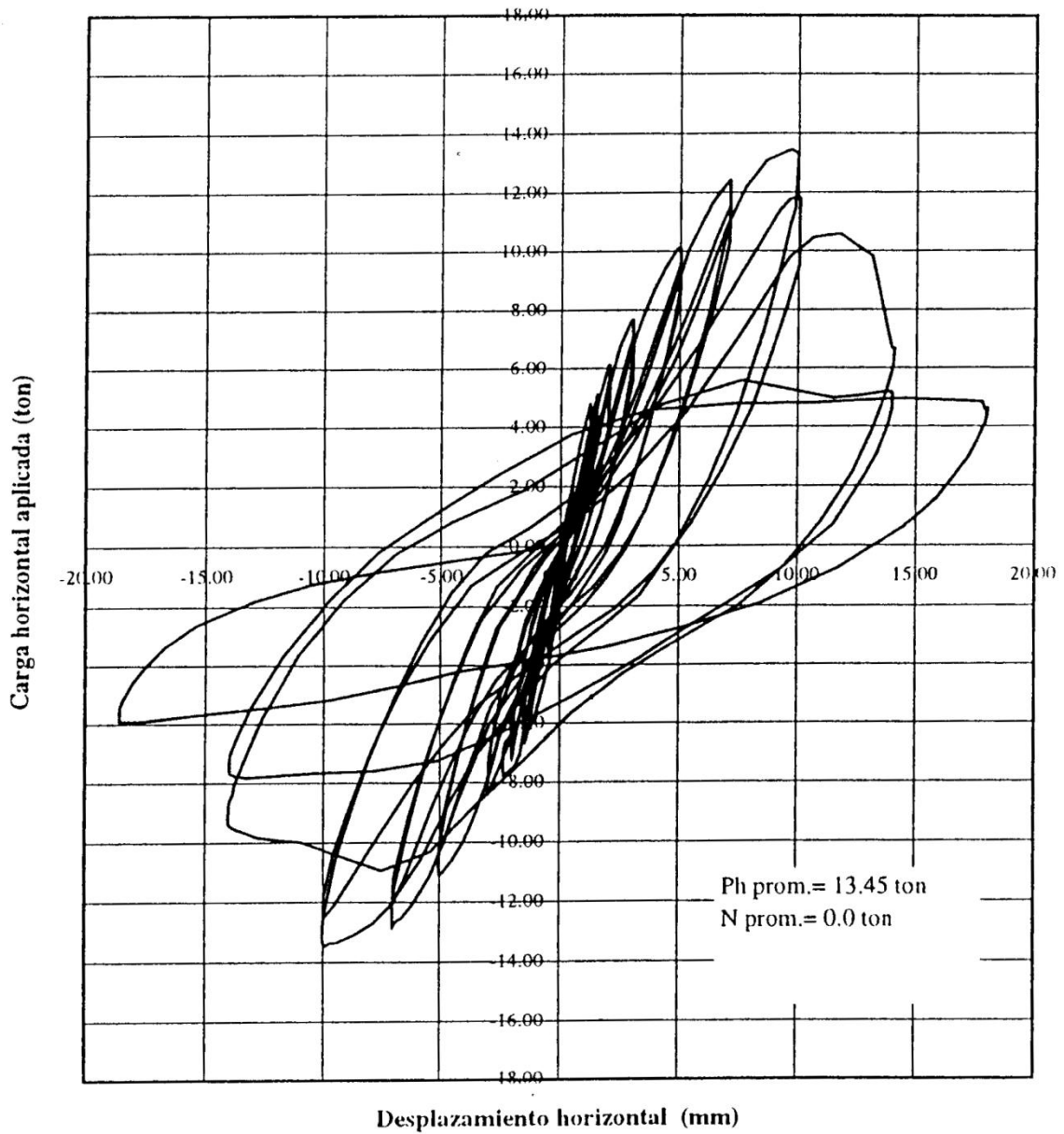


Figura A.18: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-03-SA02

Muro MBH-03-CA01

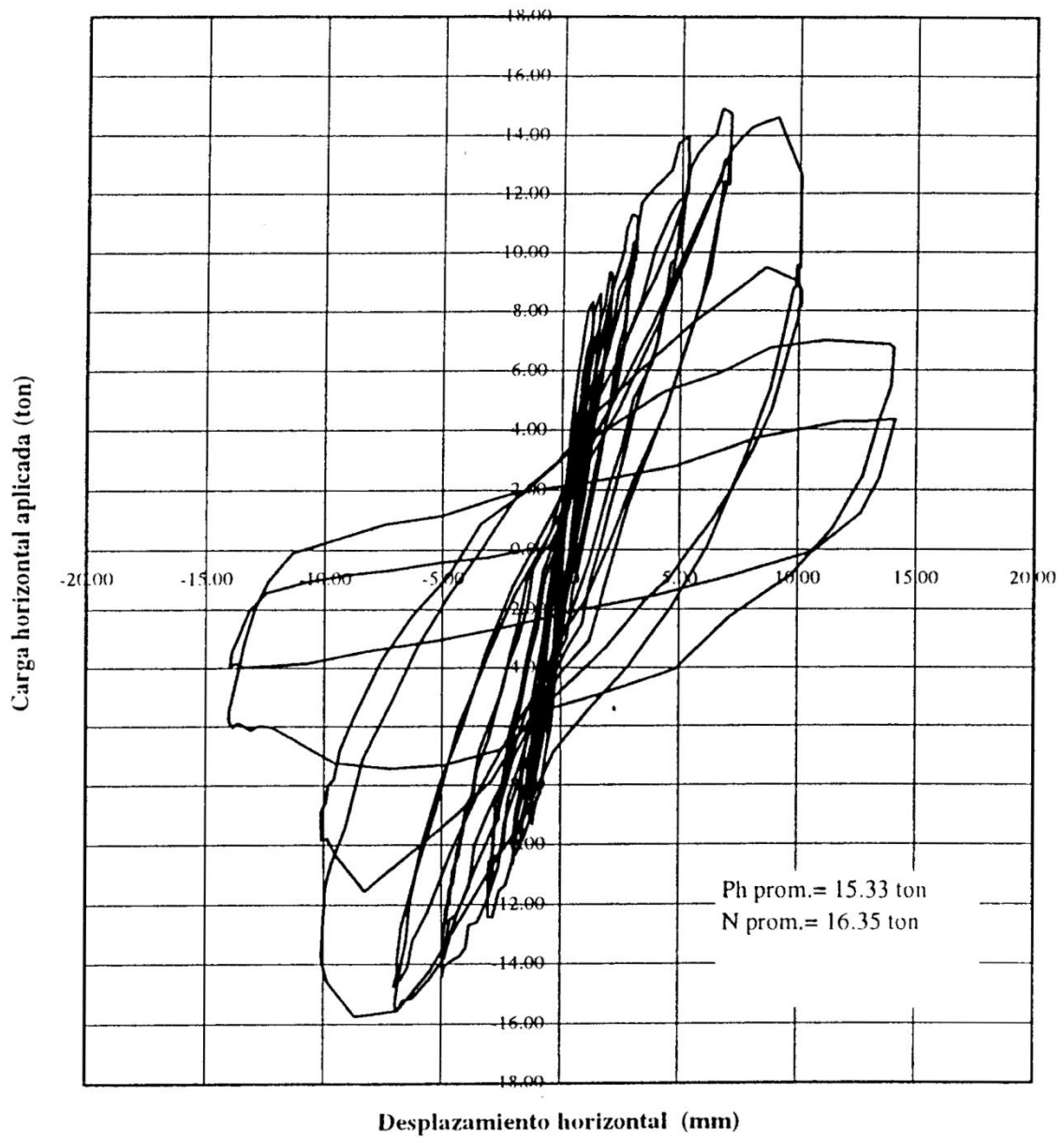


Figura A.19: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-03-CA01

Muro MBH-03-CA02

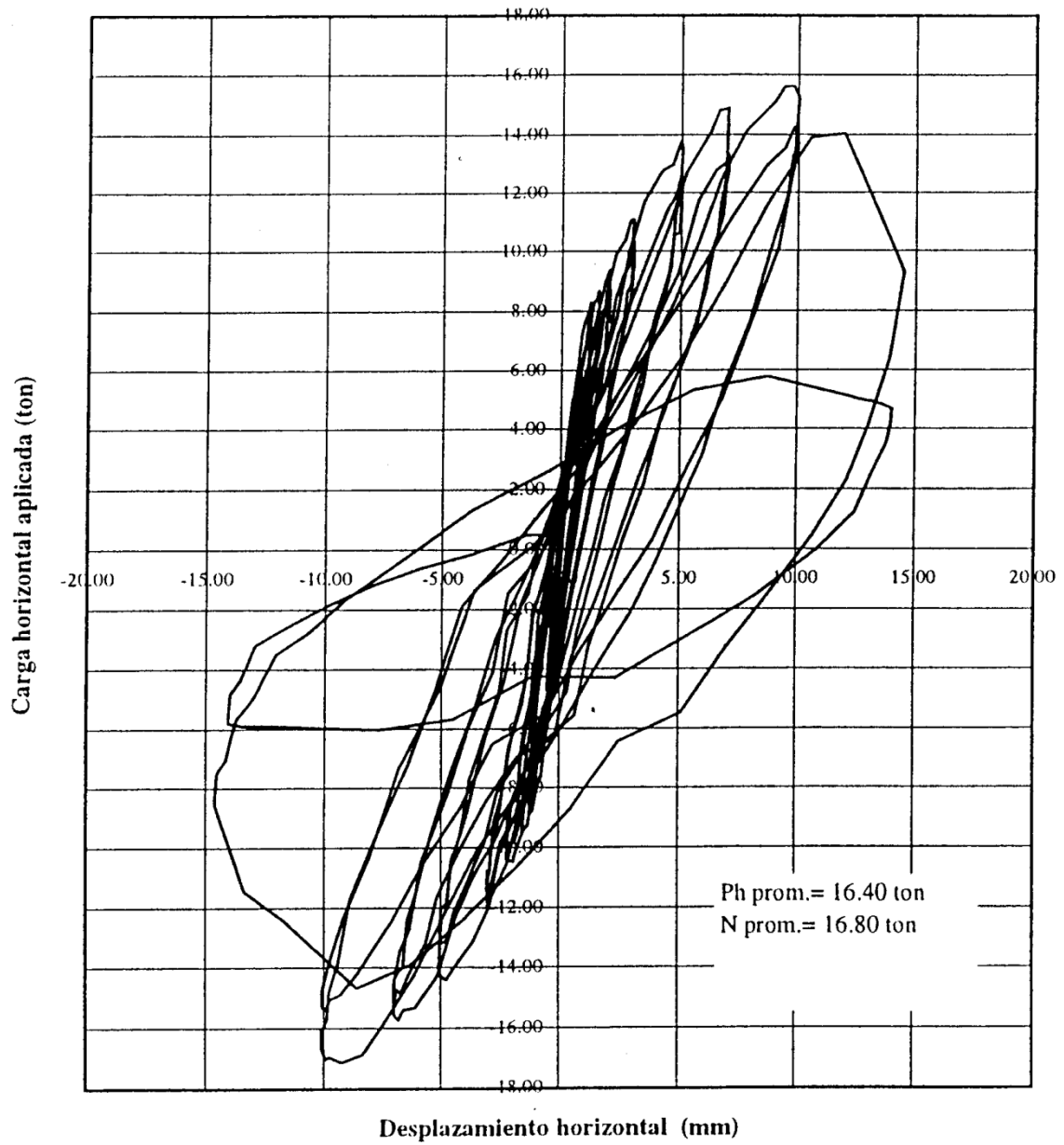


Figura A.20: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-03-CA02

Muro MBH-04-CA01

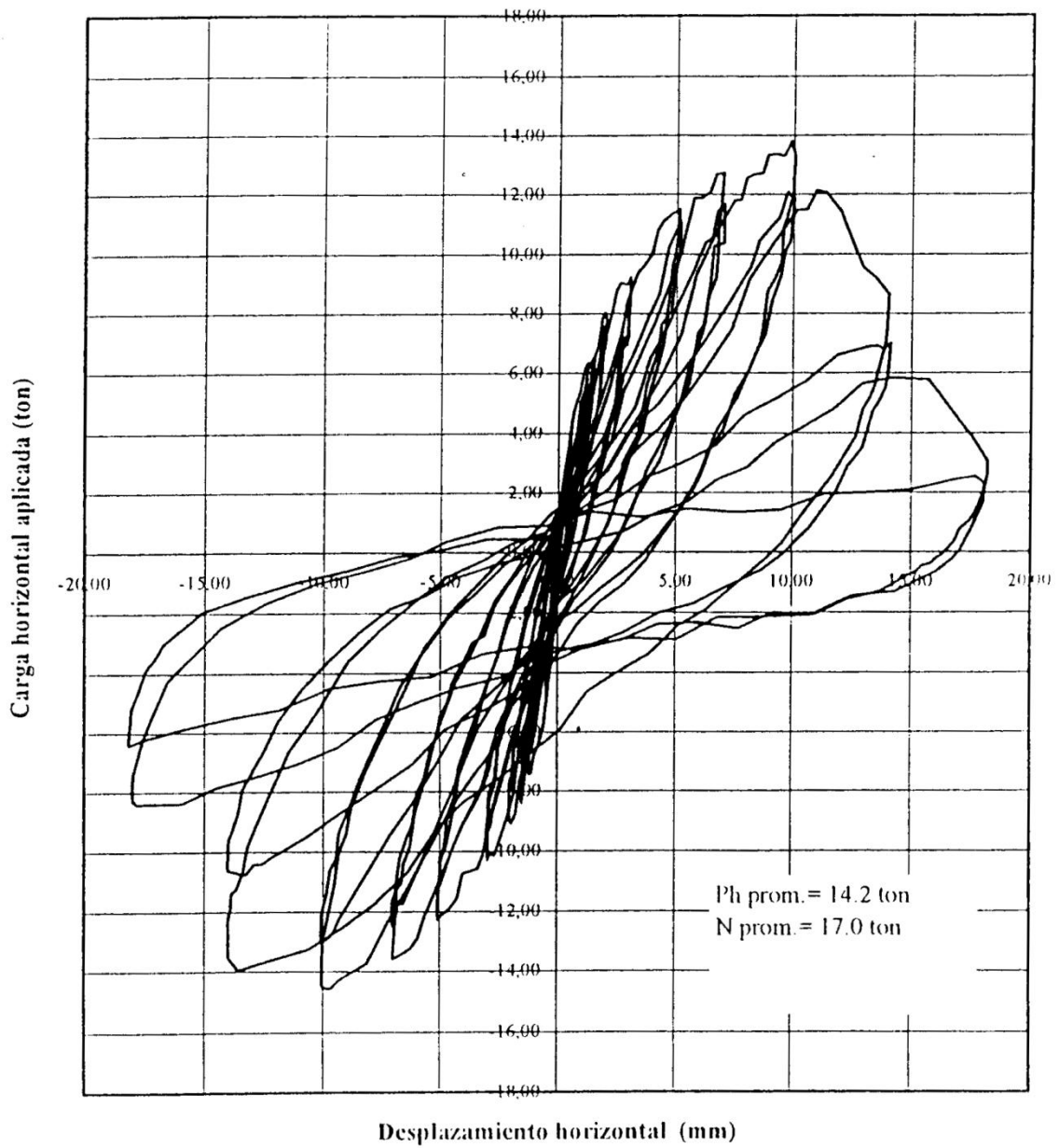


Figura A.21: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-04-CA01

Muro MBH-04-CA02

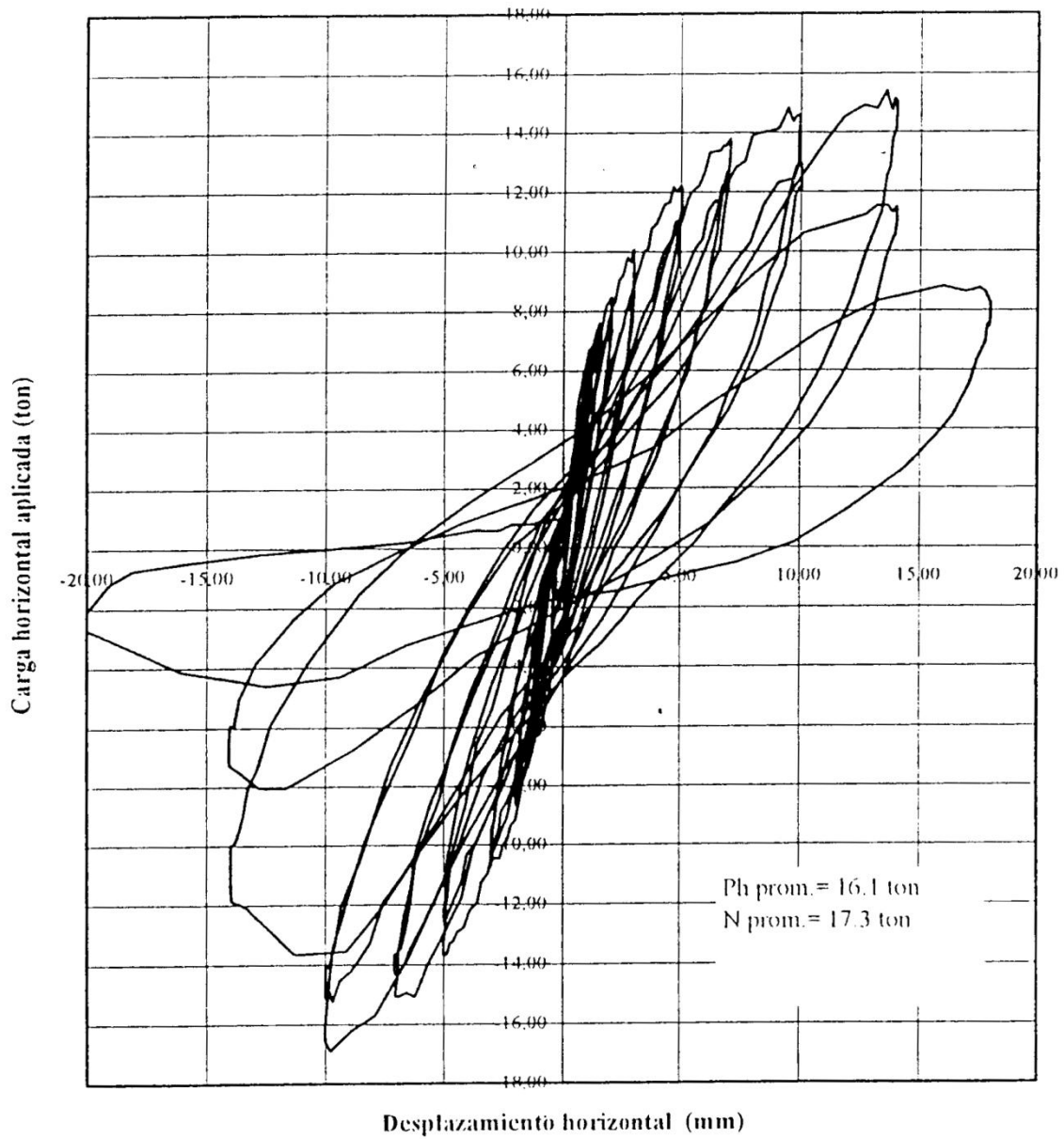
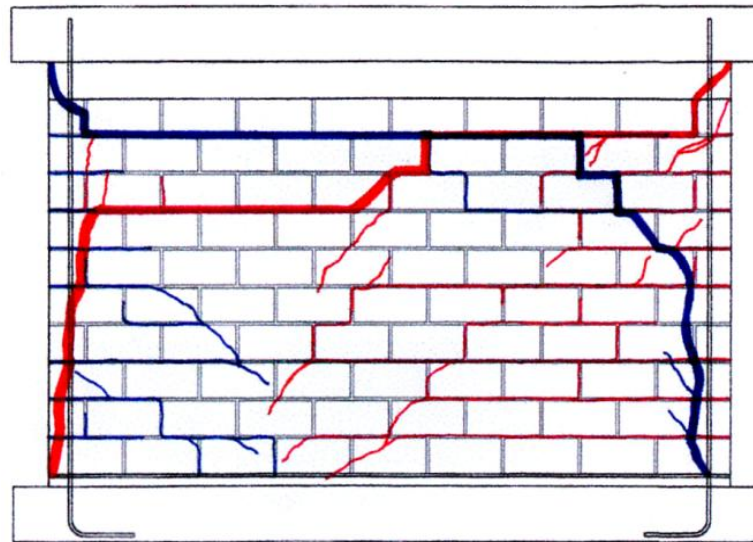


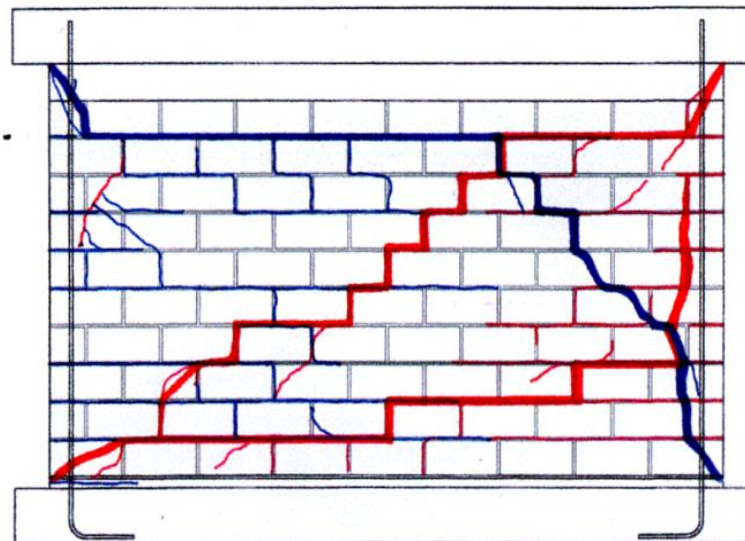
Figura A.22: Curva carga Horizontal v/s Deformación lateral DICTUC (2002) MBH-04-CA02

PATRONES DE AGRIETAMIENTO SIERRA (2002)



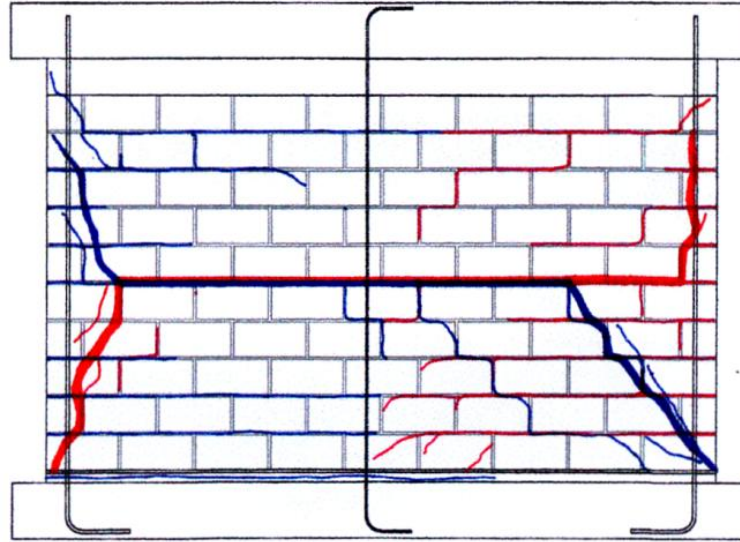
Estado final (ciclo 18, distorsión = 6,5‰)

Figura A.23: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-00vd-SA01



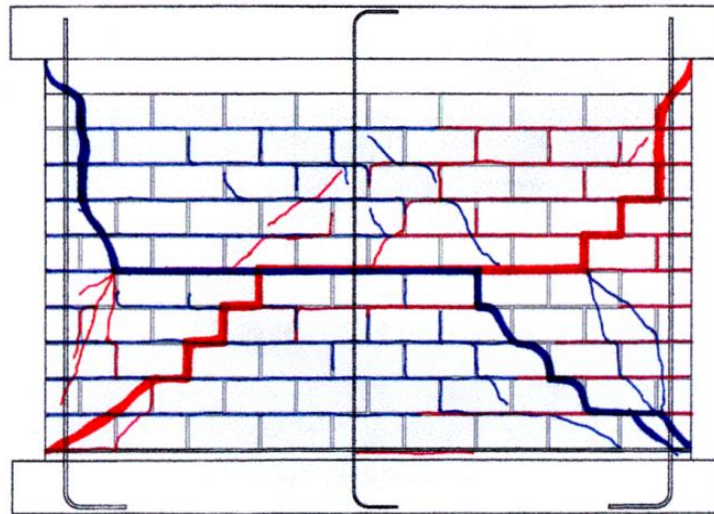
Estado final (ciclo 20, distorsión = 8,4‰)

Figura A.24: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-00vd-SA02



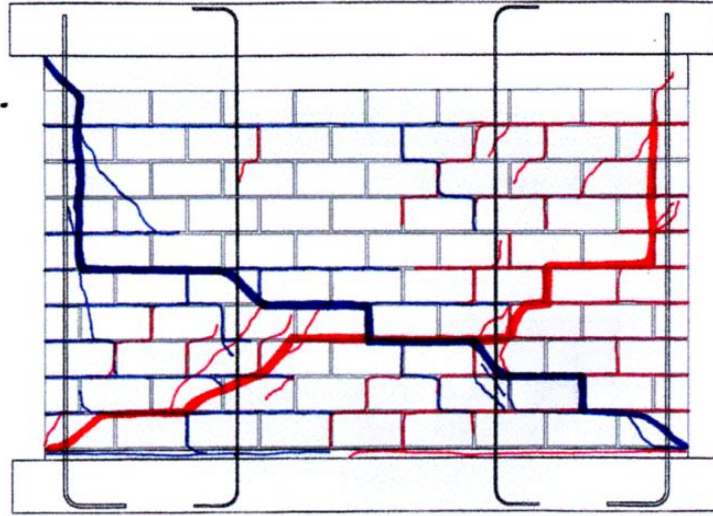
Estado final (ciclo 15, distorsión = 4,7‰)

Figura A.25: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-01vd-SA01



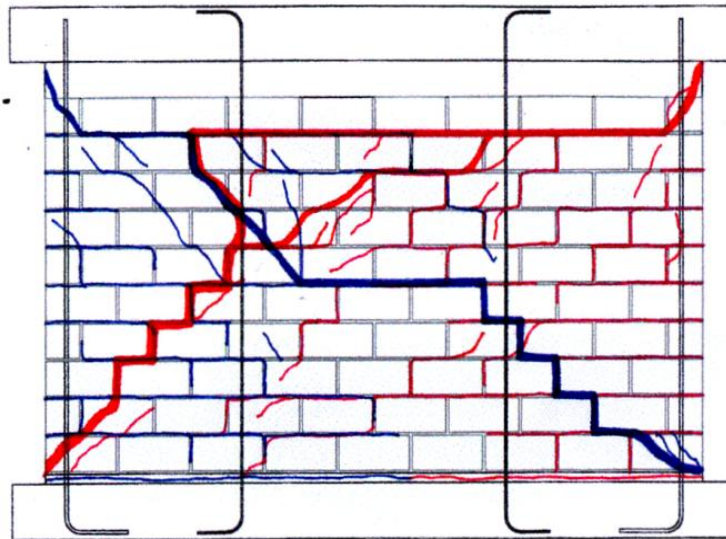
Estado final (ciclo 17, distorsión = 6,5‰)

Figura A.26: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-01vd-SA02



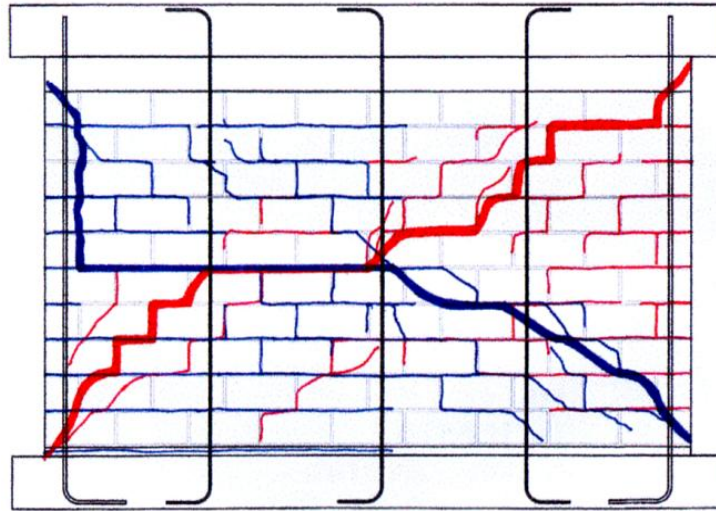
Estado final (ciclo 18, distorsión = 6,5‰)

Figura A.27: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-02vd-SA01



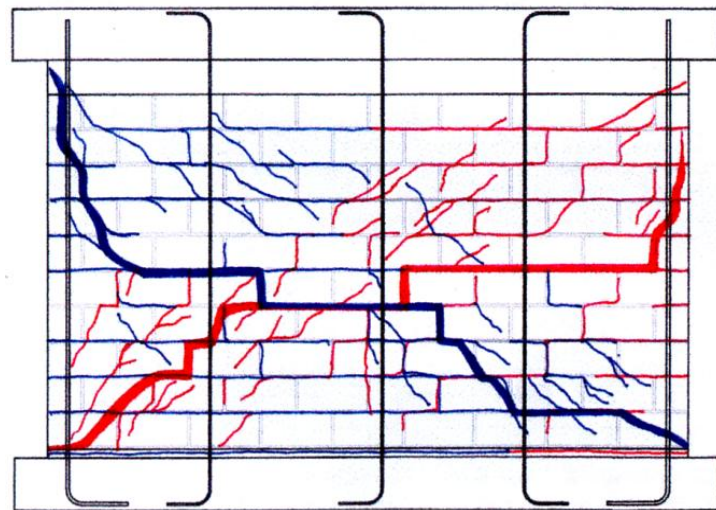
Estado final (ciclo 18, distorsión = 6,5‰)

Figura A.28: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-02vd-SA02



Estado final (ciclo 18, distorsión = 6,5‰)

Figura A.29: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-03vd-SA01



Estado final (ciclo 18, distorsión = 6,5‰)

Figura A.30: Patrón de agrietamiento en la carga máxima Sierra (2002) MBH-03vd-SA02

PATRONES DE AGRIETAMIENTO DICTUC (2002)

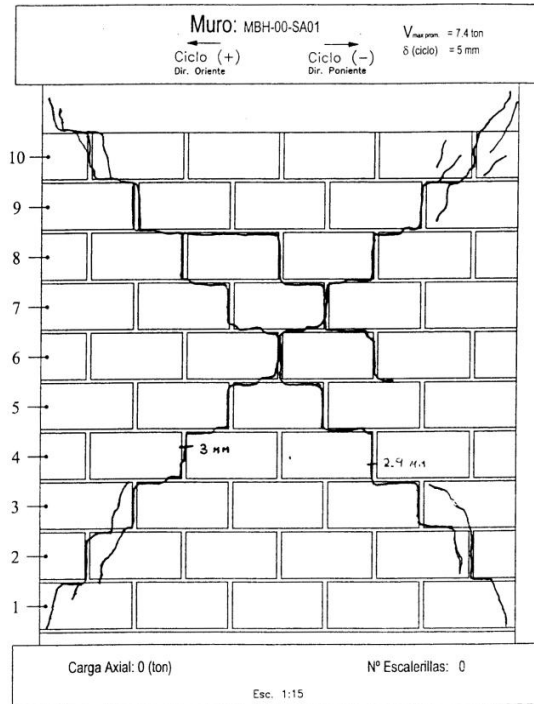


Figura A.31: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-00-SA01

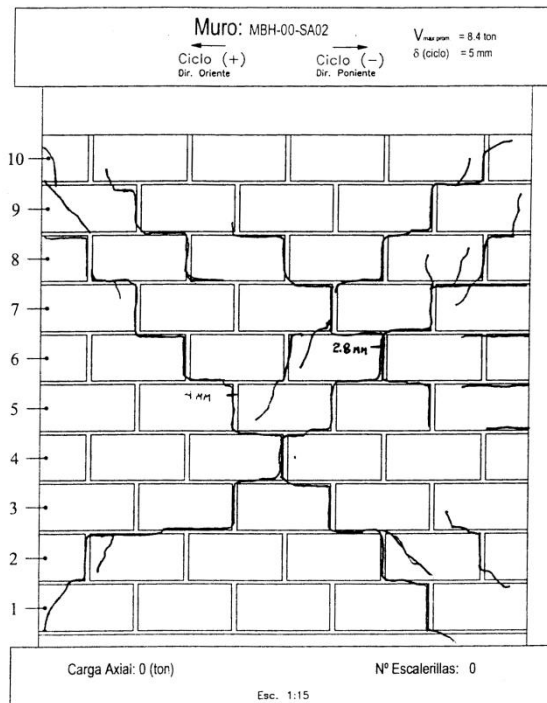


Figura A.32: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-00-SA02

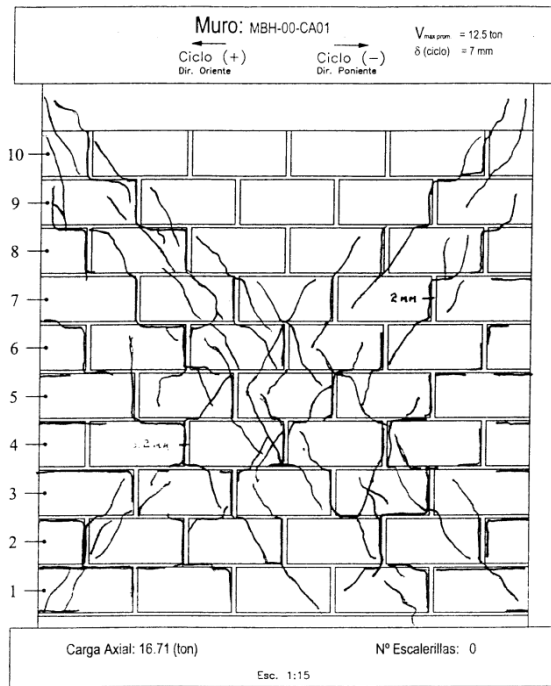


Figura A.33: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-00-CA01

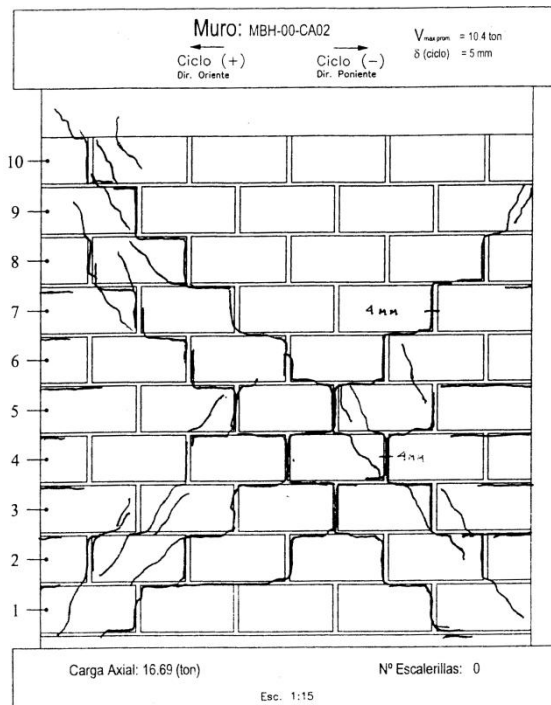


Figura A.34: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-00-CA02

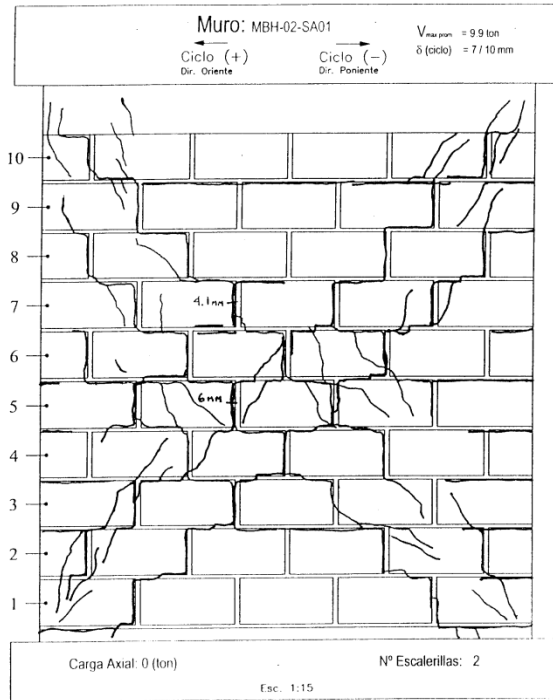


Figura A.35: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-02-SA01

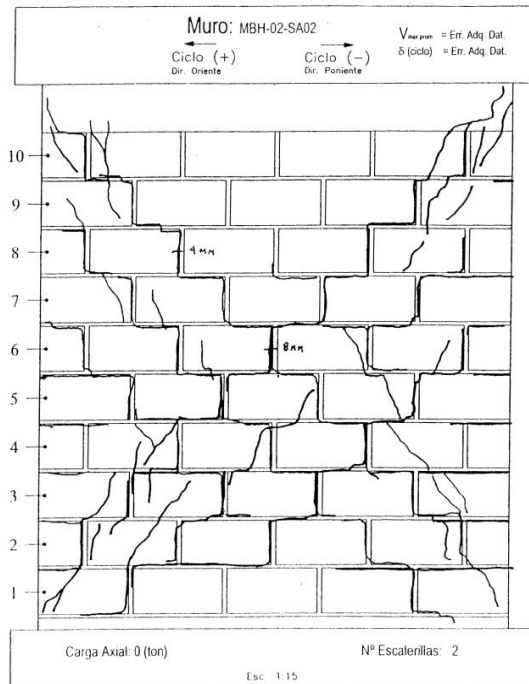


Figura A.36: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-02-SA02

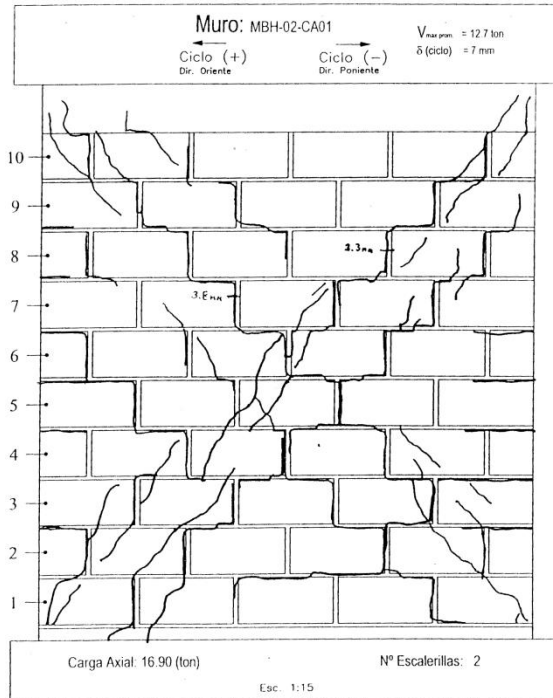


Figura A.37: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-02-CA01

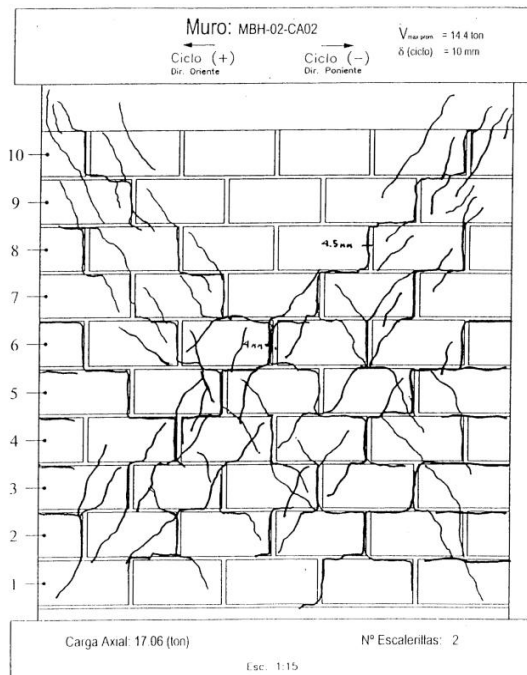


Figura A.38: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-02-CA02

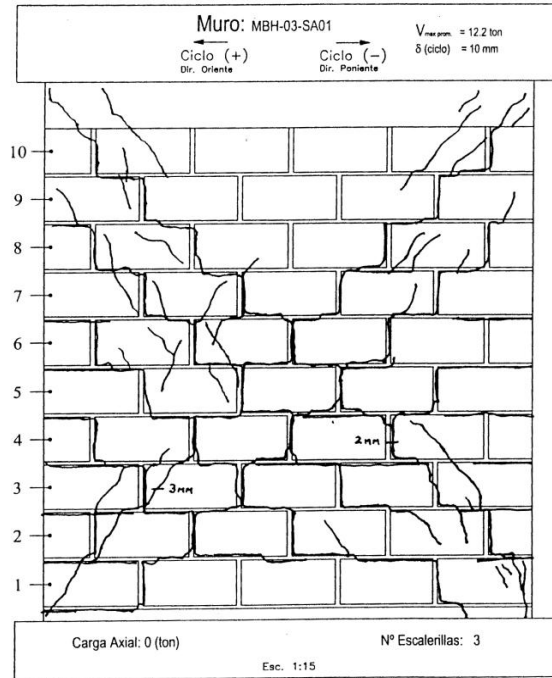


Figura A.39: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-03-SA01

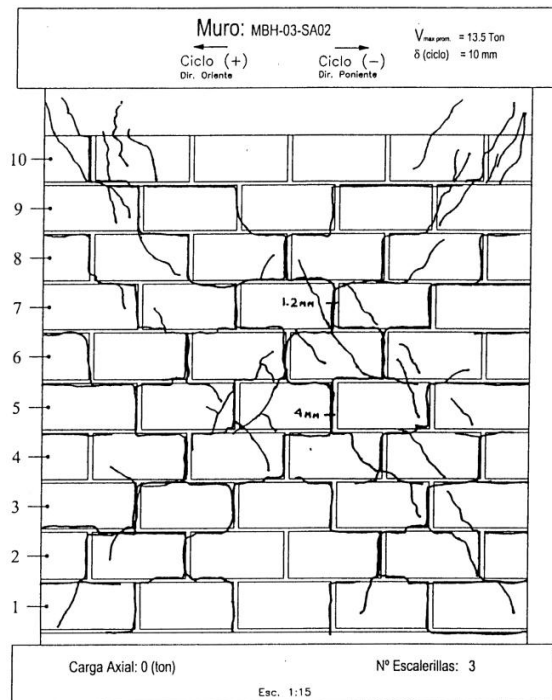


Figura A.40: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-03-SA02

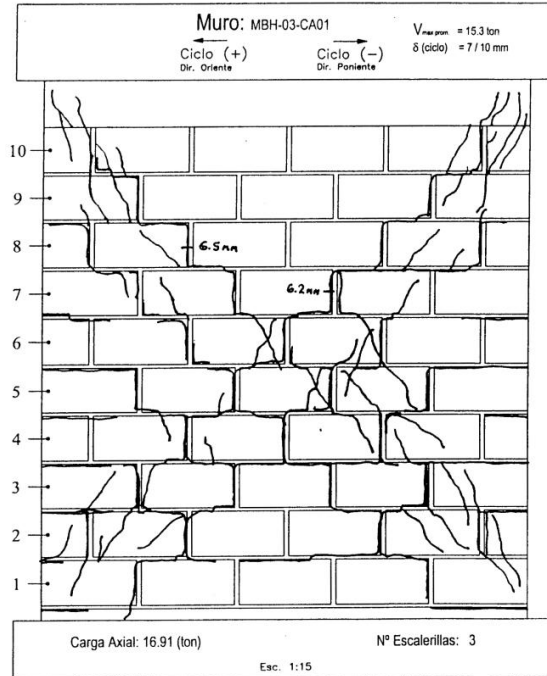


Figura A.41: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-03-CA01

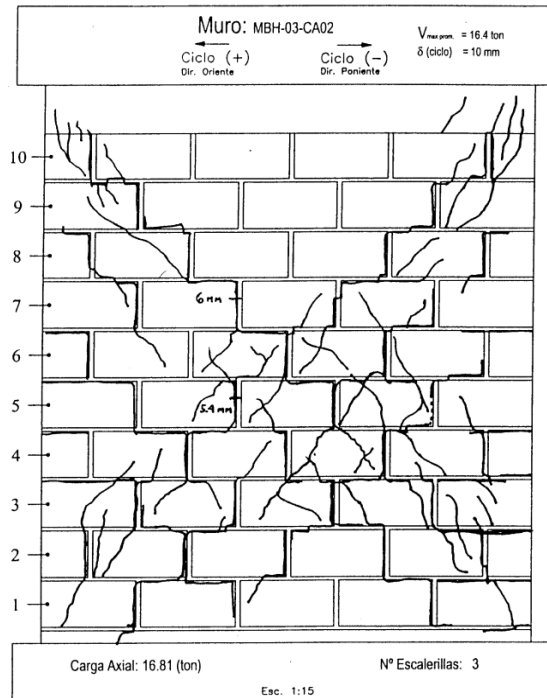


Figura A.42: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-03-CA02

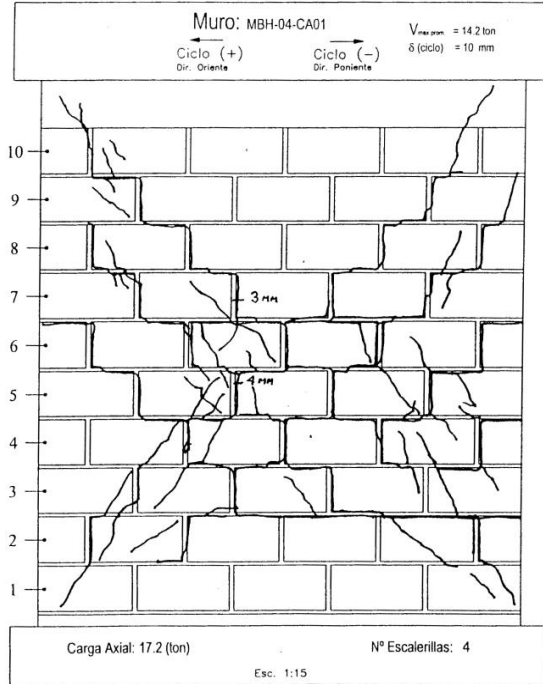


Figura A.43: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-04-CA01

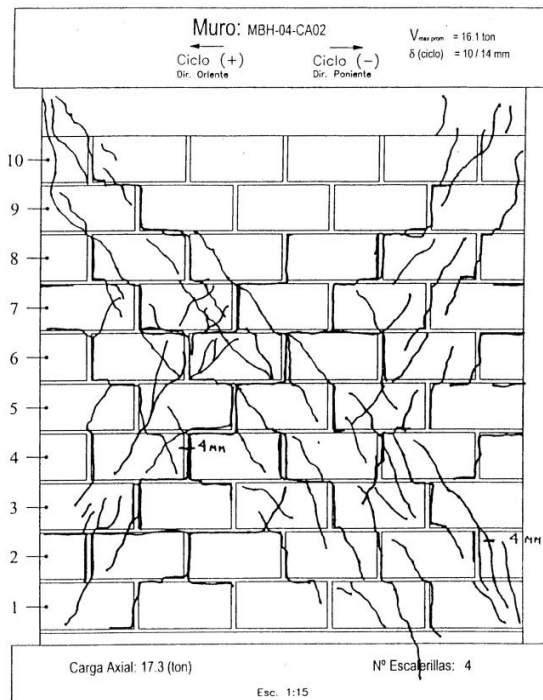


Figura A.44: Patrón de agrietamiento en la carga máxima DICTUC (2002) MBH-04-CA02

ANEXO B

DATOS DE ENSAYOS SIERRA (2002)

Tabla B.1: Datos Sierra (2002) MBH-00vd-SA-01

Identificación del muro		Características del muro				
MBH-00vd-SA-01		Dimensiones Reales [mm] Largo: 3627 Alto:2248 Espesor: 141 Escantillón: 205				
		Relación de Esbeltez M/Vd: 0,716				
		Relleno de Huecos Solo donde se ubican las armaduras verticales				
Resultados del Ensayo						
Nivel de Daño	Ciclo	Sentido de Carga	Carga [kN]	Deformación Lateral [mm]	Distorsión Angular [%o]	Ancho de Fisura [mm]
Inicio del agrietamiento Inclinado	7	Positivo	56	1,6	0,7	0,30
	7	Negativo	60	2,0	0,9	0,20
Resistencia Máxima	7	Positivo	63	2,0	0,9	0,30
	15	Negativo	133	9,6	4,5	9,00

Tabla B.2: Datos Sierra (2002) MBH-00vd-SA-02

Identificación del muro		Características del muro				
MBH-00vd-SA-02		Dimensiones Reales [mm] Largo: 3627 Alto:2257 Espesor: 141 Escantillón: 204				
		Relación de Esbeltez M/Vd: 0,716				
		Relleno de Huecos Solo donde se ubican las armaduras verticales				
Resultados del Ensayo						
Nivel de Daño	Ciclo	Sentido de Carga	Carga [kN]	Deformación Lateral [mm]	Distorsión Angular [%o]	Ancho de Fisura [mm]
Inicio del agrietamiento Inclinado	9	Positivo	74	2,1	1,0	0,30
	9	Negativo	65	2,6	1,2	0,30
Resistencia Máxima	9	Positivo	86	2,8	1,3	0,30
	17	Negativo	116	14,0	6,5	6,00

Tabla B.3: Datos Sierra (2002) MBH-01vd-SA-01

Identificación del muro		Características del muro				
MBH-01vd-SA-01		Dimensiones Reales [mm] Largo: 3630 Alto:2256 Espesor: 139 Escantillón: 204				
		Relación de Esbeltez M/Vd: 0,716				
		Relleno de Huecos Solo donde se ubican las armaduras verticales				
Resultados del Ensayo						
Nivel de Daño	Ciclo	Sentido de Carga	Carga [kN]	Deformación Lateral [mm]	Distorsión Angular [%o]	Ancho de Fisura [mm]
Inicio del agrietamiento Inclinado	9	Positivo	78	2,6	1,2	0,50
	9	Negativo	85	2,5	1,2	0,50
Resistencia Máxima	11	Positivo	103	5,0	2,3	2,70
	9	Negativo	86	3,2	1,5	0,50

Tabla B.4: Datos Sierra (2002) MBH-01vd-SA-02

Identificación del muro		Características del muro				
MBH-01vd-SA-02		Dimensiones Reales [mm] Largo: 3626 Alto:2253 Espesor: 139 Escantillón: 205				
		Relación de Esbeltez M/Vd: 0,716				
		Relleno de Huecos Solo donde se ubican las armaduras verticales				
Resultados del Ensayo						
Nivel de Daño	Ciclo	Sentido de Carga	Carga [kN]	Deformación Lateral [mm]	Distorsión Angular [%o]	Ancho de Fisura [mm]
Inicio del agrietamiento Inclinado	7	Positivo	59	1,6	0,7	0,30
	5	Negativo	65	1,7	0,8	0,30
Resistencia Máxima	15	Positivo	138	10,0	4,7	5,00
	13	Negativo	117	7,4	3,4	3,50

Tabla B.5: Datos Sierra (2002) MBH-02vd-SA-01

Identificación del muro		Características del muro				
MBH-02vd-SA-01		Dimensiones Reales [mm] Largo: 3621 Alto:2257 Espesor: 141 Escantillón: 204				
		Relación de Esbeltez M/Vd: 0,716				
		Relleno de Huecos Solo donde se ubican las armaduras verticales				
Resultados del Ensayo						
Nivel de Daño	Ciclo	Sentido de Carga	Carga [kN]	Deformación Lateral [mm]	Distorsión Angular [%o]	Ancho de Fisura [mm]
Inicio del agrietamiento Inclinado	3	Positivo	64	1,1	0,5	0,30
	9	Negativo	75	2,4	1,1	0,30
Resistencia Máxima	11	Positivo	108	4,9	2,3	1,20
	15	Negativo	137	9,7	4,5	5,00

Tabla B.6: Datos Sierra (2002) MBH-02vd-SA-02

Identificación del muro		Características del muro				
MBH-02vd-SA-02		Dimensiones Reales [mm] Largo: 3622 Alto:2257 Espesor: 140 Escantillón: 205				
		Relación de Esbeltez M/Vd: 0,716				
		Relleno de Huecos Solo donde se ubican las armaduras verticales				
Resultados del Ensayo						
Nivel de Daño	Ciclo	Sentido de Carga	Carga [kN]	Deformación Lateral [mm]	Distorsión Angular [%o]	Ancho de Fisura [mm]
Inicio del agrietamiento Inclinado	7	Positivo	83	1,6	0,7	0,20
	9	Negativo	88	2,2	1,0	0,30
Resistencia Máxima	11	Positivo	130	4,7	2,2	0,50
	17	Negativo	140	13,5	6,3	7,00

Tabla B.7: Datos Sierra (2002) MBH-03vd-SA-01

Identificación del muro		Características del muro				
MBH-03vd-SA-01		Dimensiones Reales [mm] Largo: 3631 Alto:2253 Espesor: 140 Escantillón: 205				
		Relación de Esbeltez M/Vd: 0,716				
		Relleno de Huecos Solo donde se ubican las armaduras verticales				
Resultados del Ensayo						
Nivel de Daño	Ciclo	Sentido de Carga	Carga [kN]	Deformación Lateral [mm]	Distorsión Angular [%o]	Ancho de Fisura [mm]
Inicio del agrietamiento Inclinado	9	Positivo	97	3,0	1,4	0,20
	7	Negativo	99	2,1	1,0	0,20
Resistencia Máxima	15	Positivo	145	10,3	4,8	4,50
	15	Negativo	131	10,5	4,9	4,50

Tabla B.8: Datos Sierra (2002) MBH-03vd-SA-02

Identificación del muro		Características del muro				
MBH-03vd-SA-02		Dimensiones Reales [mm] Largo: 3644 Alto:2253 Espesor: 141 Escantillón: 205				
		Relación de Esbeltez M/Vd: 0,716				
		Relleno de Huecos Solo donde se ubican las armaduras verticales				
Resultados del Ensayo						
Nivel de Daño	Ciclo	Sentido de Carga	Carga [kN]	Deformación Lateral [mm]	Distorsión Angular [%o]	Ancho de Fisura [mm]
Inicio del agrietamiento Inclinado	9	Positivo	68	2,5	1,2	0,40
	9	Negativo	106	2,6	1,2	0,40
Resistencia Máxima	15	Positivo	125	9,4	4,4	4,00
	17	Negativo	139	14,0	6,5	6,00

DATOS DE ENSAYOS DICTUC (2002)

Tabla B.9: Datos DICTUC (2002)

Muro	r [%]	Ciclo	Carga vertical promedio [kN]	1ª Fisura diagonal importante				Carga máxima		
				efisura [mm]	d [mm]	V [kN]	v [MPa]	d [mm]	Vmax [kN]	vmax [MPa]
MBH-00-SA01	0,00	+	0,00	0,40	1,20	38,50	0,135	4,65	69,50	0,245
		-	0,00	0,20	1,22	38,30	0,135	6,78	78,60	0,277
MBH-00-SA02	0,00	+	0,00	0,50	1,10	33,00	0,116	4,73	75,30	0,265
		-	0,00	0,20	1,05	38,00	0,134	4,99	92,80	0,326
MBH-00-CA01	0,00	+	166,30	0,20	1,49	77,10	0,271	7,03	117,60	0,414
		-	166,30	0,55	1,16	56,10	0,197	7,14	132,70	0,467
MBH-00-CA02	0,00	+	166,00	0,30	1,53	72,10	0,254	4,79	103,60	0,365
		-	166,00	0,50	1,19	79,00	0,278	4,40	105,00	0,370
MBH-02-SA01	0,02	+	0,00	0,45	1,18	40,90	0,144	10,03	89,00	0,313
		-	0,00	0,50	1,50	36,20	0,127	9,99	108,20	0,381
MBH-02-SA02	0,02	+	0,00	-	-	-	-	-	-	-
		-	0,00	-	-	-	-	-	-	-
MBH-02-CA01	0,02	+	170,80	0,50	1,24	66,50	0,234	8,64	141,10	0,496
		-	167,10	0,20	1,60	80,80	0,284	9,14	128,60	0,452
MBH-02-CA02	0,02	+	171,20	0,15	1,50	67,80	0,239	10,06	141,80	0,499
		-	170,00	0,10	1,54	95,40	0,336	9,78	149,90	0,527
MBH-03-SA01	0,03	+	0,00	0,20	1,20	46,70	0,164	9,81	116,10	0,409
		-	0,00	0,20	1,20	61,80	0,217	9,91	128,60	0,452
MBH-03-SA02	0,03	+	0,00	0,40	1,50	51,10	0,180	9,70	134,40	0,473
		-	0,00	0,20	1,48	66,70	0,235	9,90	134,70	0,474
MBH-03-CA01	0,03	+	170,00	0,25	1,55	85,80	0,302	6,69	149,10	0,525
		-	169,00	0,45	1,19	93,30	0,328	8,66	157,50	0,554
MBH-03-CA02	0,03	+	170,00	0,40	1,55	86,70	0,305	9,81	156,30	0,550
		-	166,00	0,40	1,53	95,10	0,335	9,24	171,60	0,604
MBH-04-CA01	0,04	+	173,00	0,40	1,52	65,30	0,230	9,92	138,00	0,486
		-	170,00	0,45	1,52	84,20	0,296	9,65	145,90	0,513
MBH-04-CA02	0,04	+	174,00	0,25	1,50	76,00	0,267	13,60	153,90	0,542
		-	172,00	0,50	1,48	73,90	0,260	9,79	168,90	0,594

ANEXO C

RESULTADOS MODELO TOMAZEVIC (1999)

Tabla C.1: Resultados Modelo Tomazevic (1999) ensayos de Sierra (2002)

Sierra (2002)								
Ensayo	MBH- 00vd - SA01	MBH- 00vd - SA02	MBH- 01vd - SA01	MBH- 01vd - SA02	MBH- 02vd - SA01	MBH- 02vd - SA02	MBH- 03vd - SA01	MBH- 03vd - SA02
0,05*f_m [kN]	23,98	23,98	23,98	23,98	23,98	23,98	23,98	23,98
H_{sd,w} [kN]	113,84	111,46	109,97	109,85	111,28	110,52	110,80	111,99
H_{sd,rh} [kN]	67,84	66,69	65,77	65,61	66,58	66,13	66,18	66,89
H_{d,r} φ8 [kN]	0	0	2,52	2,52	5,04	5,04	7,56	7,56
H_{d,rvb} φ18 [kN]	24,98	24,98	24,98	24,98	24,98	24,98	24,98	24,98
H_{d,rvtot} [kN]	24,98	24,98	27,50	27,50	30,02	30,02	32,54	32,54
H_{sd,r} [kN]	134,2	131,5	129,7	129,5	131,3	130,4	130,6	132,1
Hu1 [kN]	120,8	118,3	116,7	116,6	118,1	117,3	117,6	118,8
Hu2 [kN]	143,2	140,8	141,5	141,3	145,2	144,3	146,9	148,1

Tabla C.2: Resultados Modelo Tomazevic (1999) ensayos de DICTUC (2002) sin carga axial

DICTUC (2002) sin carga axial						
Ensayo	MBH- 00 -SA01	MBH- 00 - SA02	MBH- 02 -SA01	MBH- 02 - SA02	MBH- 03 - SA01	MBH- 03 - SA02
0,05*f_m [kN]	24,75	24,75	21,45	21,45	26,35	26,35
H_{sd,w} [kN]	63,95	63,95	55,42	55,42	68,08	68,08
H_{sd,rh} [kN]	0	0	36,04	36,04	54,06	54,06
H_{d,rvb} φ22 [kN]	37,79	37,79	35,18	35,18	38,99	38,99
H_{d,rvb} φ18 [kN]	25,30	25,30	23,55	23,55	26,10	26,10
H_{d,rvtot} [kN]	63,09	63,09	58,73	58,73	65,10	65,10
H_{sd,r} [kN]	63,9	63,9	66,2	66,2	84,3	84,3
Hu [kN]	57,6	57,6	59,6	59,6	75,9	75,9
Hu2 [kN]	114,3	114,3	112,5	112,5	134,5	134,5

Tabla C.3: Resultados Modelo Tomazevic (1999) ensayos de DICTUC (2002) con carga axial

DICTUC (2002) con carga axial								
Ensayo	MBH- 00 - CA01	MBH- 00 - CA02	MBH- 02 - CA01	MBH- 02 - CA02	MBH- 03 - CA01	MBH- 03 - CA02	MBH- 04 - CA01	MBH- 04 - CA02
0,05f_m [kN]	24,75	24,75	21,45	21,45	26,35	26,35	21,80	21,80
H_{sd,w} [kN]	117,29	117,21	107,62	108,01	122,98	122,61	109,33	109,68
H_{sd,rh} [kN]	0	0	36,04	36,04	54,06	54,06	54,06	54,06
H_{d,rvb} φ22 [kN]	37,79	37,79	35,18	35,18	38,99	38,99	35,47	35,47
H_{d,rvb} φ18 [kN]	25,30	25,30	23,55	23,55	26,10	26,10	23,74	23,74
H_{d,rvtot} [kN]	63,09	63,09	58,73	58,73	65,10	65,10	59,21	59,21
H_{sd,r} [kN]	117,3	117,2	118,4	118,8	139,2	138,8	125,6	125,9
Hu [kN]	105,6	105,5	106,6	106,9	125,3	124,9	113,0	113,3
Hu2 [kN]	162,3	162,3	159,5	159,8	183,9	183,5	166,3	166,6