

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL EN EL PLANO, DE LA MAMPOSTERIA
DE BLOQUE DE CONCRETO CON REFUERZO
INTEGRAL, BAJO DIFERENTES CONDICIONES DE
SERVICIO”**

PRESENTADO POR:

ANTONIO ADOLFO AYALA ANTILLÓN

JENNYFER JAZMÍN MARTÍNEZ JIMÉNEZ

JULIÁN ALONSO TRUJILLO PERAZA

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE DE 2012

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIA GENERAL :

DRA. ANA LETICIA ZAVALA DE AMAYA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO :

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

Ph.D. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título

:

**“ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL EN EL PLANO, DE LA MAMPOSTERIA
DE BLOQUE DE CONCRETO CON REFUERZO
INTEGRAL, BAJO DIFERENTES CONDICIONES DE
SERVICIO”**

Presentado por

:

**ANTONIO ADOLFO AYALA ANTILLÓN
JENNYFER JAZMÍN MARTÍNEZ JIMÉNEZ
JULIÁN ALONSO TRUJILLO PERAZA**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores

:

**MSc. Ing. NICOLÁS GUEVARA MORALES
Dipl-Ing; Ing. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ**

San Salvador, octubre de 2012

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

MSc. Ing. NICOLÁS GUEVARA MORALES

Dipl-Ing; Ing. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ

RECONOCIMIENTOS.

Por medio de este documento, queremos como grupo dejar constancia de nuestro agradecimiento a los ingenieros Nicolás Guevara, docente director de de nuestro trabajo de grado y Manuel Gutiérrez, docente asesor de nuestro trabajo de grado, ya que a través de su guía y conocimiento nos ayudaron a realizar nuestra investigación de la mejor manera; también un reconocimiento especial al ingeniero Evelio, por su apreciable colaboración en el desarrollo de nuestro trabajo de grado.

Un agradecimiento a las siguientes empresas del rubro de la construcción:

- Holcim El Salvador, S.A. de C.V.
- Corinca S.A. de C.V.
- De la peña S.A. de C.V.

Quienes contribuyeron sustancialmente a nuestro proyecto por medio de la donación de material necesario para el desarrollo del mismo.

Un reconocimiento a:

- Fondo Nacional de Vivienda Popular (FONAVIPO).
- Fundación Salvadoreña de Desarrollo y Vivienda Mínima (FUNDASAL).
- Proyecto TAISHIN.

Quienes proporcionaron información técnica, mano de obra calificada, material y equipo necesarios para el desarrollo de nuestro trabajo de grado.

Y finalmente, nuestro agradecimiento a todas aquellas personas que de alguna manera contribuyeron a la realización de nuestra investigación.

DEDICATORIA.

De: Antonio Adolfo Ayala Antillón

A:

- Dios nuestro Padre.
- Mi Madre: Marlene Antillón.
- Mi Hermano: Pablo Alberto.
- Mi Abuela: María Alina (Que en paz descanse).
- Mi Familia en general.
- Mis Amigos: Jennyfer Jazmín y Julián Alonso.

DEDICATORIA.

De: Jennyfer Jazmín Martínez Jiménez

A: **Dios**, por guiarme y darme sabiduría para alcanzar mi meta.

Mi mamá Margoth, por ser la persona que siempre me ha apoyado y estado en todo momento.

Mis padres Julio Martínez y Gladys Jiménez, que siempre me brindan su amor y comprensión.

Mi abuelo Eduardo Escobar, por sus consejos tan acertados y su buen humor.

Mis hermanos Carol, Gaby, Karla y Cesar por ser quienes me motivan para esforzarme.

Mis familiares.

Mis amigos y compañeros de tesis Antonio y Julián, por todos esos momentos de alegría, todas las ocurrencias y alguna vez uno que otro enojo que compartimos, que hicieron que este trayecto fuera inigualable; se les quiere mucho.

Todas aquellas personas que cuando lo necesitamos nos brindaron su ayuda.

DEDICATORIA.

A Dios todopoderoso:

Por guiarme, mantenerme en el camino correcto y por llenarme de tantas bendiciones a lo largo de mi carrera, por iluminarme y darme sabiduría en mis estudios.

A mis padres Julián Trujillo y Ana Peraza:

Por tener la paciencia y fe en mí para lograr el triunfo en la carrera, por su amor y cariño que me han brindado siempre.

A mis hermanas Ana Sofía y Katerinne Eloísa:

Por ayudarme en todo lo que han podido, por darme ese afecto y cariño, por aguantarme y por estar dando empujones para lograr mí triunfo.

A Alejandra Dueñas:

Por su amor y afecto que en el final de mi carrera me ha servido para agarrar las fuerzas necesarias para culminarla, por su paciencia y alegría que le dan a mi vida, gracias, te amo.

A Karla Sifontes:

Por estar siempre en las buenas y en las malas con mi familia y por ser mi Hermanita menor y apoyarme siempre.

A mis amigos de infancia:

En especial a Rene Torres y Néstor Solórzano, por la amistad brindada en todo este tiempo y por apoyarme cuando lo necesité.

A mis amigos de la universidad:

Por aparecer y brindarme su amistad justo en el momento necesario.

A mis amigos y compañeros (de tiro, cacería, equipo deportivo, trabajo) de tesis:

Por el apoyo, amistad que me brindaron, ha sido un largo camino muy difícil el que hemos logrado superar, muchas gracias, bendiciones y les deseo mucho éxito en su vida laboral.

A Miguel Batres:

Por toda la ayuda que nos brindó cuando más la necesitábamos.

A Henri Flores:

Por toda la ayuda que me ha brindado, por sus consejos y por la confianza que ha depositado en mí.

BR. JULIAN ALONSO TRUJILLO PERAZA.

INDICE

INTRODUCCION	xiii
CAPITULO I.....	15
1.1 OBJETIVOS.....	16
1.1.1 Objetivo General:.....	16
1.1.2 Objetivos Específicos:	16
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	17
1.3 ALCANCES DE LA INVESTIGACION	18
1.4 JUSTIFICACIONES.....	20
1.5 LIMITACIONES	21
CAPITULO II. INTRODUCCION A LA MAMPOSTERIA CON REFUERZO INTEGRAL.....	23
2.1 ANTECEDENTES.....	24
2.2 MATERIALES DE LA MAMPOSTERÍA CON REFUERZO INTEGRAL 30	
2.2.1 Bloque de Concreto.....	30
2.2.2 Mortero	33
2.2.3 Concreto Fluido (Grout).....	36
2.2.4 Acero de Refuerzo.....	37
2.3 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CON REFUERZO INTEGRAL ANTE CARGAS SISMICAS	38
2.3.1 Esfuerzos en relación Bloque-Mortero	39
2.3.2 Modos de falla de la mampostería	40
2.3.3 Teoría de Mann y Müller - Curva Envolvente de Fallas.....	45
2.3.4 Resistencia a Cortante	46
2.4 NORMATIVA APLICABLE	47

2.4.1 Mampostería con Refuerzo Integral según Normativa de nuestro país	47
2.4.2 Mampostería con Refuerzo Integral según Normativa Mexicana.	51
CAPITULO III. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	53
3.1 PROGRAMA DE ENSAYOS.....	54
3.2 RESISTENCIA TEÓRICA DE LOS MODELOS	55
3.2.1 Resistencia Teórica a Cortante	56
3.2.2 Resistencia Teórica a Compresión.....	59
3.3 ESFUERZOS DE FALLA (TEORIA MANN Y MULLER).....	62
3.3.1 Falla por Esfuerzo Cortante.....	63
3.3.2 Falla por Tensión Diagonal.....	63
3.3.3 Falla a Compresión	64
3.4 CALCULOS PREVIOS.....	65
3.4.1 Calculo de Porcentajes de Carga Vertical	66
3.4.2 Solera de Fundación	75
3.5 DESCRIPCION DE LOS MODELOS	77
3.5.1 Geometría de los Modelos	78
3.5.2 Ubicación de la Cuantía de Refuerzo	78
3.6 CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES	79
3.7 CONSTRUCCIÓN DE MODELOS.....	80
3.8 DESCRIPCION DE LA VARIABLE DE ESTUDIO	84
3.9 INSTRUMENTACIÓN A UTILIZAR.....	85
3.9.1 Instrumentación Externa.....	85
3.10 HISTORIAL DE CARGA	89
3.10.1 Idealización de Modelos	92
CAPITULO IV. COMPORTAMIENTO DE LOS MODELOS	103
4.1 DEFINICIÓN DE PARAMETROS	104

4.1.1 Histéresis y Distorsión	104
4.1.2 Rotación Y Curvatura	105
4.1.3 Componentes de la Distorsión	106
4.2 ESPECIMENES.....	110
4.2.1 Modelo BC-M0P1	110
4.2.2 Modelo BC-M1P1	117
4.2.3 Modelo BC-M2P1'	123
4.2.4 Modelo BC-M3P1'	129
4.2.5 Modelo BC-M4P2	137
4.2.6 Modelo BC-M5P2	145
4.2.7 Modelo BC-M6P2'	152
4.2.8 Modelo BC-M7P2'	160
4.3 ANCHURAS DE GRIETAS.....	167
CAPITULO V. ANALISIS DE RESULTADOS	168
5.1 RESULTADOS.....	169
5.2 SELECCIÓN DE ESPECÍMENES	169
5.3 RESISTENCIA.....	171
5.3.1 Comparación de resistencia a carga lateral	173
5.4 RIGIDEZ.....	174
5.4.1 Comparación de la rigidez teórica y experimental.....	174
5.4.2 Degradación de la rigidez de ciclo.....	176
5.5 ENVOLVENTES DE FALLAS.....	179
5.6 DEMANDA SISMICA LATERAL	181
5.6.1 Descripción.....	181
5.6.2 Coeficiente Sísmico.....	182
5.6.3 Calculo de Demanda Sísmica	185
CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	189

6.1	CONCLUSIONES	190
6.2	RECOMENDACIONES.....	194
	ANEXOS.....	197

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Proyectos habitacionales construidos por el IVU	26
Tabla 2.2 Clasificación de las unidades de mampostería de concreto según la densidad	31
Tabla 2.3 Dimensiones de los bloques de concreto disponibles en nuestro medio	32
Tabla 2.4 Espesores mínimos de las caras y membranas.....	32
Tabla 2.5 Requisitos de resistencia y absorción.....	33
Tabla 2.6 Requerimientos de la especificación de propiedades	35
Tabla 2.7 Requerimientos de la especificación por propiedades ²	35
Tabla 2.8 Proporcionamiento de volumen, recomendados para concretos fluidos en paredes de mampostería con refuerzo interior	37
Tabla 3.1 Resumen de valores obtenidos.....	72
Tabla 3.2 Descripción de puntos propuestos.....	72
Tabla 3.3 Valores teóricos de puntos propuestos.....	75
Tabla 3.4 Porcentajes de carga límite vertical.	75
Tabla 3.5 Nombre de modelos.....	77
Tabla 3.6 Descripción de componentes del marco de carga.	87
Tabla 3.7 Cantidad y posición de transductores de desplazamiento.	88
Tabla 3.8 Puntos del modelo trilineal	95
Tabla 3.9 Rigidez teórica de modelos.....	95

Tabla 3.10 Historial de carga propuesto para modelos del punto 1 de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.	96
Tabla 3.11 Historial de carga propuesto para modelos del punto 1' de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.	97
Tabla 3.12 Historial de carga propuesto para modelos del punto 2 de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.	98
Tabla 3.13 Historial de carga propuesto para modelos del punto 2' de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.	99
Tabla 3.14 Historial de carga propuesto para modelos del punto 2'' de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.	100
Tabla 4.1 Componentes de la distorsión modelo BC-M0P1.....	117
Tabla 4.2 Componentes de la distorsión modelo BC-M1P1.	122
Tabla 4.3 Componentes de la distorsión modelo BC-M2P1'.....	129
Tabla 4.4 Componentes de la distorsion de modelo BC-M3P2	136
Tabla 4.5 Componentes de la distorsion de modelo BC-M2P2	144
Tabla 4. 6 Componentes de la distorsion del modelo BC-M5P2.....	152
Tabla 4.7 Componentes de la distorsión del modelo BC-M6P2'	160
Tabla 4.8 Componentes de la distorsión del modelo BC-M7P2'	166
Tabla 5.1 Sucesos ocurridos en pruebas.....	169
Tabla 5.2 Modelos seleccionados para análisis de resultados	171
Tabla 5.3 Resistencia a cortante teórica y experimental.....	174
Tabla 5.4 Rigidez teórica y experimental.	175

Tabla 5.5 Coeficientes sísmicos	185
Tabla 5.6 Coeficientes sísmicos	188

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Sistema de mampostería con refuerzo integral	25
Figura 2.2 Condominios Modelos con daños estructurales	28
Figura 2.3 Condominios Montecristo	29
Figura 2.4 Detalle de bloque de concreto	31
Figura 2.5 Revenimiento de concreto, mortero y concreto fluido.....	36
Figura 2.6 Esfuerzos entre la relación mortero- bloque según la teoría de Mann y Müller	40
Figura 2.7 Esfuerzos entre la relación mortero-bloque según la modificación de Crisafulli	40
Figura 2.8 Falla por Cortante-fricción ³	42
Figura 2.9 Falla por tensión diagonal.....	43
Figura 2.10 Falla tensión diagonal con aplastamiento en esquinas.....	44
Figura 2.11 Falla por compresión	45
Figura 2.12 Falla por flexión	45
Figura 2.13 Curva Envolvente de falla	46
Figura 2.14 Mecanismo de arco y puntal, por falla cortante	47
Figura 3.1 Curva envolvente de fallas Mann y Müller	55
Figura 3.2 Mecanismo de dovela en acero de refuerzo vertical.....	57
Figura 3.3 Puntos 1 y 4 de curva envolvente de fallas.....	66

Figura 3.4 Puntos de la curva envolvente de fallas.....	69
Figura 3.5 Grafica con puntos para las pruebas de modelos.....	73
Figura 3.6 Sección transversal de solera a construir	76
Figura 3.7 Vista frontal detalles de huecos para traslado de modelos.....	76
Figura 3.8 Vista en planta de detalles de huecos para sujeción	77
Figura 3.9 Dimensiones de espécimen a ensayar.	78
Figura 3.10 Encofrados para soleras de fundación.	80
Figura 3.11 Piezas de adobo colocado en los encofrados.....	81
Figura 3.12 Refuerzo de soleras de fundación.	81
Figura 3.13 Refuerzo vertical para modelos.	82
Figura 3.14 Colado de solera de fundación.	82
Figura 3.15 Pegado de bloque.....	83
Figura 3.16 Llenado de celdas con grout.....	83
Figura 3.17 Acero de refuerzo horizontal.....	84
Figura 3.18 Hechura de prismas.....	84
Figura 3.19 Marco de Carga	85
Figura 3.20 Gato hidráulico.....	85
Figura 3.21 Gato hidráulico con celda de carga de 50 toneladas.....	86
Figura 3. 22 Ensamblaje completo de dispositivos para marco de carga.	86
Figura 3.23 Transductores de desplazamiento.....	87
Figura 3.24 Propuesta de ubicación de los transductores.	88
Figura 3.25 Decodificadores de datos.	88

Figura 3.26 Grafica de idealización para un modelo trilineal	92
Figura 4.1 Ilustración de términos de la distorsión.....	104
Figura 4.2 Región de estudio para el cálculo de rotación y curvatura.....	106
Figura 4.3 Componentes de la distorsión	107
Figura 4.4 Deformación de una pared sometida a carga lateral.	109
Figura 4.5 Evolución y estado final del daño	112
Figura 4.6 Evolución del daño.....	118
Figura 4.7 Evolución y estado final del daño.	124
Figura 4.8 Evolución y estado final del daño modelo M3P1'	131
Figura 4. 9 Evolución y estado final del daño modelo BC-M4P2	139
Figura 4.10 Evolución y estado final del daño de modelo BC-M5P2	147
Figura 4.11 Evolución y estado final del daño modelo BC-M6P2'.....	154
Figura 4.12 Evolución y estado final del daño modelo BC-M7P2'.....	162

INDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 3.1 Idealización para modelos del punto 1 de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.....	97
Gráfica 3.2 Idealización para modelos del punto 1' de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.....	98
Gráfica 3.3 Idealización para modelos del punto 2 de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.....	99
Gráfica 3.4 Idealización para modelos del punto 2' de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.....	100

Gráfica 3.5 Idealización para modelos del punto 2'' de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.....	101
Gráfica 3.6 Superposición de curvas envolventes teóricas de falla.	102
Gráfica 4.1 Curva histerética de modelo BC-M0P1.....	113
Gráfica 4.2 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M0P1.....	114
Gráfica 4.3 Rotación modelo BC-M0P1	115
Gráfica 4.4 Curvatura modelo BC-M0P1	115
Gráfica 4.5 Deformación angular modelo BC-M0P1	116
Gráfica 4.6 Curva histerética, modelo BC-M1P1	119
Gráfica 4.7 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M1P1.....	120
Gráfica 4.8 Rotación, modelo BC-M1P1	121
Gráfica 4.9 Curvatura, modelo BC-M1P1	121
Gráfica 4.10 Deformación angular, modelo BC-M1P1.....	122
Gráfica 4.11 Curva histerética, modelo BC-M2P1'.....	125
Gráfica 4.12 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M2P1'.....	126
Gráfica 4.13 Rotación, modelo BC-M2P1'	127
Gráfica 4.14 Curvatura, modelo BC-M2P1'.....	127
Gráfica 4.15 Deformación angular, modelo BC-M2P1'	128
Gráfica 4.16 Histéresis modelo BC-M3P1'.....	132
Gráfica 4.17 Curva envolvente modelo BC-M3P1'.....	133
Gráfica 4.18 Rotación modelo BC-M3P1'	134
Gráfica 4.19 Curvatura modelo BC-M3P1'.....	135

Gráfica 4. 20 Deformación angular, modelo BC-M3P1'	136
Gráfica 4. 21 Curva histerética, modelo BC-M4P2	140
Gráfica 4. 22 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M4P2.....	141
Gráfica 4. 23 Rotación, modelo BC-M4P2	142
Gráfica 4. 24 Curvatura, modelo BC-M4P2	143
Gráfica 4. 25 Deformación angular, modelo BC-M4P2.....	144
Gráfica 4. 26 Grafica histerética, modelo BC-M5P2.	148
Gráfica 4. 27 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M5P2.....	149
Gráfica 4. 28 Rotación modelo, BC-M5P2	150
Gráfica 4. 29 Curvatura, modelo BC-M5P2	150
Gráfica 4. 30 Deformación angular, modelo BC-M5P2	151
Gráfica 4. 31 Curva histerética, modelo BC-M6P2'	156
Gráfica 4. 32 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M6P2'	157
Gráfica 4. 33 Rotación, modelo BC-M6P2'	158
Gráfica 4. 34 Curvatura, modelo BC-M6P2'	158
Gráfica 4. 35 Deformación angular, modelo BC-M6P2'	159
Gráfica 4. 36 Curva histerética, modelo BC-M7P2'	163
Gráfica 4. 37 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M7P2'	164
Gráfica 4. 38 Rotación, modelo BC-M7P2'	165
Gráfica 4. 39 Curvatura, modelo BC-M7P2'	165
Gráfica 4. 40 Deformación angular, modelo BC-M7P2'	166
Gráfica 5. 1 Envolventes de respuesta (modelos superpuestos).....	172

Gráfica 5. 2 Degradación de la rigidez de ciclo para modelo BC-M0P1	177
Gráfica 5. 3 Curva envolvente de fallas teorica mann y muller	179
Gráfica 5. 4 Envolvente de fallas experimental.	180
Gráfica 5. 5 Curvas envolventes de de fallas teórica y experimental	181
Gráfica 5. 6 Coeficiente sísmico, modelo BC-M0P1	183
Gráfica 5. 7 Coeficiente sísmico, modelo BC-M2P1'	183
Gráfica 5. 8 Coeficiente sísmico, modelo BC-M4P2	184
Gráfica 5. 9 Coeficiente sísmico, modelo BC-M7P2'	184
Gráfica 5. 10 Demanda sísmica, modelo BC-M0P1	186
Gráfica 5. 11 Demanda sísmica, modelo BC-M2P1'	186
Gráfica 5. 12 Demanda sísmica, modelo BC-M4P2.....	187
Gráfica 5. 13 Demanda sísmica, modelo BC-M4P2.....	187

INTRODUCCION

El sistema de construcción de mampostería es un método que podemos encontrar en diferentes edificaciones desarrolladas a lo largo de la historia, este método ha evolucionado con el fin de lograr mejores resistencia ante cargas, desde la mampostería básica en la que se emplean simples rocas unidas por mortero, hasta la mampostería elaborada con unidades prefabricadas, con propiedades estandarizadas y métodos de refuerzo interno conocido como refuerzo integral; método que se ha vuelto un sistema muy empleado en el sector de la construcción de nuestro medio.

Nuestro país enfrenta con gran frecuencia uno de los fenómenos naturales que pueden provocar graves daños, estos son, los eventos sísmicos o terremotos, situaciones de este tipo a lo largo de la historia de nuestro país han provocado daños de carácter estructural en las diferentes edificaciones; específicamente se ha observado, que entre los sectores más afectados están los proyectos habitacionales de carácter social tipo apartamentos, construidos con el sistema de mampostería de bloque de concreto con refuerzo integral, sistema que lleva más de medio siglo empleado en nuestro país.

En los proyectos de construcción se busca que la obra sea segura, económica, y funcional durante su vida útil; uno de los factores importantes en los proyectos de construcción son los lineamientos establecidos para su diseño, lo que en nuestro país se ha quedado obsoleto, ya que no existen normativas actualizadas que rijan este tipo de construcciones, lo que vuelve mayor la probabilidad de presentar daños estructurales en la ocurrencia de algún evento sísmico.

Tomando en cuenta a todo lo anterior, esta investigación se dirigirá a contribuir en la generación de información técnica, que ayudará a entender el comportamiento estructural, del sistema de bloque de concreto con refuerzo

integral, utilizado para conformar edificaciones tipo condominios, basándose en un estudio experimental.

Este trabajo es una parte de la gran rama de estudios necesarios para un conocimiento más profundo sobre este tipo de estructuras, por lo que es de tomar en cuenta que existen muchas variables que pueden influir en el resultado del estudio y que es necesario plantearlas con claridad.

CAPITULO I.

GENERALIDADES

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo General:

1. Conocer el comportamiento estructural en el plano, de paredes de bloque de concreto con refuerzo integral, para edificaciones de uso habitacional tipo condominio; en función de la variación de las cargas de servicio.

1.1.2 Objetivos Específicos:

1. Conocer el efecto de la carga axial sobre los tipos de falla en el sistema de bloque de concreto con refuerzo integral y su correspondiente capacidad de resistencia.
2. Analizar la capacidad de resistencia teórico y real de los modelos a ensayar.
3. Conocer la capacidad de deformación de los especímenes a someter a prueba.
4. Documentar la evolución del daño y el estado final de los especímenes para determinar su modo de falla.
5. Esbozar una curva envolvente de fallas, para describir la capacidad ultima de esfuerzo cortante en relación a los esfuerzos a compresión, de la configuración de mampostería propuesta para la investigación.
6. Generar por medio de la investigación experimental, información técnica, que contribuya a la actualización de requerimientos estructurales, para edificaciones habitacionales tipo condominios.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Sabemos que en nuestro país se experimenta una alta actividad sísmica, a este riesgo natural, se le suma, que el país se queda atrás en normativa de construcción, casi catorce años han pasado desde que se revisaron por última vez las normas de diseño y construcción de EL Salvador, también debe de añadirse que existe una cantidad no determinada de edificaciones de carácter social, que aún permanecen erguidas pero dañadas a raíz de los terremotos que han acontecido en el territorio.

Debe mencionarse que existe un vacío en los proyectos de edificaciones habitacionales tipo condominio en nuestro país, debido a que se siguen construyendo edificios con estas características, sin estudios que den información de cómo estos se comportan estructuralmente, ante la acción de las cargas de servicio y las ocasionadas por un sismo, y que a su vez, proporcionen parámetros para su diseño; como un ejemplo de lo anterior, se puede citar, la “Construcción de 8 edificios de apartamentos en el proyecto habitacional La Victoria” en el municipio de Apopa, y la “Construcción de 55 edificios de apartamentos en el proyecto condominio Santa Lucía”, en el municipio de Santa Ana, ambos promovidos por FONAVIPO, entre otros; está claro también que las edificaciones que aún permanecen erguidas luego de los terremotos que han acontecido en El Salvador, mostraron poca resistencia estructural, lo cual podría indicar que fueron construidas sin una referencia técnica adecuada para este tipo de estructuras.

Se contempla entonces, que se deben desarrollar investigaciones para los edificios de uso habitacional tipo condominio y que con los resultados se contribuya al conocimiento del comportamiento estructural, con lo cual, se pueda mejorar su diseño y así, se pueda mejorar su respuesta estructural ante eventos sísmicos. Un estudio significativo, es conocer el efecto que tiene la transmisión de las cargas de servicio a través de la mampostería, evaluando

distintos niveles de carga verticales, lo anterior, con el fin de conocer con más detalle los tipos de falla que pueden desarrollarse en la mampostería, y como al conocer esto, se pueda mejorar su respuesta estructural, también, ayudaría a conocer cuáles son las zonas débiles del sistema, además, este proporcionaría información técnica importante que podría ser considerada en su momento, como referencias para la creación de una norma técnica para edificios habitacionales tipo condominio.

1.3 ALCANCES DE LA INVESTIGACION

El área de estudio de la investigación, está enfocada en conocer el comportamiento estructural en el plano, del sistema de bloque de concreto con refuerzo integral, en edificaciones para uso habitacional tipo condominios; al ser sometido a cargas simuladas sísmicas y de servicio, tomando como punto de partida la falla por esfuerzo cortante, donde se toma que el nivel de la carga axial aplicada, controla significativamente los tipos de falla y la correspondiente capacidad de resistencia del sistema constructivo¹.

Para la investigación se establecerán 5 niveles distintos de cargas verticales, los cuales serán obtenidos dependiendo de la carga vertical máxima que en laboratorio se pueda desarrollar, es decir, la capacidad máxima del dispositivo con el que se simulara la carga de servicio, con base en esto, se construirán especímenes pequeños y el ensayo se denominará “En Voladizo”, el cual es una modalidad de ensayo que consiste en someter al espécimen, en este caso, a una carga lateral cíclica en su extremo superior sin restringir las deformaciones de este extremo², para esta investigación se aplicarán ciclos cerrados de carga positiva y negativa, el historial de los especímenes se controlará inicialmente por carga y cuando se dé el agrietamiento será por distorsión; también se aplicaran los distintos niveles de carga de manera

¹ Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan (Vol.VIII).

² Roberto Meli, Comportamiento sísmico de muros de mampostería, Segunda Edición, 1979, Cap. I

uniforme y se mantendrá constante durante cada nivel del ensayo, la configuración a ensayar no será un modelo de pared a escala natural, si no, una porción extraída de una pared normal; lo anterior indica que las pruebas tendrán que ver con los niveles de carga vertical necesarios para hacer fallar la mampostería de una forma determinada y así conocer la respuesta estructural de la configuración a someter a prueba.

Retomando, se proyecta construir y ensayar 15 especímenes, tres por cada nivel de carga vertical a aplicar, esto con el fin de hacer el trazo de la curva envolvente de fallas en su primera zona y parte de la segunda, la cual en su desarrollo muestra tres tipos de falla en la mampostería y la incidencia de la carga axial. En el estudio se tendrá como variable, la carga de servicio a aplicar según los 5 niveles a considerar en las pruebas.

Un parámetro de importancia en la investigación es la distribución del refuerzo integral, entonces para la prueba de los modelos, la separación del acero de refuerzo horizontal se mantendrá fijo en cada uno de ellos, tomando como separación 40.00 cm, es decir cada dos hiladas, mientras que para el acero de refuerzo vertical se tendrá una separación entre varillas de 40.00 cm y también esta se mantendrá fija para cada uno de los especímenes.

En referencia a las separaciones del refuerzo integral, estas son tomadas para la investigación debido a ser comúnmente usadas en el ámbito de la construcción, y estar definidas dentro de los límites de separación del refuerzo vertical y horizontal propuesto en la Norma Especial de Diseño y Construcción de Viviendas de El Salvador, 1997.

Las dimensiones de los especímenes se proyectan de 1.00 metro de ancho por 1.00 metro de alto, con 15 cm de espesor, para mantener una relación H/L igual a la unidad, ya que con relaciones menores o mayores a la unidad, las deformaciones y esfuerzos de tensión por flexión son más influyentes en los

ensayos¹; los especímenes se construirán sólidos, es decir, no tendrán huecos de puertas ni ventanas; cada uno de los modelos se construirán sobre una solera de fundación (SF), la construcción de esta será en base a un modelo tipo, ya que el comportamiento estructural de esta no es variable de estudio.

Cabe recordar que en el momento de las pruebas, simultáneamente a la aplicación de las cargas de servicio, a los especímenes también se les aplicarán cargas horizontales, que simularan las fuerzas que las estructuras reciben al momento de un sismo.

La construcción de los modelos se realizará con materiales comerciales bajo norma, que serán donados por diferentes empresas relacionadas al rubro de la construcción en el mercado de nuestro país; a estos, se les realizarán las pruebas necesarias para su control de calidad.

Las pruebas a los modelos de pared de bloque de concreto serán efectuadas en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad de El Salvador.

1.4 JUSTIFICACIONES

1. La investigación propuesta en el presente documento, será una contribución importante a estudios ya realizados al sistema de bloque de concreto; tomando en cuenta, que esta será dirigida a edificaciones habitacionales tipo condominio, el aporte será significativo a investigaciones como la del sistema constructivo de bloque de concreto con refuerzo integral, en el marco del proyecto “Mejoramiento de la tecnología para la construcción y difusión de la vivienda popular sismo-resistente”.
2. En nuestro país existe poca información sobre el comportamiento estructural de edificaciones para condominios construidas con mampostería, un vacío importante, tomando en cuenta que aún se sigue

¹ Roberto Meli, Comportamiento sísmico de muros de mampostería, Segunda Edición, 1979, Cap. 3

construyendo estructuras de este tipo; además, parece ser necesario que ocurra un evento sísmico que cause daños importantes en la edificaciones de este tipo en nuestro país, para que se recuerde lo vulnerables que son ante estos eventos, y que al no ser construidas tomando en cuenta su comportamiento estructural, se contribuye a que los daños sean mayores.

3. El sistema de bloque de concreto con refuerzo integral, es muy usado en el ámbito de la construcción en nuestro país, pero tomando en cuenta el daño que sufren las edificaciones de carácter social, de más de dos niveles, luego de un evento sísmico importante, es necesario realizar investigaciones a este tipo de estructuras, para que se diseñen adecuadamente y por ende, sean seguras y funcionales.
4. En nuestro país, hacen falta estudios experimentales sobre el comportamiento estructural de edificaciones tipo condominio, conformadas con el sistema de bloque de concreto con refuerzo integral, que respalden su diseño y construcción; este tipo de estudios contribuirá, a que al implementar edificaciones con las características antes mencionadas, su respuesta estructural ante la acción de las cargas sísmicas, sea la adecuada y ayude no solo a proteger lo material, sino también, a evitar la pérdida de vidas humanas como en los pasados terremotos.

1.5 LIMITACIONES

1. Para el desarrollo del estudio, el número de modelos a construir se vio limitado a 15; debido a la variedad y cantidad de materia prima que se requiere para la construcción de los modelos; pero debido al factor tiempo, se decidió eliminar uno de los puntos establecidos para el trazo de la curva envolvente de Mann y Müller, los cuales al inicio de la investigación eran cinco, también se decidió ensayar dos modelos por cada nivel de carga vertical a aplicar, en lugar de ensayar tres como se había proyectado lo que finalmente genero 8 modelos ensayados.

2. La disponibilidad de los dispositivos necesarios para realizar las pruebas, no era de uso exclusivo para el desarrollo de nuestra investigación, ya que también se encontraba en desarrollo la investigación de adobe llevada a cabo por el proyecto TAISHIN junto con la Universidad de El Salvador, lo que demoró el inicio de los ensayos y redujo el número de modelos a ensayar.
3. Cabe mencionar que para la investigación no se evaluaron diferentes separaciones del acero de refuerzo más que la propuesta en los alcances, debido a un aumento en la variable implicaría un mayor número de modelos a construir y por ende se necesitaría más materia prima, tiempo y recurso económico.
4. La configuración de los modelos se limita a especímenes sólidos sin huecos de puertas y ventanas ya que incluir estas características implicaría modelos de mayores dimensiones por ende más recursos y tiempo.
5. El equipo necesario para el desarrollo de las pruebas era una donación de JICA y tuvo un contratiempo en estar completo, lo que generó un retraso en el programa de pruebas de adobe y por lo tanto en nuestras pruebas, esto provocó que no se llevaran a cabo todos los ensayos proyectados.
6. Durante los ensayos el equipo presentó desperfectos lo cual provocó que ciertos ensayos no fueran concluidos de manera correcta, es decir, mismo número de ciclos de carga positivos y negativos, lo que también intervino en el retraso del programa de ejecución de pruebas, debido a que estas piezas debieron ser reparadas.
7. No se logró el trazo completo de la curva envolvente de fallas de la teoría de Mann y Müller, debido a que las condiciones de laboratorio no permitieron reproducir las cargas necesarias para completar la gráfica, por lo cual solo se generó el primer tramo y principios del segundo de la misma.

CAPITULO II.
INTRODUCCION A LA
MAMPOSTERIA CON
REFUERZO INTEGRAL

2.1 ANTECEDENTES

El sistema de construcción de mampostería en general, consiste en el proceso de colocación de unidades una sobre otra, unidas por un ligante para construir un muro o pared, con unidades que pueden ser ladrillos, piedras, bloques, entre otros, la forma de reforzar estas paredes o muros para obtener mejores resistencias ante cargas ha variado a lo largo de la historia de la construcción, llevándonos a lo que ahora en día conocemos como refuerzo integral, el desarrollo de dicho sistema, se propuso inicialmente a principios de los años de 1800, por el ingeniero británico Brunel, pero no fue hasta el año de 1825 en el que se aplicó por primera vez, en el proyecto de construcción del túnel bajo el río Támesis entre Rotherhithe y Wapping. Luego de esto, es hasta el año de 1889 en que la mampostería reforzada aparece nuevamente con el método del ingeniero francés Paul Cottancin, quien lo patentó después de analizar los procesos de construcción en Estados Unidos. A partir del año de 1920 se llevaron a cabo diferentes pruebas en países como la India, Japón y Estados Unidos, que respaldaron el buen comportamiento de los modelos construidos con mampostería reforzada, lo que abrió paso a convertirse en un método moderno de construcción¹.

En El Salvador los métodos constructivos que se han aplicado a lo largo de la historia han evolucionado según las necesidades que se presenten, nuestro país se ubica en una zona de alta sismicidad lo que conlleva a la necesidad de construcciones más resistentes, por lo que la vivienda popular ha venido cambiando desde construcciones con materiales como paja, adobe, ladrillo de barro cocido, hasta llegar al sistema de bloque de concreto con refuerzo integral, que es el más utilizado actualmente.

¹ Taishin, Informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral, 2008, Cap 1

El sistema de mampostería reforzada se fundamenta en la construcción de muros o paredes con piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzadas internamente con barras y alambres de acero, cumpliendo los requisitos de análisis, diseño y construcción apropiados. Este sistema permite la inyección de todas sus celdas con mortero de relleno, o inyectar solo las celdas verticales que llevan refuerzo, dependiendo de la capacidad de disipación de energía necesaria dentro del rango inelástico del sistema, que ayuda a definir el diseño sismo resistente de la edificación (figura 2.1). La construcción se realiza con mano de obra calificada por medio de procedimientos y actividades tradicionales de mampostería.

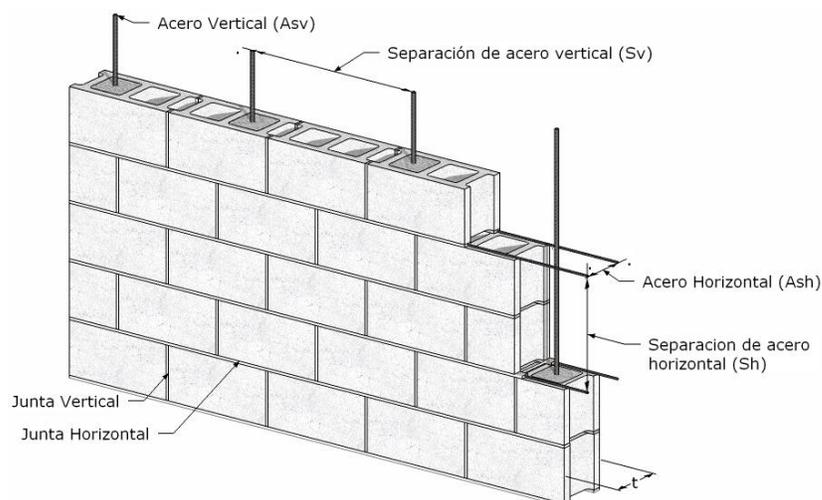


Figura 2. 1 Sistema de mampostería con refuerzo integral¹

La mampostería es un sistema que presenta diferentes propiedades con respecto a su resistencia y modos de falla, en función de la dirección en la que estén orientadas las juntas de mortero. El fallo de las estructuras de mampostería va precedido generalmente por un desarrollo masivo de grietas en dichas juntas, por lo que generalmente estas son las limitantes en la capacidad resistente final. Es de mencionar que cada uno de los materiales constituyentes

¹ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Cap 6, 2004

de la estructura de mampostería, cuenta con características y propiedades individuales, que han sido determinados con ensayos experimentales a cada una de estos.

2.2 MAMPOSTERIA CON REFUERZO INTEGRAL Y SU USO EN EL SALVADOR

Nuestro país durante los años 50, inició una etapa en la que buscó lograr un desarrollo habitacional en el área urbana, esto debido a la problemática de déficit de vivienda por la que atravesaba; lo que llevo a que se crearan instituciones de gobierno que ayudarían a mejorar y solventar dicha situación, por lo que, en el año de 1950 se fundó el Instituto de Vivienda Urbana (IVU), cuya función principal era desarrollar y ejecutar proyectos habitacionales de carácter social como una medida para disminuir la problemática; es entonces que a partir del mismo año el IVU inicia el desarrollo de proyectos de vivienda de interés social del tipo condominios, entre los de mayor representatividad se pueden mencionar el Centro Urbano Málaga, que consta de 21 edificios de 4 niveles cada uno, el Centro Urbano la Libertad construido en el año de 1960, con 17 edificios de 4 niveles cada uno y el Centro Urbano Zacamil que fue constituido en varias etapas, construyéndose la primera de ellas en el año de 1970, que constan de edificios de 4 y 5 niveles.

El IVU deja de existir en el año de 1991 después de más de 40 años de operar, dejando en pie los siguientes complejos habitacionales tipo condominios, en el área metropolitana de la ciudad de San Salvador.

Tabla 2. 1 Proyectos habitacionales construidos por el IVU

COMPLEJO HABITACIONAL	NUMERO DE APARTAMENTOS
Centro Urbano Libertad	140
Centro Urbano Mejicanos	80
Centro Urbano San Carlos	160

COMPLEJO HABITACIONAL	NUMERO DE APARTAMENTOS
Centro Urbano Santa Anita (Málaga)	84
Centro Urbano Monserrat	320
Centro Urbano Candelaria	128
Centro Urbano Atlacatl	772
Centro Urbano Guatemala	160
Centro Urbano 5 De Noviembre	128
Centro Urbano José Simeón Cañas (Zacamil)	4696
Centro Urbano Amatepec	664
Centro Urbano IVU	1040
Centro Urbano Lourdes	522

En el año de 1992 se crea Fondo Nacional de Vivienda Popular (FONAVIPO), institución que hereda trámites administrativos pendientes del IVU, y que tiene como fin buscar soluciones habitacionales en El Salvador. Después de más 17 años sin desarrollar proyectos de construcción, FONAVIPO inicia de nuevo la búsqueda de disminuir el problema de vivienda por medio de la construcción de complejos habitacionales tipo condominios, bajo el sistema de mampostería con refuerzo integral, como los que se están desarrollando en diferentes municipios de nuestro país entre ellos, Santa Ana y Apopa los cuales consisten en edificios de 3 niveles con 4 apartamentos por nivel.

En total en el país existen 34,057 apartamentos en edificaciones tipo condominios, según el VI Censo de Población y Vivienda realizado en el año 2007 por la Dirección General de Estadísticas y Censos y el Ministerio de Economía.

Por otra parte debe tomarse en cuenta que nuestro país se ubica en un zona geográfica que pertenece a la cadena volcánica de América y a la fosa de

subducción del Océano Pacífico entre las placas del Coco y del Caribe, lo cual provoca la frecuente ocurrencia de eventos sísmicos, que a lo largo de la historia han causado daños considerables en la infraestructura de nuestro país.

Entre algunos de los terremotos que han afectado nuestro territorio en las últimas décadas podemos mencionar, los ocurridos el 3 de mayo de 1965 de 6.5 grados Richter, el del 10 de octubre de 1986 de 7.5 grados Richter y los terremotos más recientes ocurridos el 13 de enero y 13 de febrero de 2001 con 7.6 y 6.6 grados Richter respectivamente, que afectaron en gran magnitud al sector vivienda específicamente a las edificaciones tipo condominios, provocando daños serios; en general estas edificaciones presentaron deterioro estructural considerable, como paredes con desplome y agrietamiento, losas de entrepiso agrietadas y flexionadas y techos colapsados, como se muestra en las figuras 2.2 y 2.3. Estas estructuras aún siguen en pie, representando un peligro latente, ya que algunas podrían colapsar en el próximo evento sísmico importante.



Figura 2. 2 Condominios Modelos con daños estructurales



Figura 2. 3 Condominios Montecristo

El historial sísmico de El Salvador y los daños observados a dicho tipo de estructuras, también se relaciona con el hecho que la normativa de construcción en nuestro país se encuentra desactualizada, las primeras normas surgieron en el años 1966 a raíz del terremoto de 1965, estas eran de carácter transitorio, mas sin embargo, permanecieron sin ningún cambio por casi 20 años, fue luego del terremoto de 1986, que se emitió el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador, teniendo este una naturaleza transitoria, y no fue hasta 1996 que se decretó el Reglamento para la Seguridad Estructural para las Construcciones, y que a la fecha no ha sido actualizado y que no hace ninguna referencia a estructuras de más de 2 niveles, lo que deja de entre visto que la construcción de estructuras tipo condominios se han ejecutado y se siguen ejecutando sin conocer cómo se comportan estructuralmente ante la acción de cargas sísmicas y de servicio, un vacío importante en este tipo de proyectos.

Tomando en cuenta lo anterior, se observa que es necesario desarrollar estudios que nos permitan conocer el comportamiento estructural del sistema de mampostería utilizado en edificaciones de más de 2 niveles. Algunos estudios existentes se desarrollaron en países como México entre las décadas de los 60 y 70's con investigaciones del tipo experimental al sistema de mampostería, en las que se logró conocer diferentes características importantes

de dicho sistema, este tipo de investigaciones se han seguido desarrollando hasta la actualidad en diferentes países, quizá con mayor fuerza en países desarrollados y con mayor probabilidad de eventos sísmicos.

En nuestro país la investigación más reciente y significativa al sistema de bloque de concreto con refuerzo integral, inicio en el año 2003 y concluyo en el año 2008 como una primera etapa del proyecto TAISHIN, denominado “Mejoramiento de la Tecnología para la Construcción y Difusión de la Vivienda Popular Sismo-resistente” con el fin de conocer las características de su comportamiento sísmico en viviendas.(TAISHIN 2008) Estudios de este tipo generan conocimiento técnico que permite mejorar la infraestructura en nuestro medio.

2.3 MATERIALES DE LA MAMPOSTERÍA CON REFUERZO INTEGRAL

El desarrollo de la mampostería reforzada aprovecha el comportamiento del concreto fluido situado en las celdas de las unidades y la resistencia a esfuerzos cortantes de la mampostería dispuesta en el muro. La mampostería reforzada consiste en un sistema en el cual el ensamble de las unidades con los demás componentes, permite la conformación de una estructura monolítica que responde estructuralmente ante requerimientos sísmicos, además cumpliendo con funciones estructurales y arquitectónicas. A continuación se describirán los materiales usados generalmente para la conformación de muros o paredes de mampostería.

2.2.1 Bloque de Concreto

Es un elemento prefabricado de concreto, con forma de prisma recto y con una o más perforaciones verticales que superan el 25% de su área bruta. Se utiliza para la elaboración de mampostería reforzada y confinada, siendo responsable en una buena medida, de las características mecánicas y estéticas de dicha mampostería. Los bloques poseen dimensiones uniformes para facilitar la

modulación, en cuanto a lo alto, 20cm y en cuanto a lo largo, 40cm, variando únicamente en el ancho, que en nuestro medio puede ser 10, 15 o 20cm.

Las partes que constituyen el bloque son las caras, que son las partes visibles de los mismos, cuando las paredes están levantadas y las membranas o tabiques que son aquellos elementos que unen las caras en los extremos o en la parte media. Como lo muestra la figura 2.4.

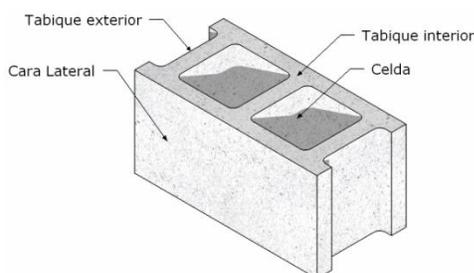


Figura 2. 4 Detalle de bloque de concreto

Las unidades de concreto con perforación vertical (huecas) portantes deben cumplir con la norma ASTM C 90 “Especificación Estándar para Unidades Portantes de Mampostería de Concreto”. Esta especificación cubre las unidades huecas de mampostería de concreto hechas con cemento Pórtland, agua, y agregados minerales con o sin inclusión de otros materiales. La especificación señala tres clases de unidades de mampostería de concreto, las cuales se encuentran en la Tabla 2.2.

Tabla 2. 2 Clasificación de las unidades de mampostería de concreto según la densidad¹

DENSIDAD (ρ , kgf/m^3)		
Peso Ligero	Peso Medio	Peso Normal
Menos de 1680	De 1680 hasta menos de 2000	2000 o más.

Además en nuestro medio podemos encontrar las siguientes dimensiones:

¹ Retomado de ASTM C90

Tabla 2. 3 Dimensiones de los bloques de concreto disponibles en nuestro medio

Dimensión nominal	Dimensión real
10x20x40 cm	9.2x19x39 cm
15x20x40 cm	14.2x19x39 cm
20x20x40 cm	19.2x19x39 cm

Los espesores mínimos de las caras y membranas de los bloques de concreto están especificados en la Tabla 1 de la Norma ASTM C 90-02a. Sin embargo, la Norma Técnica para el Control de Calidad de Materiales Estructurales ha adaptado dichos valores a nuestro medio obteniendo como resultado la Tabla 2.4.

Tabla 2. 4 Espesores mínimos de las caras y membranas¹

Ancho nominal de las unidades en cm	Espesores mínimos de la caras en cm. *	Espesores de la membranas	
		Membrana mínimo en cm.*	Espesor equivalente de las membranas, mínimo en cm/m.**
10	1.9	1.9	13.6
15	2.5	2.5	18.8
20	3.2	2.5	18.8

* Promedio de la medida de tres unidades, tomando en el punto más delgado.

** Suma de los espesores medidos, de todas las membranas en la unidad, dividida entre la longitud de la unidad.

El estudio de las propiedades físicas y mecánicas de los bloques de concreto, se vuelve importante puesto que son las que nos sirven como parámetro para evaluar la calidad, ya que son cuantificables y se encuentran especificadas bajo normas, tales como las ASTM.

La resistencia a la compresión es la principal cualidad que deben tener las unidades de mampostería y varía con el tipo de mampostería que con ellas se construya. La resistencia a la compresión esta especificada para ser alcanzada a los 28 días de producidas las unidades. Sin embargo, las unidades se pueden

¹ Retomado de ASTM C 90-02a

utilizar a edades menores cuando se tenga un registro sobre evolución de la resistencia de unidades de iguales características, y este indique que ellas alcanzaran dicha resistencia, lo cual no exime de la verificación directa de la calidad de las unidades. La Tabla 2.5 presenta, los requisitos de resistencia y absorción para cada unidad.

Tabla 2. 5 Requisitos de resistencia y absorción¹

Resistencia a la compresión mínima kgf/cm ²		Máxima absorción de agua (kgf/m ³)		
Promedio de área neta		Clasificación por peso del concreto secado en horno (kgf/m ³)		
		Clasificación por peso		
Promedio de 3 unidades	Unidad individual	Peso ligero	Peso Medio	Peso normal
131	117	288	240	208

2.2.2 Mortero

El objetivo original del mortero fue de rellenar las irregularidades entre las unidades, porque esto era desagradable a la vista. Adicionalmente servía para la protección contra la penetración de la claridad, el viento y el agua, además de servir para la unión de las unidades y la posibilidad de una resistencia adicional.² La función moderna incluye además, que las uniones sean resistentes a la acción de movimientos sísmicos y el viento, que actúan sobre las paredes de mampostería. Un subsiguiente desarrollo involucró el uso de cal en el mortero, lo que suministró la trabajabilidad necesaria para la correcta colocación de las piezas, produciendo una buena unión y resistencia al intemperismo. Cuando apareció el cemento Portland, estas cualidades fueron mejoradas con su uso, ya que produce mayor resistencia al mortero, sin embargo, disminuye la trabajabilidad. Últimamente se desarrolló un producto que es el cemento para mampostería, posee un alto grado de plasticidad,

¹ Retomado de ASTM C 90

² Ochoa Sandoval, et all, Tesis Análisis y comportamiento de estructuras de mampostería reforzada, 1983, Cap 1

aumento en la capacidad de retención de agua del mortero, que influye favorablemente en la adherencia con las unidades de mampostería.

El logro de un mortero de alta resistencia no es tan importante como el de la consecución de una unión sólida entre el mortero y el bloque. El mortero presenta un comportamiento no-lineal a nivel tensodeformacional que provoca deformaciones inelásticas significativas en la mampostería¹. Se establece que las deformaciones por deslizamiento en la mampostería pueden ser bastante significativas. El mortero está regulado por la norma ASTM C 270-02 que establece los siguientes 4 tipos de mortero:

- a)** TIPO M: Mortero de alta resistencia (176kgf/cm^2 en promedio) y durabilidad. Recomendado para mampostería reforzada o sin refuerzo sujeta a grandes fuerzas de compresión, vientos fuertes o sismo y estructuras en contacto con el suelo como fundaciones, muros de contención, cisternas, piscinas, pozos y sótanos.
- b)** TIPO S: Mortero de alta resistencia de adherencia. Recomendado para estructuras sujetas a cargas de compresión normales que requieren alta resistencia. Se usa también donde el mortero es el único agente de adherencia con la pared, por ejemplo enchapes.
- c)** TIPO N: Mortero de propósito general, de mediana resistencia (53kgf/cm^2 en promedio), para estructuras sobre nivel de suelo. Se recomienda para enchapes de mampostería paredes internas y divisiones. Representa la mejor combinación de resistencia, trabajabilidad y economía.
- d)** TIPO O: Mortero de baja resistencia (25kgf/cm^2 en promedio), y mucha cal. Úselo en paredes y divisiones sin carga, Posee una excelente trabajabilidad.

Para el caso de la Norma para Diseño y Construcción de Viviendas establece lo siguiente: los morteros de pega a ser utilizados en la construcción de viviendas

¹ J. López , et all, Cálculo del Comportamiento de la Mampostería Mediante Elementos Finitos, 1998, Pag. 2.3

deben ser del Tipo M ó Tipo S, por tener buena plasticidad, consistencia y garantizar la retención del agua mínima para la hidratación del cemento.

Tabla 2. 6 Requerimientos de la especificación de propiedades¹

Proporciones por volumen					
Mortero	Tipo	Cemento Portland	Cemento de mampostería M S N	Cal hidratada	Razón de agregados (húmedo-suelto)
Cal-Cemento	M	1	- - -	¼	No menos que 2 ¼ y no más de tres veces la suma de los volúmenes separados de los materiales.
	S	1	- - -	de ¼ a ½	
	N	1	- - -	de ½ a 1 ¼	
	O	1	- - -	de 1 ¼ a 2 ½	
Cemento de mampostería	M	1	- - 1	-	
	M	-	1 - -	-	
	S	½	- - 1	-	
	S	-	- 1 -	-	
	N	-	- - 1	-	
	O	-	- - 1	-	

Nota: Dos materiales inclusores de aire no deberán de combinarse en el mortero.

Tabla 2. 7 Requerimientos de la especificación por propiedades²

Mortero	Tipo	Resistencia mínima promedio a la compresión a los 28 días kgf/cm ²	Retención mínima de agua %	Contenido máximo de aire %	Razón de agregados (Húmedo-suelto)
Cemento-cal	M	176	75	12	No menos que 2 ¼ no más de tres veces la suma de los volúmenes separados de los material.
	S	127	75	12	
	N	53	75	14**	
	O	25	75	14**	
Cemento de mampostería	M	176	75	C	
	S	127	75	C	
	N	53	75	C	
	O	25	75	C	

* Mortero preparado en el laboratorio.

** Cuando el refuerzo estructural es incorporado en el mortero de cemento y cal, el máximo contenido de aire será 12%.

C Cuando el refuerzo estructural es incorporado en el mortero de mampostería, el máximo contenido de aire será 18%

^{1,2} Retomado de ASTM C 270-02

2.2.3 Concreto Fluido (Grout)

El concreto fluido es un material utilizado en mampostería reforzada, consiste en la mezcla de material cementante, agregados y suficiente agua, para que la mezcla fluya fácilmente dentro de los huecos de los bloques.

La gran diferencia entre concreto, mortero y concreto fluido, es su plasticidad y fluidez en su etapa inicial¹. El mortero es relativamente consistente al igual que el concreto, en una prueba de revenimiento los valores para el mortero serían de 12 a 20 cm de altura, para el concreto de 5 a 15 cm de altura, mientras que para el concreto fluido sería de 20 a 25 cms de altura, como lo muestra la figura 2.5.

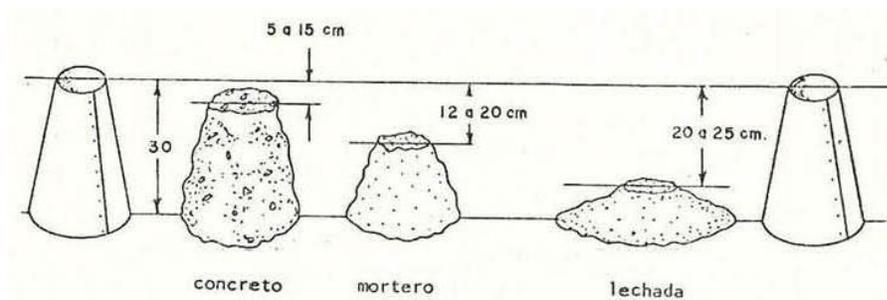


Figura 2. 5 Revenimiento de concreto, mortero y concreto fluido²

En la construcción de mampostería reforzada usualmente se coloca concreto fluido en los huecos de los bloques, donde hay acero de refuerzo. El concreto fluido tiene como objetivo unir íntegramente los bloques de concreto con el refuerzo, de tal manera que actúen juntos como un material homogéneo. Esto es esencial si se desea buena resistencia a la flexión, puesto que las fuerzas de flexión deben ser desarrolladas por el acero de refuerzo.

¹ Ochoa Sandoval, et all, Tesis Análisis y comportamiento de estructuras de mampostería reforzada, 1983, Cap 1

² Retomado de Ochoa Sandoval, et all, Tesis Análisis y comportamiento de estructuras de mampostería reforzada, 1983, Cap 1

La norma ASTM C 1019-02 especifica una resistencia a compresión que sea igual a o mayor que $f'm$ pero no menor que 140kgf /cm² a 28 días, para un concreto fluido con un revenimiento de 20 a 25cm (8 a 10plg).

La tabla 2.8 presenta el Proporcionamiento de volúmenes para concreto fluido en paredes de mampostería con refuerzo interior.

Tabla 2. 8 Proporcionamiento de volumen, recomendados para concretos fluidos en paredes de mampostería con refuerzo interior¹

Tipo	Partes de cemento Portland o mezclados	Partes de cal hidratada.	Partes de arena	Partes de grava
Concreto fluido fino	1	0 a 1/10	de 2.25 a 3*	-
Concreto fluido grueso	1	0 a 1/10	de 2.25 a 3*	De 1 a 2*

*Veces la suma de los materiales cementantes. Incluyen las partes de cemento Portland más las partes de cal hidratada.

2.2.4 Acero de Refuerzo

La principal función del acero de refuerzo es la de resistir la tensión y el cortante, lo mismo que anclar adecuadamente los elementos estructurales. El refuerzo en la mampostería ha sido usado extensivamente desde 1930 y su uso ha revitalizado la industria de la mampostería en áreas sísmicas.

El acero de refuerzo ofrece las características de ductilidad, tenacidad y absorción de energía, que son necesarias en estructuras sujetas a fuerzas dinámicas de movimiento sísmico.

El acero bajo cargas de compresión tiene problemas de pandeo, la combinación de la mampostería con el acero de refuerzo, producen una estructura capaz de resistir grandes fuerzas laterales y verticales.

El acero de refuerzo debe de ser colocado dentro del sistema de mampostería, de tal modo que sea capaz de soportar esfuerzos, las fuerzas son transmitidas

¹ Retomado de ASTM C 476

a través de la mampostería hacia a dentro del concreto fluido, el que a su vez, las transmite al acero de refuerzo, y así que el acero de refuerzo es sometido a esfuerzos de tensión.

En las construcciones, estas barras son colocadas de forma vertical y horizontal, con grado, diámetros y separaciones en base a recomendaciones de diseño. El acero de refuerzo debe cumplir las especificaciones que establece el capítulo 5 de la Norma Técnica para el Control de Calidad de Materiales Estructurales.

2.4 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CON REFUERZO INTEGRAL ANTE CARGAS SISMICAS

Los elementos que conforman el sistema de mampostería reforzada como se mostro en la sección 2.1 son ubicados de manera que contribuyendo cada uno con sus diferentes características logren resistir las cargas a las que puede ser sometido; por lo que en zonas en donde las probabilidades de sismo son muy altas, colocar el refuerzo adecuado es la diferencia entre el resistir y disipar la energía recibida ó fallar y colapsar. Si la mampostería con refuerzo integral es el único sistema que actúa como estructura resistente a las diferentes cargas, se le denomina, muro de carga, y será el encargado de soportar estructuralmente sin presentar daños que desmejoren significativamente la seguridad estructural del sistema. Las diferentes cargas que pueden afectar un sistema estructural pueden ser cargas verticales (de servicio, muertas, vivas), cargas horizontales o laterales (por sismo, por viento) la combinación de estas cargas puede generar distintos tipos de falla en la mampostería si no se refuerza adecuadamente, por lo que el refuerzo vertical y horizontal cumple con diferentes funciones que hacen resistir el muro.

La mampostería reforzada interiormente puede presentar diferentes tipos de falla que estarán en función de las diferentes características que actúan en el sistema, como el tipo de carga que la afecte así como también la calidad de las

unidades, la resistencia del mortero y por lo tanto de la interface junta-bloque, la relación de esbeltez que se denota según la geometría de la pared, entre otras. En base a observaciones de daños ocurridos en terremotos y estudios que relacionan el uso de la mampostería y la respuesta de esta ante la aplicación de cargas se han denotado las fallas por los mecanismos de corte, compresión y flexión.

El tipo de falla que se presenta con mayor frecuencia es la falla por cortante, por lo que la evaluación adecuada de la resistencia al corte es necesaria para el diseño de las paredes de mampostería, cuando son sometidos a cargas laterales. Los esfuerzos de corte se suelen combinar con esfuerzos de compresión. En consecuencia, el caso de corte puro no tiene aplicación práctica y la resistencia al corte de mampostería se investiga teniendo en cuenta el efecto de esfuerzos de compresión en la dirección normal a las juntas horizontales¹.

Estudios previos han demostrado experimentalmente que la resistencia al corte de las juntas del mortero aumenta en presencia de esfuerzos de compresión normal aplicados a la mampostería. Este hecho se explica teniendo en cuenta que los resultados de la resistencia al corte está combinada con la fuerza de adherencia y resistencia a la fricción entre las juntas de mortero y ladrillos.

2.3.1 Esfuerzos en relación Bloque-Mortero

Los esfuerzos cortantes en las juntas horizontales producen una fuerza par en cada ladrillo individual que debe ser equilibrada por una fuerza par vertical que es diferente en cada mitad de bloque y es proporcional a la altura de ladrillo (b) y longitud (d). Como se muestra en la figura 2.6; esta distribución de esfuerzos era demasiado general por lo que alejaba considerablemente los resultados experimentales de los resultados reales, en consecuencia en base a estudios y

¹ Crisafulli, Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Chistchurch, New Zeland, Cap 4

observaciones Mann-Müller modificó la manera en la que se considera la distribución de esfuerzos (Fig. 2.7) que es más cercana a la falla real¹. El estado combinado de esfuerzos, produce fallas de una manera diferente, en función de los valores relativos de los esfuerzos axiales y cortantes.

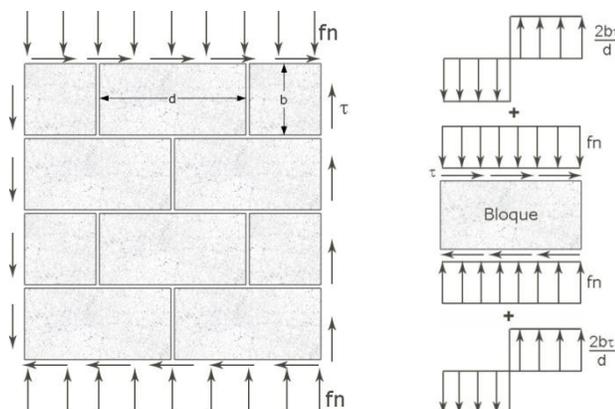


Figura 2. 6 Esfuerzos entre la relación mortero- bloque según la teoría de Mann y Müller²

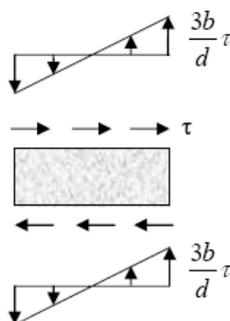


Figura 2. 7 Esfuerzos entre la relación mortero- bloque según la modificación de Crisafulli³

2.3.2 Modos de falla de la mampostería

a) Falla por cortante

El comportamiento de la mampostería se caracteriza por dos efectos importantes: la respuesta frágil de las unidades de mampostería en tensión y la

^{1,2,3} Crisafulli, Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Christchurch, New Zealand, Cap 4

debilidad introducida por las juntas de mortero. Por lo tanto, los modos de falla son resultado de la combinación de grietas de tensión diagonal que atraviesa ladrillos y el desprendimiento de la relación pieza mortero. Resultados de pruebas experimentales con esfuerzos combinados, muestran que los diferentes patrones de falla puede producirse de acuerdo a la magnitud relativa de la tensión normal f_n , (en dirección perpendicular a las juntas horizontales) y de los esfuerzos cortantes τ . Por lo que se consideran tres tipos de fallas^{1,2}

✓ **Falla por Cortante en las juntas**

El primer tipo de falla se produce a bajos esfuerzos normales y generalmente se conoce como falla de corte o de corte fricción. La falla es causada por el debilitamiento de la relación ladrillo mortero y el deslizamiento de corte ocurre a lo largo de las juntas horizontales. Las grietas a menudo se desarrollan siguiendo un patrón escalonado, como indica la figura 2.8, por que la resistencia de unión de las juntas horizontales suele ser reducido por la contracción y el llenado incompleto, y el aumento de la resistencia al corte debido a la fricción no es significativa. Como consecuencia estas zonas forman planos débiles en la mampostería donde inician generalmente las fallas. Varios investigadores han indicado que el fallo también puede ocurrir por pérdida de adherencia a lo largo de una sola junta, para valores muy bajos del esfuerzo normal f_n .

^{1,3} Crisafulli, Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Chistchurch, New Zeland, Cap 4

² Tomazevic, Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian, Cap 7

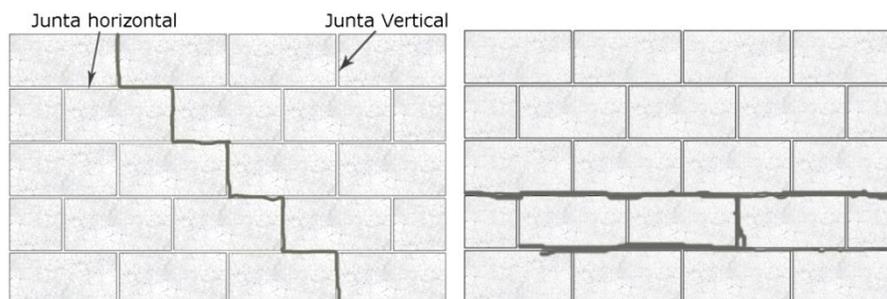


Figura 2. 8 Falla por Cortante-fricción³

La siguiente ecuación propuesta, da como resultado los valores del esfuerzo cortante que podría generar esta condición de falla, y que considera la relación que existe entre la junta de mortero y el bloque.

$$\tau_m = \tau_0^* + \mu^* f_n \quad (\text{Ec - 2.1})$$

Donde τ_0^* es la resistencia al corte inicial enlace, μ^* es el coeficiente de fricción interna y f_n es el valor absoluto del esfuerzo normal de compresión en la dirección perpendicular a las juntas horizontales.

✓ **Falla por tensión diagonal**

Para valores de medio a altos de los esfuerzos normales, la falla por tracción de los ladrillos ocurre comúnmente. Este modo de falla se denomina falla por tensión diagonal. La resistencia al corte de las juntas de mortero aumenta debido al efecto de los esfuerzos de compresión normal. Por lo tanto, las grietas aparecen en los ladrillos y en las juntas, como resultado del aumento en la resistencia entre la relación bloque mortero. Como se observa en la figura 2.9 las grietas siguen las juntas verticales y pasan a través de los bloques con una inclinación que depende de la orientación del esfuerzo principal en el bloque.

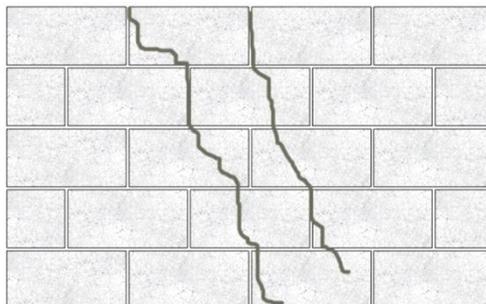


Figura 2. 9 Falla por tensión diagonal¹

La siguiente ecuación propuesta, da como resultado los valores del esfuerzo cortante que podría generar esta condición de falla

$$\tau_m = \frac{f'_{tb}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad (\text{Ec} - 2.2)$$

b) Falla por compresión

Este tipo de falla se produce con valores muy altos de esfuerzo normal en comparación con el esfuerzo cortante ($f_n > 8\tau$ de acuerdo con resultados experimentales). En este caso, la falla es similar a la que corresponde la mampostería bajo compresión directa, aunque el efecto de los esfuerzos cortantes causa una reducción en la resistencia a la compresión de la mampostería.

Pruebas experimentales realizadas por Hamid y Drysdale demostraron que la falla que se produce en unidades con relleno y sin relleno es bastante similar en un sentido general, aunque presentaran algunas diferencias debido a las presencia de núcleos con relleno. La contribución del relleno aumenta la resistencia al corte de la mampostería, sobre todo cuando la falla por cortante de la junta horizontal es el más gobernante.

La cual se puede representar por la ecuación:

¹ Crisafulli, Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Chistchurch, New Zeland, Cap 4

$$\tau_m = (f'_m - f_n) \frac{d}{2b} \quad (\text{Ec} - 2.3)$$

✓ Tensión diagonal con aplastamiento en esquinas

Este mecanismo de falla en las regiones cercanas a las esquinas, donde el esfuerzo de compresión biaxial es desarrollado debido a la carga lateral, (figura 2.10). Los esfuerzos biaxiales mejoran la resistencia de la mampostería, sin embargo, los valores de esfuerzo en estas zonas pueden ser muy altos.

Esta falla es reconocida por el efecto de aplastamiento en la zona de la esquinas, y en la zona diagonal, este modo de falla es raramente observada en mampostería con franjas reforzadas y llenadas con grout.

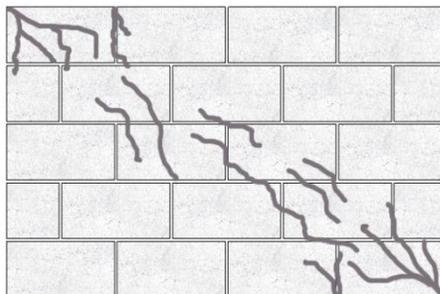


Figura 2. 10 Falla tensión diagonal con aplastamiento en esquinas

✓ Falla en compresión

Este mecanismo es asociado con grietas en vertical en la pantalla de los modelos, (figura 2.11), después de la aparición de las grietas, la resistencia se ve disminuida, y se ve un aumento en el desplazamiento lateral de la estructura, por lo cual la grieta vertical predominante es la causante de la falla del panel de mampostería, produciendo en ciertas ocasiones explosión en las piezas cuyos huecos no son llenados con grout.

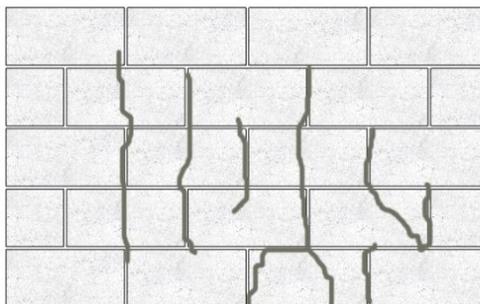


Figura 2. 11 Falla por compresión¹

c) Falla por flexión

En los casos en donde los efectos de flexión son predominantes y las franjas de refuerzo son débiles, grietas debido a flexión pueden aparecer en el lado a tensión del panel de mampostería en el momento de aplicación de carga, producidas por baja resistencia a tensión de la estructura, este tipo de falla es poco observada en paneles con refuerzo distribuido y celdas llenas (figura 2.12).

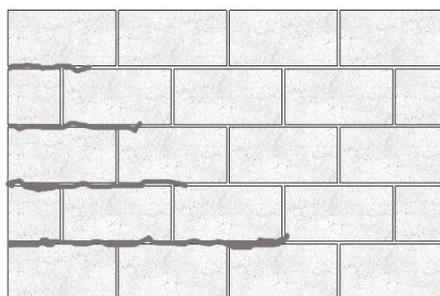


Figura 2. 12 Falla por flexión

2.3.3 Teoría de Mann y Müller - Curva Envolvente de Fallas

La capacidad de esfuerzo cortante último de una pared puede ser descrita por una curva envolvente, compuesta por las curvas de los tres tipos de falla descritos por cortante como se muestra en la figura 2.13, la cual refleja la influencia de la carga axial actuante en las paredes de mampostería. Esta

¹ Crisafulli, Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Chistchurch, New Zeland, Cap 3

curva, grafica esfuerzo normal (f_n) versus esfuerzo cortante (τ_m), los cuales se definen con las ecuaciones (2.1, 2.2 y 2.3) mostradas en las secciones anteriores.

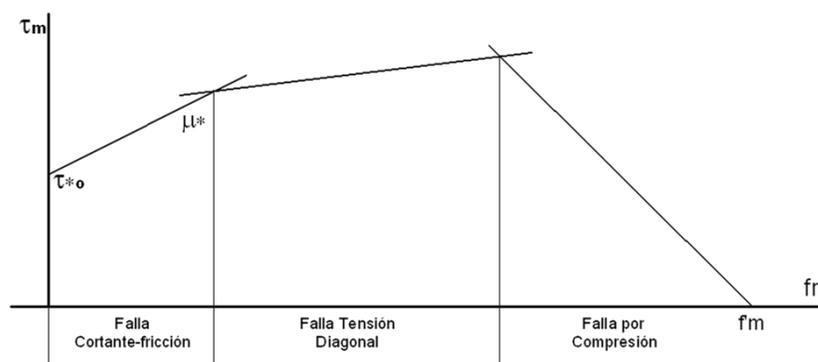


Figura 2. 13 Curva Envolvente de falla

2.3.4 Resistencia a Cortante

Generalmente, la resistencia a cortante de la mampostería reforzada depende de diferentes mecanismos, tales como la tensión del acero horizontal, la acción de dovela del acero vertical, la combinación de puntal y acción de arco del acero vertical y horizontal con la mampostería, así como también por interacción entre las partes de las paredes separadas por las grietas diagonales. Pocos intentos para modelar este mecanismo han sido hechos. Sin embargo, debido a la complejidad de los mecanismos, no todas las ecuaciones propuestas son adecuadas para el diseño práctico, y la validez de soluciones teóricas está limitada a casos específicos.

Por ejemplo, la combinación de mecanismos de arco y puntal del acero vertical y horizontal y mampostería, asume que la compresión es soportada por un arco formado dentro de la pared y consiste de una parte de acero vertical y mampostería, mientras que la tensión soportada por un puntal, consiste en la parte restante de acero vertical, mampostería y acero horizontal, como se muestra en la figura 2.14.

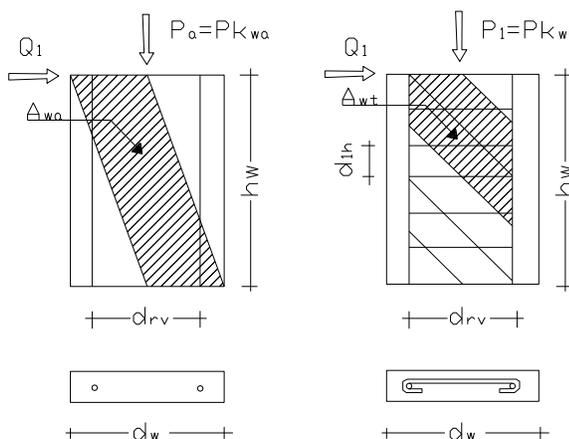


Figura 2. 14 Mecanismo de arco y puntal, por falla cortante¹

En el caso donde las paredes de mampostería están reforzadas con acero vertical, parte de la capacidad de corte de la pared puede también ser atribuido al refuerzo vertical actuando en volteo.

2.5 NORMATIVA APLICABLE

2.4.1 Mampostería con Refuerzo Integral según Normativa de nuestro país

Las primeras normas de diseño sísmico surgieron en nuestro país el 10 de Enero de 1966, como consecuencia del sismo del 3 de Mayo de 1965. Estas normas eran de carácter transitorio mientras se elaboraban las normas de diseño sísmico definitivas; sin embargo, estas permanecieron sin ningún cambio o modificación por casi 20 años, a pesar de los avances científicos en el área de la ingeniería sísmica, en las normativas de diseño, así como en la experiencia local adquirida. Luego de varios esfuerzos por establecer un reglamento, fue a raíz del terremoto del 10 de Octubre de 1986 que esta meta fue concretizada. Debido a dicho terremoto se emitió el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador con naturaleza de transitorio, quedando en función del MOP la elaboración de un reglamento definitivo. Después de varios estudios realizados por el MOP con el apoyo de

¹ Tomazevic, Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian, Cap 7

los diferentes gremios de la industria de la construcción se decretó el 23 de Octubre de 1996 el denominado "Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones" el cual tiene como objetivo establecer requisitos mínimos en lo que respecta a diseño estructural, ejecución, supervisión estructural y uso de las construcciones.

Este a su vez posee un conjunto de Normas Técnicas las cuales definen los procedimientos de diseño por sismo y viento, así como los requisitos mínimos de diseño y construcción para determinados materiales. En lo que respecta a la calidad de la mampostería reforzada, el control de esta ha sido deficiente durante su historia, existiendo en el mercado mampostería la cual es ofrecida con propiedades que no son confiables y en otros casos sin hacer ninguna referencia a estas.

La Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, la cual establece requisitos para viviendas regulares de una y dos plantas. Sin embargo, dada la enorme ocurrencia de daños en viviendas durante los terremotos de Enero y Febrero de 2001, se decidió realizar la revisión y actualización de esta norma; es así que a partir del año 2004 se cuenta con una norma actualizada, aunque aún permanece como propuesta.

a) Norma especial para diseño y construcción de viviendas, 1997

Esta norma tiene por objetivo definir los criterios estructurales y detalles constructivos que deben cumplir las viviendas de uno y dos pisos.

Esta Norma se limita a sistemas estructurales a base de marcos de carga y al uso de mampostería o concreto como materiales constructivos, sin embargo permite utilizar otros sistemas, si su resistencia y estabilidad son demostradas a través de ensayos de laboratorio o modelos analíticos. Las paredes son clasificadas como mampostería reforzada y confinada. La Norma especifica que el diseño estructural de estos elementos debe seguir el método de esfuerzos de

trabajo así como lineamientos geométricos en planta y altura para garantizar la estabilidad ante eventos sísmicos. Para el caso especial de mampostería reforzada, el espesor mínimo deberá ser de 10cm para viviendas de un nivel, y de 15cm en el caso de viviendas de dos niveles, manteniendo una relación de 20 entre la altura y espesor de paredes. Además, el área total de acero de refuerzo a utilizar no deberá exceder 0.0013 veces el área bruta de la pared, considerando además que el área de acero en cualquier dirección no será mayor de 0.0005 veces el área bruta de la pared.

La separación del acero vertical será el menor de seis veces el espesor de la pared o 80cm. La separación del acero horizontal será de 40cm, utilizando en ambos casos, diámetros mínimos de 8mm y 6.4mm para el refuerzo vertical y horizontal, respectivamente. En el borde superior de las paredes, deberá colocarse soleras de 20cm de altura y del espesor de la pared, utilizando dos varillas N° 3 y grapas N° 2 con separación de 20cm. En este sistema, todas las celdas adyacentes a huecos para puertas y ventadas deberán ser reforzadas como mínimo con una varilla N° 3, y en las repisas de ventana se colocarán elementos de concreto de 10cm de altura con espesor de la pared, reforzados con 2 varillas N° 3 y estribos N° 2 con separación de 20cm. Sin embargo, la Norma permite el uso de bloque solera reforzada con una varilla N° 3. La cimentación para este sistema se compone de una solera corrida de concreto reforzada con un ancho mínimo de 30cm para viviendas de una planta, y de 40cm para dos plantas; desplazándose a una profundidad no menor a 50cm del nivel más bajo del piso. El refuerzo longitudinal de esta solera será como mínimo de tres varillas N° 3 con estribos N° 2 a cada 20cm.

b) Norma especial para diseño y construcción de viviendas, 2004.

Esta actualización de la Norma Especial, es también parte del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador,

la cual presenta mayores detalles constructivos del acero de refuerzo, así como mayores especificaciones de la calidad de los materiales a utilizar en las construcciones. Existen ciertas diferencias entre la Norma vigente (1997) y la propuesta (2004), la más característica de la última es la no presencia de la solera intermedia en el sistema de mampostería confinada.

c) Norma técnica para diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Esta Norma Técnica establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de mampostería y forma parte del "Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones" Esta Norma Técnica tiene prioridad en todo lo concerniente al diseño, a la construcción y a las propiedades de los materiales en aquellos casos en que exista discrepancia con los requisitos contenidos en otras disposiciones a las que se hace referencia en esta Norma Técnica.

En dicha norma técnica se establece los requisitos mínimos de los componentes de la mampostería: unidades, mortero, concreto fluido, concreto y acero de refuerzo, se definen los distintos tipos de paredes de mampostería que pueden formar parte de un sistema estructural y se indican los requisitos mínimos para cada uno de ellos.

También se definen las características básicas de la mampostería, se establecen los esfuerzos permisibles, así como los requisitos y procedimientos de diseño para elementos de mampostería.

Se establece los requisitos mínimos que se deben tener en cuenta en la etapa constructiva de estructuras de mampostería, se presentan los requerimientos para tuberías y conductos embebidos en la mampostería. Todo lo anterior es concerniente a mampostería con ladrillos de barro o bloque de concreto.

2.4.2 Mampostería con Refuerzo Integral según Normativa Mexicana.

Tomando en cuenta que el punto de partida de la investigación es la falla por esfuerzo cortante, donde se toma que el nivel de la carga axial aplicada, controla significativamente los tipos de falla y la correspondiente capacidad de resistencia del sistema constructivo, y considerando que los procesos constructivos en México, así como los materiales utilizados para la construcción de obras de mampostería en ese país son similares a los utilizados en El Salvador, se puede realizar cálculos como la capacidad de corte en estructuras de mampostería reforzada integralmente según las consideraciones presentadas en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería de México.

a) Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería de México

Estas Normas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería, de estas disposiciones se aplican al análisis, diseño, construcción e inspección de estructuras de mampostería con muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, o por piedras naturales unidas por un mortero aglutinante.

Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes. También se refieren a los diferentes sistemas constructivos a base de mampostería con piedras artificiales. Si bien el comportamiento de los sistemas constructivos es, en términos generales, similar, se establece la división en capítulos para facilitar el proceso de análisis y diseño. Dentro de la Norma se aplica al diseño de estructuras hechas con piedras naturales.

Estas Normas se refieren a la construcción y a la inspección y control de obra, se aplican a la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería. En el

Apéndice Normativo A se presenta un criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo.

Una de las secciones más importantes para la investigación presentada en este documento es donde se mencionan las consideraciones generales para la resistencia a cargas laterales, la resistencia a cargas laterales será proporcionada por la mampostería. Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal. Cuando la carga vertical que obre sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal resista la totalidad de la carga lateral. También se presenta un factor de resistencia, FR, se tomará igual a 0.7, valor designado para muros diafragmas, muros confinados y muros con refuerzo interior. Se acepta aplicar estos valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado en ensayos experimentales.

CAPITULO III.
PROGRAMA
EXPERIMENTAL

3.1 PROGRAMA DE ENSAYOS

Las pruebas experimentales deben ser planificadas lo más específicamente posible para aumentar credibilidad de las variables de investigación. Tanto el diseño geométrico de los modelos a ensayar, así como su correcta posición en el marco de carga, debe ser efectuado de forma precisa para evitar efectos secundarios, que están fuera del alcance de la investigación. Debe tomarse en cuenta que el objetivo de la investigación esté claro, así, se puede planificar la instrumentación con los dispositivos adecuados para obtener información de mejor calidad.

Refiriéndose a lo anterior, en este capítulo se presenta la planificación de la investigación a realizar al sistema de bloque de concreto con refuerzo integral, la cual consiste en el ensayo experimental de quince especímenes conformados con el sistema de bloque de concreto con refuerzo integral, planificados a ensayarse bajo carga en el plano, y así conocer características del comportamiento estructural ante un evento sísmico. Su diseño geométrico, detalles del acero de refuerzo, colocación de dispositivos de medición de carga, desplazamientos y deformación, junto a otra información sobre la preparación de los ensayos, es presentada en este capítulo. Con los resultados de los ensayos, se pretende conocer como la transmisión de la carga de servicio influye en el comportamiento estructural de la mampostería de bloque de concreto con refuerzo integral, bajo el análisis del mecanismo de cortante¹.

Se proyecta construir y ensayar 15 especímenes, 3 por cada nivel de carga vertical a aplicar en cada uno de los 5 puntos a evaluar, esto con el fin de hacer el trazo de la curva envolvente de fallas según lo propuesto por Mann y Müller como se observa en la figura 3.1, esta curva en su desarrollo muestra tres tipos de falla en la mampostería, tomando en cuenta la incidencia de los esfuerzos de corte y compresión, entonces, los puntos a evaluar se encontraran dentro de un

¹ Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan (Vol.VIII).

rango que inicia con esfuerzo cortante, señalado en el punto 1 de la figura 3.1, y se desarrolla con la combinación de esfuerzos a corte y compresión, finalizando con esfuerzo a compresión señalado en el punto 4 de la figura 3.1.

El refuerzo integral a utilizar en los modelos será dispuesto con las separaciones de 40 cm para el refuerzo vertical y de 40 cm para el refuerzo horizontal, el esfuerzo de resistencia del acero será de 2,800 kgf/cm² (grado 40), Las dimensiones de los especímenes se proyectan de 1.00 metro de ancho por 1.00 metro de alto, con 15 cm de espesor.

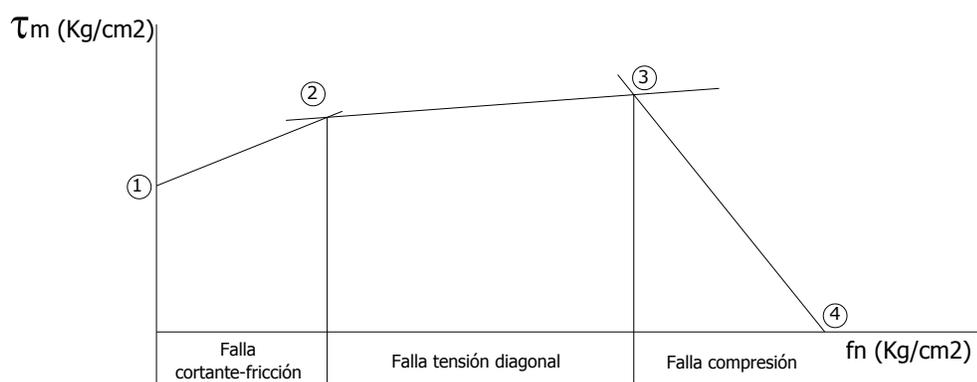


Figura 3. 1 Curva envolvente de fallas Mann y Muller¹

3.2 RESISTENCIA TEÓRICA DE LOS MODELOS

En muros con refuerzo interior, los estudios experimentales realizados por Meli muestran como los resultados experimentales se aproximan satisfactoriamente a los estimados con teorías y procedimientos que se utilizan para concreto reforzado, tanto para flexión pura como para flexocompresión, pero cuando las cargas verticales son bajas para cargas laterales altas, la teoría da resultados conservadores.

¹ Crisafulli, Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Chistchurch, New Zeland, Cap 4

3.2.1 Resistencia Teórica a Cortante

Durante la aplicación de carga cíclica o monótona, la resistencia máxima a carga lateral en mampostería está regida por los mecanismos de corte y flexión.

Según investigadores como Paulay y Priestley, el acero concentrado en los extremos de la pared causa mayores problemas de anclaje y adherencia por el limitado espacio para el mortero de relleno. Además, con este arreglo se aumenta la tendencia al aplastamiento de las zonas de compresión en la mampostería como resultado del pandeo de las varillas en compresión. Si esto ocurre, la resistencia y la rigidez disminuyen rápidamente. Cuando el acero es distribuido a lo largo de la pared, no es sujeto a estos efectos en la misma proporción y tiene la ventaja de mejorar el desempeño por cortante.

Se propone que para pruebas de especímenes de mampostería, en lo referente a la geometría de los modelos, se conserve una relación H/L cercana a la unidad, ya que valores de esta relación mayores a 1, predicen una influencia preponderante de los esfuerzos de flexión; manteniendo $H/L = 1$, el mecanismo de corte debido a la aplicación de cargas, será el que predominará en los ensayos¹.

Según Miha Tomazevic, la resistencia máxima a cortante (VR) de la mampostería reforzada puede ser evaluada tomando en cuenta la contribución de la mampostería (Vm) y el acero de refuerzo, tanto horizontal (Vsh) como vertical (Vsv)². En el caso donde las paredes de mampostería están reforzadas con acero horizontal y vertical, parte de la capacidad de corte de la pared puede también ser atribuida al refuerzo vertical actuando en volteo, esto se puede ver representado en la figura 3.2.

¹ Roberto Meli, Comportamiento sísmico de muros de mampostería, Segunda Edición, 1979, Cap. 3

² Tomazevic, Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian, Cap 7

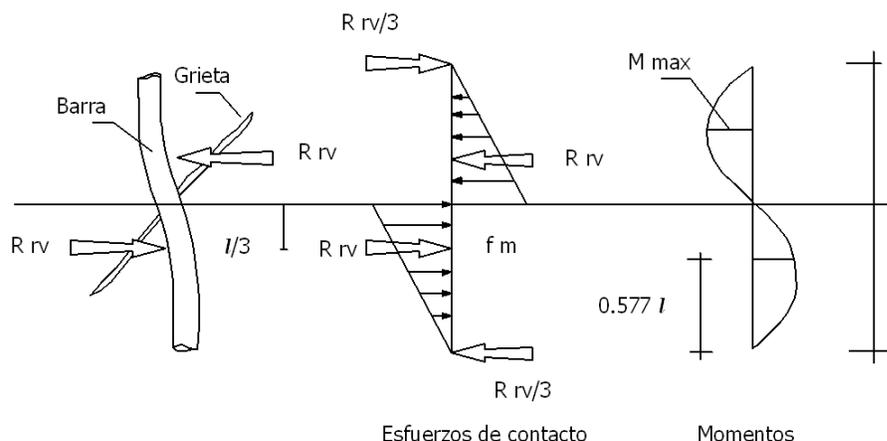


Figura 3. 2 Mecanismo de dovela en acero de refuerzo vertical¹

Tras el mecanismo mostrado, la cantidad de corte que puede ser transportado por la acción de dovela, de una sola barra vertical empotrada en el grout se puede calcular según:

$$V_{sv} = 0.806 d_{rv}^2 \sqrt{f_m f_y} \quad (\text{Ec-3.1})$$

Donde

V_{sv} Es la contribución de la resistencia del acero vertical

d_{rv} Es el diámetro de la barra de refuerzo vertical

f_y Es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Tomazevic también considera que la falla por flexión en estructuras de mampostería, es raramente observada, ya que una correcta e uniforme colocación del acero de refuerzo evita la falla por flexión. Entonces, reforzando los especímenes adecuadamente, estos fallarán por corte.

Para efecto de este análisis, aún cuando anteriormente se ha expuesto que el acero de refuerzo vertical también puede contribuir a la resistencia por cortante a través del mecanismo de dovela, este no es considerado en este análisis de predicción.

¹ Tomazevic, Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian, Cap 7

Por lo tanto basándose en la Norma Técnica Complementaria de México¹ y tomando en cuenta que los procesos constructivos, así como los materiales utilizados para la construcción de obras de mampostería en ese país son similares a los utilizados en El Salvador, se propone el siguiente procedimiento, para la estimación de resistencia a carga lateral de los especímenes de mampostería a ensayar:

Entonces:

$$V_R = V_m + V_{sh} \quad (\text{Ec-3.2})$$

Donde

V_m Es la contribución de la resistencia lateral de la mampostería

V_{sh} Es la contribución de la resistencia del acero horizontal

Para calcular el valor de V_m se debe aplicar la siguiente formula según la normativa de México², en la que se toman en cuenta los siguientes factores.

$$V_m = (0.5v_m A_T + 0.3P) \quad (\text{Ec-3.3})$$

Donde

P Es carga vertical que actúa sobre el muro, positiva a compresión.

v_m Es la resistencia a compresión diagonal de la mampostería obtenida a través de ensayos de laboratorio

A_T Es el área de la sección transversal de la pared, la cual como determina como se indica a continuación:

$$A_T = b_w d \quad (\text{Ec-3.4})$$

^{1,2} Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de Estructuras de mampostería, Sección 6.4, Resistencia a cargas Laterales, 2004.

Según investigadores como Paulay & Priestley, para este caso, b_w es el espesor efectivo de la pared, determinado de forma simplificada como la resta del espesor del bloque menos la dimensión mayor del hueco del bloque, y d es el peralte efectivo igual a $0.8lw$.

Para determinar la contribución por cortante del acero horizontal, se tomará como base lo recomendado por las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería de México, que considera un factor de eficiencia del acero, ya que según lo presentado por Tomazevic, experimentalmente se ha determinado que el confinamiento dado por el mortero no es efectivo, y que los esfuerzos desarrollados en las varillas son menores que la capacidad elástica de las mismas.

$$V_{sh} = \eta \rho_h F_{yh} A_T \quad (\text{Ec-3.5})$$

Donde

$$\rho_h \quad \text{Es la cuantía de acero } \rho_h = \frac{A_{sh}}{b_w S_v}$$

El factor de eficiencia η depende de la cantidad de acero, pero más aun de la separación entre varillas.

$$\eta = 0.6 \rightarrow \rho_h f_{yh} \leq 0.6 MP_a$$

$$\eta = 0.2 \rightarrow \rho_h f_{yh} \leq 0.9 MP_a$$

3.2.2 Resistencia Teórica a Compresión

Bajo cargas verticales de baja magnitud el comportamiento de la mampostería se mantiene lineal como una primera fase, al aumentar la carga se vuelve no lineal y aparecen las grietas verticales, luego de esto el colapso es inminente, sin aplastamiento de mortero, los bloques y el mortero se expanden lateralmente, hay mayor tensión lateral y mayor deformación en el mortero que en la pieza. La combinación de la compresión vertical y la tensión lateral biaxial disminuye el aplastamiento, y el ladrillo generalmente falla a bajos esfuerzos de

compresión comparados con los que requiere a tensión lateral. El mortero por lo general es más débil que el elemento de mampostería.

Todo lo anterior es aceptado según Crisafulli para paneles de mampostería sujetos a compresión perpendicular a las juntas horizontales, cuando la carga se aplica paralela a las juntas, la falla ocurre a lo largo de la junta horizontal, propagándose a lo largo del panel.

La resistencia a compresión es uno de los parámetros más importantes para cuantificar las características de la mampostería, la falla por lo general será una grieta prolongada a lo largo del eje vertical del espécimen, y el daño por lo general es más importante en las unidades centrales del mismo. Se recomienda que la altura sea dos a cinco veces el espesor, en pruebas de compresión valores bajos de relación H/E resulta en una gráfica cónica de esfuerzo cortante-compresión, y la falla es similar a la observada en los cilindros de concreto, por otra parte el esfuerzo de los prismas disminuye cuando la relación H/E es mayor a 6.

Se recomienda según lo expuesto por Crisafulli el uso de factor de corrección del esfuerzo de compresión en base a la relación H/E. También recomienda H/E igual a 2 para dimensiones estándar de bloque de concreto.

Por otra parte hay ciertos factores puntuales los cuales afectan el esfuerzo de compresión en las unidades de mampostería, los cuales se describen a continuación:

El esfuerzo en unidades de mampostería (f'_{cb}) es buen indicador de la calidad del bloque, puede decirse que los esfuerzos en la mampostería son correlativos al de los bloques, sin embargo los mecanismos de falla son afectados por diferentes factores.

- a) Esfuerzos en el mortero: El esfuerzo a la compresión de la mampostería se ve incrementado cuando el mortero es fuerte,

aunque por lo general es el ladrillo el que más aporta resistencia a la compresión.

- b)** Espesor de las juntas de mortero: Se recomienda que el espesor de las juntas de mortero ronde los 10mm, espesores entre 16 y 19mm pueden reducir la resistencia un 30% al compararla con la resistencia de espesores de 10mm, juntas delgadas aumentan el agarre y disminuyen la penetración de la lluvia.
- c)** Absorción y retención de agua: el exceso de agua del mortero es adquirido por las piezas, esto puede dejar cavidades en el mortero, lo cual lo vuelve de débil resistencia, por otra parte el exceso de agua puede saturar el bloque, produciendo una pobre adhesión entre el mortero y las piezas. Entonces al aumentar la absorción de agua en el bloque, disminuye la resistencia en el mismo.
- d)** Mano de obra: Es lo que menos se ha estudiado en lo referente a mampostería, el principal defecto es el llenado de la junta, pero trae más efectos negativos el mal llenado de las horizontales que el de las verticales, la mala junta vertical reduce un 33% la resistencia a la compresión, la mala junta vertical, su efecto es despreciable.
- e)** Dirección de la carga de compresión: al aplicar paralelo a las juntas horizontales se reduce la resistencia entre el 15 al 40% de la resistencia en perpendicular.
- f)** Ciclos de carga: La curva esfuerzo-deformación obtenida de cargas monotónicas coincide aproximadamente con lo revelado en la curva de la carga cíclica, y el tipo de falla también es similar.

Con base en lo presentado en la Norma Técnica Complementaria de México¹, se propone el siguiente procedimiento, para la estimación de resistencia a compresión de los especímenes de mampostería a ensayar:

¹ Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de Estructuras de mampostería, Sección 6.3, Resistencia a compresión y flexocompresión, 2004.

La carga vertical resistente P_R , se calcula como:

$$P_R = (f_m^* A_T + \sum A_s f_y) \quad (\text{Ec-3.6})$$

Donde

- f_m^* Resistencia a compresión de la mampostería
- A_T Es el área de la sección transversal de la pared en compresión.
- A_s Área de acero de refuerzo
- f_y Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

3.3 ESFUERZOS DE FALLA (TEORIA MANN Y MULLER)

En el análisis por cortante se tiene que, según las teorías modificadas de falla por esfuerzo cortante de Mann-Müller existen tres tipos de falla en la mampostería¹, las cuales son:

- a) Falla por esfuerzo de corte-fricción: La fricción es mínima y el esfuerzo de compresión es mínimo, por lo cual se produce deslizamiento por esfuerzo cortante, y las grietas siguen las juntas. En este caso, la falla es causada por falta de resistencia en el sistema pieza-mortero.
- b) Falla por tensión diagonal: A mayor carga vertical, mayor agarre por fricción existe, las grietas atraviesan las unidades y las juntas, en la dirección de la fuerza que las hizo fallar. Un resultado propio de las fuerzas de tensión producidas por el esfuerzo cortante-compresivo.
- c) Falla a compresión: Cargas de compresión altas, combinadas con esfuerzos cortantes, resultan en largos esfuerzos compresivos principales.

¹ Crisafulli, Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Chistchurch, New Zeland, Cap 4, 1997.

Entonces, la capacidad última de esfuerzo cortante puede ser descrita por una curva envolvente, esbozada por curvas de falla que reflejan la influencia de la carga axial en el muro.

La calidad de la predicción analítica es correlativa a los supuestos para el modelo en su caso específico. Esto es asociado con la exactitud de sus propiedades como su cohesión, coeficiente de fricción y la resistencia a la tensión de las unidades.

Por lo tanto, los esfuerzos para cada tipo de falla pueden ser calculados de la manera siguiente:

3.3.1 Falla por Esfuerzo Cortante

La falla se da en las juntas a valores bajos de esfuerzos axiales, y la resistencia al corte en la mampostería se puede calcular con la siguiente ecuación,

$$\tau_m = \tau_o^* + \mu^* f_n \quad (\text{Ec-2.1})$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (\text{Ec-3.7})$$

$$\tau_o^* = \frac{\tau_o}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (\text{Ec-3.8})$$

3.3.2 Falla por Tensión Diagonal

Las grietas atraviesan los ladrillos debido a combinaciones de compresión y esfuerzos de corte, esto ocurre cuando $f_2 = f'_{tb}$. En donde f_2 es el esfuerzo principal de tensión.

$$\tau_m = \frac{f'_{tb}}{C_s} \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad (\text{Ec-2.2})$$

$$f_2 = -f'_{tb} = \frac{f_n}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_n}{2}\right)^2 + (2.3\tau)^2} \quad (\text{Ec-3.9})$$

$$C_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (\text{Ec-3.10})$$

3.3.3 Falla a Compresión

Debido a valores muy altos de esfuerzos normales, cuando f_{n1} es el más grande, excede la resistencia a compresión de la mampostería.

$$\tau_m = (f'_m - f_n) \frac{d}{C_n b} \quad (\text{Ec-2.3})$$

Donde

- τ_m Es la resistencia al corte de la mampostería
- τ_o Es el esfuerzo de agarre o cohesión, muchos investigadores han propuesto valores para la cohesión y según lo presentado por Crisafulli, 1997 para cuestiones de cálculo, la siguiente expresión puede ser utilizada:

$$\tau_o = 0.03f'_m$$

$$\tau_o = 0.03(75.59 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$\tau_o = 2.27 \text{ kgf/cm}^2$$

- f_n Es el esfuerzo normal a las juntas horizontales
- C_n Es el factor de distribución del esfuerzo normal
- C_s Es el factor de distribución del esfuerzo cortante

Según lo propuesto en Crisafulli, 1997 los valores $C_n = 1.5$ y $C_s = 2.0$ pueden ser ocupados con base a resultados experimentales

- b Es la altura del bloque
- d Es la longitud del bloque
- f'_m Es la resistencia a compresión de la mampostería

- f'_{tb} Es la resistencia a tensión uniaxial del bloque, igual a **13.00 kgf/cm²** tomando en cuenta su coeficiente de variación
- μ Es el coeficiente de fricción, para propósito de diseño Paulay y Priestley proponen $\mu = 0.7$
- τ_o^* Es el esfuerzo cortante reducido
- μ^* Es el coeficiente de fricción reducido

3.4 CALCULOS PREVIOS

Para el cálculo de los porcentajes de carga vertical, primero es necesario conocer el esfuerzo de compresión pura de la mampostería, y la resistencia a cargas laterales propias de la configuración a ensayar, entendiéndose por configuración, la geometría de los modelos, el tipo de refuerzo y su distribución. Lo anterior con el objeto de obtener los puntos extremos de la curva envolvente de fallas, para este caso el punto 1 y el punto 4 mostrados en la figura No 3.3, este procedimiento será realizado según lo presentado en la Norma Técnica Complementaria de México¹.

Es de mencionar que para la presente la investigación se retomará del *Informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral de TAISHIN*, el siguiente resultado:

- Resistencia a compresión diagonal de la mampostería.

Condiciones para el cálculo:

- ✓ Bloque de concreto de 15x20x40 cm
- ✓ Dimensiones reales del bloque: 14.2 x 19.0 x 39.0 cms
- ✓ Dimensión de los especímenes: 100 x 100 cms
- ✓ Refuerzo Vertical: #3 @40 cms

¹ Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de Estructuras de mampostería, Sección 6.3, Resistencia a compresión y flexocompresión, y sección 6.4 Resistencia a carga lateral, 2004.

- ✓ Refuerzo Horizontal: 2#2 @40 cm
- ✓ Con un porcentaje de acero vertical de $\rho = 0.0014$

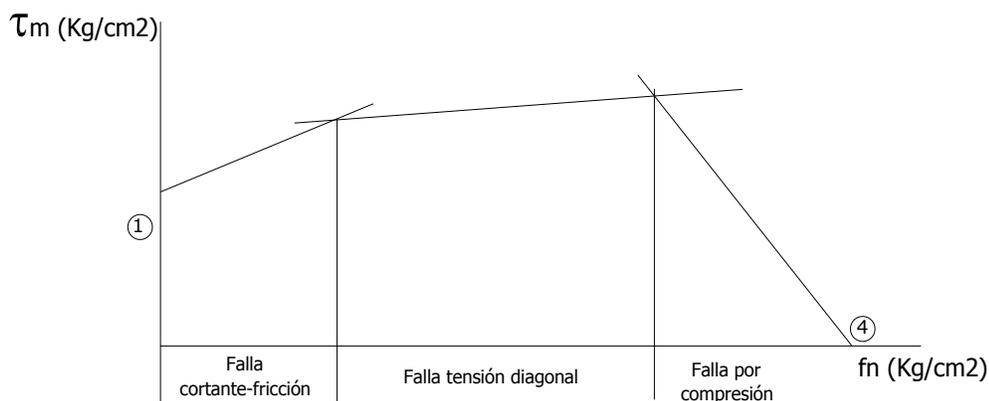


Figura 3. 3 Puntos 1 y 4 de curva envolvente de fallas

3.4.1 Cálculo de Porcentajes de Carga Vertical

a) Carga vertical máxima a resistir:

$$P_R = (f'_m A_{TCM} + \sum A_{sv} f_y) \quad (\text{Ec.3.6})$$

Donde

f'_m Esfuerzo de compresión de la mampostería igual a **75.59 kgf/cm²** tomando en cuenta su coeficiente de variación.

A_{TCM} Área efectiva de la sección transversal en compresión del muro o sección del muro. Obtenida por medio de la prueba de absorción.

$$A_{TCM} = 788.25 \text{ cm}^2$$

A_{sv} Área del acero de refuerzo longitudinal, correspondiente a la suma de todos los bastones del espécimen, igual a **2.14 cm²**

f_y Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo grado 40, igual a **2,800 kgf/cm²**

Entonces para punto 4

$$P_{R4} = (75.59 \text{ kgf/cm}^2 * 788.25\text{cm}^2 + \sum 2.14\text{cm}^2 * 2800 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$P_{R4} = 65575.82 \text{ kgf}$$

Y se obtiene como esfuerzo el siguiente valor en función de su área efectiva:

$$f_{n4} = 83.19 \text{ kgf/cm}^2$$

Para formar el par ordenado del punto 4, basta con encontrar el valor máximo de f_{n4} , ya que en compresión pura, el valor del esfuerzo cortante es cero.

b) Resistencia a carga lateral

$$V_R = V_m + V_{sh} \quad (\text{Ec.3.2})$$

Donde

V_m Es la contribución de la resistencia lateral de la mampostería

V_{sh} Es la contribución de la resistencia del acero horizontal

Contribución de la mampostería

$$V_m = (0.5v_m A_{TCR}) \quad (\text{Ec.3.3})$$

Donde

v_m Es la resistencia a compresión diagonal de la mampostería, igual a 9.92 kgf/cm^2 tomando en cuenta el coeficiente de variación

A_{TCR} Es el área efectiva de la sección transversal de la pared, la cual se determina como se indica a continuación:

$$A_{TCR} = b_w d \quad (\text{Ec.3.4})$$

El valor de b_w es calculado como se propuso en la sección 3.2.1.

$$A_{TCR} = 6.02 * 0.8 * 100 = 481.6 \text{ cm}^2$$

Entonces para punto 1

$$V_{m1} = (0.5 * 9.92 \text{ kgf/cm}^2 * 481.6 \text{ cm}^2)$$

$$V_{m1} = 2,388.74 \text{ kgf}$$

Y se obtiene como esfuerzo el siguiente valor en función de su área efectiva:

$$\sigma_{co1} = 4.96 \text{ kgf/cm}^2$$

Contribución del acero de refuerzo

$$V_{sh} = \eta \rho_h F_{yh} A_{TCR} \quad (\text{Ec.3.5})$$

Donde

ρ_h Es la cuantía de acero $\rho_h = 0.0008$, correspondiente a la configuración de acero de refuerzo de los modelos a evaluar.

El factor de eficiencia η depende de la cantidad de acero, pero más aun de la separación entre varillas.

$$\eta = 0.6 \rightarrow \rho_h f_{yh} \leq 0.6 \text{ MPa}$$

$$\eta = 0.2 \rightarrow \rho_h f_{yh} \geq 0.9 \text{ MPa}$$

$$\rho_h f_{yh} = 0.0008 * 2800 \text{ kgf/cm}^2 = 0.23 \text{ MPa} \leq 0.6 \text{ MPa}$$

$$\eta = 0.6 \rightarrow \rho_h f_{yh} \leq 0.6 \text{ MPa}$$

Entonces

$$V_{sh1} = 0.6 * 0.0008 * 2800 \text{ kgf/cm}^2 * 481.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{sh1} = 647,27 \text{ kgf}$$

Y se obtiene como esfuerzo el siguiente valor en función de su área efectiva:

$$\sigma_{sc1} = 1.34 \text{ kgf/cm}^2$$

Por lo cual la resistencia total a cortante es:

$$V_{R1} = V_{m1} + V_{sh1}$$

$$V_{R1} = 2,388.74 \text{ kgf} + 647.27 \text{ kgf}$$

$$V_{R1} = 3,036.01 \text{ kgf}$$

Luego se obtiene como esfuerzo el siguiente valor en función de su área efectiva:

$$\tau_{m1} = 6.30 \text{ kgf/cm}^2$$

Para formar el par ordenado del punto 1, basta con encontrar el valor de τ_{m1} , ya que en este punto, el valor del esfuerzo a compresión es cero.

Luego de encontrar los puntos extremos de la curva envolvente de fallas (puntos 1 y 4), es necesario determinar los puntos de intercepción entre los modos de falla de la misma (puntos 2 y 3), los cuales se muestra en la figura 3.4.

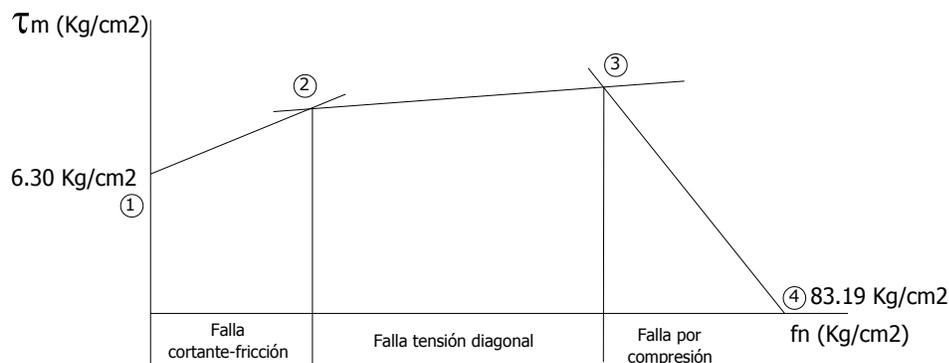


Figura 3. 4 Puntos de la curva envolvente de fallas

Para calcular el valor f_n del punto de intersección 2 es necesario simultanear la ecuación comprendida en la zona de falla a cortante-fricción y la de la zona de falla a tensión diagonal, y para determinar f_n del punto de intersección 3, las ecuaciones que definen la falla a tensión diagonal y la falla a compresión:

$$\text{Falla Cortante Fricción} \quad \tau_m = \tau_o^* + \mu^* f_n \quad (\text{Ec.2.1})$$

$$\text{Falla Tensión Diagonal} \quad \tau_m = \frac{f'_{tb}}{c_s} \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad (\text{Ec.2.2})$$

$$\text{Falla compresión} \quad \tau_m = (f'_m - f_n) \frac{d}{c_n * b} \quad (\text{Ec.2.3})$$

Para los cuales se deben definir los siguientes valores de:

$$\tau_o^* = \frac{\tau_o}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (\text{Ec.3.8})$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (\text{Ec.3.7})$$

Donde como se presento en la sección 3.3.3

$$\tau_o = 2.27 \text{ kgf/cm}^2$$

$$C_s = 2.0$$

$$C_n = 1.5$$

Además,

τ_o^* Es el esfuerzo cortante reducido

$$\tau_o^* = \frac{2.27 \text{ kgf/cm}^2}{1 + \left(0.7 * 1.5 \frac{19\text{cm}}{39\text{cm}}\right)}$$

$$\tau_o^* = 1.50 \text{ kgf/cm}^2$$

μ^* Es el coeficiente de fricción reducido

$$\mu^* = \frac{0.7}{1 + \left(0.7 * 1.5 \frac{19\text{cm}}{39\text{cm}}\right)}$$

$$\mu^* = 0.46 \text{ kgf/cm}^2$$

Entonces para punto 2

Se simultanea la ecuación 2.1 con ecuación 2.2 igualando el valor de τ_m y se obtiene

$$f_{n2} = 18.86 \text{ kgf/cm}^2$$

Con una fuerza de

$$P_{R2} = 14,866.67 \text{ kgf}$$

Para formar el par ordenado en el punto 2, se calcula el esfuerzo cortante correspondiente a este punto según la teoría de Mann y Müller. Entonces

$$V_{R2} = 7,496.01 \text{ kgf}$$

Y se obtiene como esfuerzo el siguiente valor en función de su área efectiva:

$$\tau_{m2} = 15.56 \text{ kgf/cm}^2$$

Ahora para punto 3

Se simultanea la ecuación 2.2 con ecuación 2.3 igualando el valor de τ_m y se obtiene el valor de

$$f_{n3} = 64.02 \text{ kgf/cm}^2$$

Para una carga de

$$P_{R3} = 50,460.36 \text{ kgf}$$

Para formar el par ordenado en el punto 3 se calcula el esfuerzo cortante correspondiente a este punto según la teoría de Mann y Müller. Entonces

$$\tau_{m3} = 24.26 \text{ kgf/cm}^2$$

Y se obtiene como carga el siguiente valor en función de su área efectiva:

$$V_{R3} = 11,683.62 \text{ kgf}$$

En la tabla 3.1, se muestran las resistencias a cargas laterales y los esfuerzos normales que forman los pares ordenados de los cuatro puntos de intersección de la curva envolvente de fallas.

Tabla 3. 1 Resumen de valores obtenidos

PUNTO	$(f_n, \tau_m)kgf/cm^2$
1	(0.00 , 6.30)
2	(18.86 , 15.56)
3	(64.02 , 24.26)
4	(83.16 , 0.00)

Luego de obtener los valores correspondientes a los puntos de intercepción de la curva envolvente (Tabla 3.2), se determinan tres puntos más para graficar dicha curva, los cuales se denominan de la manera siguiente:

Tabla 3. 2 Descripción de puntos propuestos.

PUNTO	DESCRIPCION
1'	Punto intermedio entre el punto 1 y el punto 2 de la curva
2'	Punto intermedio entre el punto 2 y punto 2''
2''	Punto de carga limite que puede desarrollar el marco de carga en laboratorio

Debido a condiciones de laboratorio, la máxima carga vertical a reproducir por el marco es de 25 toneladas, entonces, se fija un punto máximo para la investigación equivalente a 24 toneladas, el cual se traza en la curva envolvente de fallas como límite de carga para el ensayo de los modelos, este punto se determina por el par ordenado que en su abscisa tiene el valor de 24 toneladas y en las ordenadas el valor correspondiente a la resistencia lateral obtenida al evaluar dicha carga.

Luego de esto, los dos puntos restantes se ubican entre los puntos 1 y 2 (1'), y los puntos 2 y 2'' (2') de la curva, con esto se tiene un total de 5 puntos; para los pares ordenados correspondientes a los puntos 1' y 2', se determinan sus abscisas con los valores de carga vertical necesarios para su ubicación, tomados como un porcentaje de la carga limite, y en lo referente a las ordenadas son los valores correspondientes a sus resistencias a cargas laterales.

En la figura 3.5 se muestra la distribución de los cinco puntos en la gráfica envolvente de fallas.

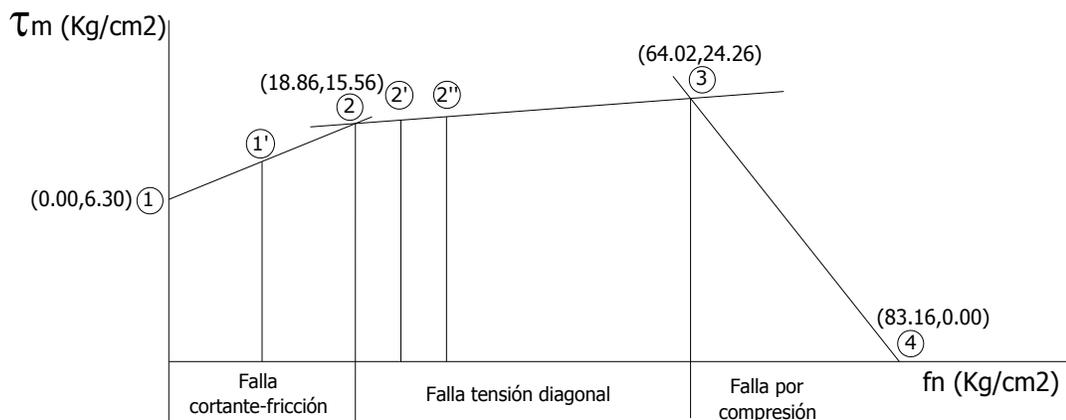


Figura 3. 5 Grafica con puntos para las pruebas de modelos

El cálculo para los valores de f_n correspondientes a los puntos 1' y 2' es:

El valor de $f_{n1'}$ para el punto 1' se determina como la mitad del valor de f_{n2} correspondiente a el punto 2 de la gráfica, el cual ya fue calculado anteriormente.

$$f_{n1'} = 9.43 \text{ kgf/cm}^2$$

El valor de $f_{n2'}$ para el punto 2' se determina como el valor medio de la suma de los esfuerzos de los puntos 2 y 2''.

$$f_{n2'} = 24,65 \text{ kgf/cm}^2$$

Ahora, es necesario calcular el valor de la resistencia a carga lateral para formar el par ordenado de los puntos 1' y 2', con el procedimiento de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería de México, descrita anteriormente.

Se calculan primero las cargas verticales correspondientes a los esfuerzos de compresión para los puntos en estudio.

Para punto 1´

$$P_{R1'} = f_{n1'} * A_{TCM}$$

$$P_{R1'} = 9.43 \text{ kgf/cm}^2 * 788.25 \text{ cm}^2$$

$$P_{R1'} = 7,433.20 \text{ kgf}$$

Para punto 2´

$$P_{R2'} = f_{n2'} * A_{TCM}$$

$$P_{R2'} = 24,65 \text{ kgf/cm}^2 * 788.25 \text{ cm}^2$$

$$P_{R2'} = 19,433.20 \text{ kgf}$$

Resistencia a carga lateral

Para punto 1´, se obtiene como esfuerzo el siguiente valor:

$$\tau_{m1'} = 10.93 \text{ kgf/cm}^2$$

Que corresponde a una carga lateral en función de su área efectiva de:

$$V_{R1'} = 5,265.97 \text{ kgf}$$

Para punto 2´, se obtiene como esfuerzo el siguiente valor:

$$\tau_{m2'} = 16.53 \text{ kgf/cm}^2$$

Que corresponde a una carga lateral en función de su área efectiva de:

$$V_{R2'} = 7960.48 \text{ kgf}$$

Ahora, para el punto 2'' se calcula su esfuerzo a compresión $f_{n2''}$ y su resistencia a carga lateral para formar su par ordenado, tomando en cuenta su valor de 24 toneladas.

$$f_{n2''} = 30.45 \text{ kgf/cm}^2$$

Resistencia a carga lateral

$$V_{R2''} = 8774.75 \text{ kgf}$$

Y se obtiene como esfuerzo el siguiente valor en función de su área efectiva:

$$\tau_{m2''} = 18.22 \text{ kgf/cm}^2$$

En la tabla 3.3 se muestran los cinco puntos propuestos para la investigación que forman parte de la curva envolvente de fallas, sus resistencias teóricas a cargas laterales y sus esfuerzos de compresión.

Tabla 3. 3 Valores teóricos de puntos propuestos

PUNTO	$(f_n, \tau_m) \text{kgf/cm}^2$
1	(0.00, 6.30)
1'	(9.43, 10.93)
2	(18.86, 15.56)
2'	(24.65, 16.53)
2''	(30.45, 18.22)

En la tabla No 3.4 se muestran los distintos niveles de carga vertical a aplicar en los ensayos, el valor de la carga vertical, el esfuerzo de compresión generado por dichas cargas y el porcentaje de la carga límite propuesta para la investigación.

Tabla 3. 4 Porcentajes de carga límite vertical.

NIVEL	PUNTO DE LA CURVA	CARGA (TON)	ESFUERZO (Kgf/cm ²)	% DE LA CARGA LIMITE
0	1	0.00	0.00	0.00
1	1'	7.43	9.43	30.96
2	2	14.87	18.86	61.96
3	2'	19.43	24.65	80.96
4	2''	24.00	30.45	100.00

3.4.2 Solera de Fundación

Debido a que el comportamiento estructural de la solera de fundación no es una variable de la investigación no se realizará diseño para la misma, sino se propone una solera tipo cuyas características se detallan a continuación:

- Solera SF de 30cm de base por 25cm de altura
- Usar un total de 6 barras No 4 con estribos No 3 a cada 20cm.

Ver figuras de la 3.6 a 3.8

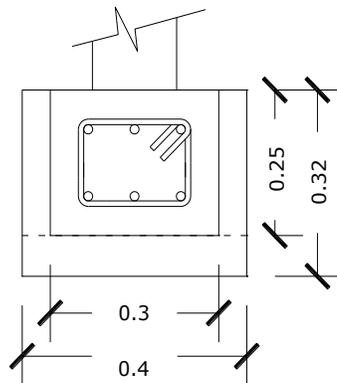


Figura 3. 6 Sección transversal de solera a construir

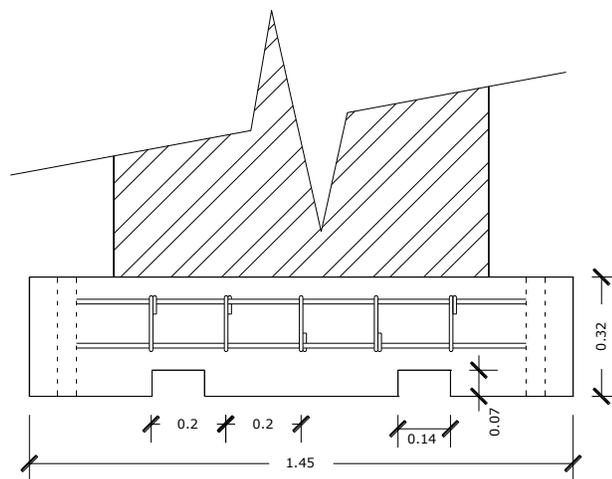


Figura 3. 7 Vista frontal detalles de huecos para traslado de modelos

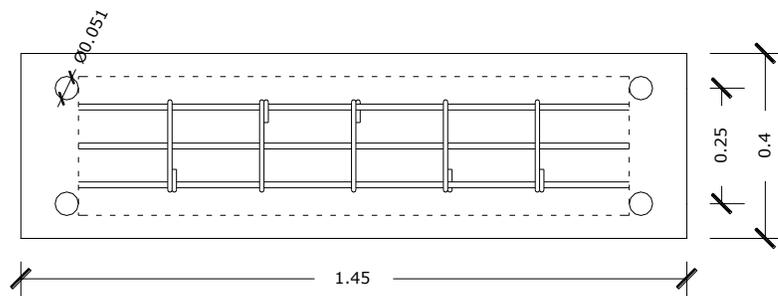


Figura 3. 8 Vista en planta de detalles de huecos para sujeción

3.5 DESCRIPCION DE LOS MODELOS

Se construirán especímenes y el ensayo se denomina *en voladizo*, como se describió en la sección 1.3 del capítulo I.

En la tabla 3.5 se presenta la denominación de los especímenes.

Tabla 3. 5 Nombre de modelos.

MODELO	DESCRIPCION
BC-M0P1	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 0 PUNTO 1
BC-M1P1	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 1 PUNTO 1
BC-M2P1	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 2 PUNTO 1
BC-M3P1'	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 3 PUNTO 1'
BC-M4P1'	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 4 PUNTO 1'
BC-M5P1'	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 5 PUNTO 1'
BC-M6P2	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 6 PUNTO 2
BC-M7P2	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 7 PUNTO 2
BC-M8P2	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 8 PUNTO 2
BC-M9P2'	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 9 PUNTO 2'
BC-M10P2'	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 10 PUNTO 2'
BC-M11P2'	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 11 PUNTO 2'
BC-M12P2''	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 12 PUNTO 2''
BC-M13P2''	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 13 PUNTO 2''
BC-M14P2''	BLOQUE DE CONCRETO- MODELO 14 PUNTO 2''

3.5.1 Geometría de los Modelos

Las dimensiones de los especímenes se proyectan de 1.00 metro de ancho por 1.00 metro de alto, con 15 cm de espesor, como se muestra en la figura No 3.9, para mantener una relación H/L igual a la unidad; los especímenes se construirán sólidos, es decir, no tendrán huecos de puertas ni ventanas; cada uno de los modelos se construirán sobre una solera de fundación tipo para estas estructuras.

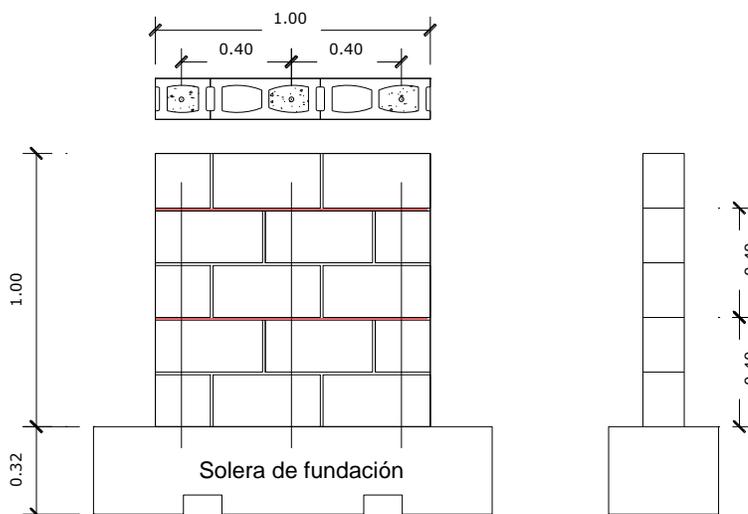


Figura 3. 9 Dimensiones de espécimen a ensayar.

3.5.2 Ubicación de la Cuantía de Refuerzo

Un parámetro de importancia en la investigación es la distribución del refuerzo integral, entonces para la prueba de los modelos, la separación del acero de refuerzo horizontal y vertical se mantendrá fijo en cada uno de ellos, tomando como valor de 40cm, en lo referente a el grado del acero de refuerzo tanto el horizontal como el vertical será grado 40.

3.6 CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES

Antes y durante la construcción de los especímenes, se realizarán pruebas a los materiales a utilizar para dicho trabajo, así como también a las mezclas que se elaborarán, esto con el fin de asegurar la calidad de la materia prima a utilizar, (ver Anexo A), las pruebas de laboratorio a realizar y su cantidad son las siguientes:

a) Bloque de concreto (3)

- Prueba de resistencia a la compresión y de absorción.
- Especificación estándar para unidades portantes de mampostería de concreto.
- Según norma ASTM designación C 90.

b) Acero de refuerzo (3)

- Método de ensayo estándar para prueba de tensión del acero de refuerzo.
- Según norma ASTM designación C 615-85.

c) Mortero

- Prueba de compresión en cubos de mortero.
- Según norma ASTM designación C 270-02.

d) Concreto

- Prueba de compresión de cilindros de concreto.
- Según Norma ASTM designación.

e) Concreto fluido

- Especificación estándar para el concreto fluido de mampostería.
- Según norma ASTM designación C 476.
- Prueba de compresión de cilindros de concreto fluido.
- Según norma ASTM designación C 1019-02.

f) Agregados (1)

- Método de ensayo estándar para análisis granulométrico de agregados grueso y fino.
- Según norma ASTM designación C 136-03.

3.7 CONSTRUCCIÓN DE MODELOS

La construcción de los especímenes a ensayar se inició el 6 de febrero y finalizó el 17 de febrero de 2012 y se realizó en el área circúndate a la mesa inclinable; los 15 modelos permanecerán en dicha área hasta el momento de ser probados, estos serán desplazados y colocados en el marco de carga por medio de un montacargas propiedad de la escuela de ingeniería civil. El procedimiento constructivo es realizado por mano de obra calificada procedente de FUNDASAL con colaboración del grupo investigador, dicho proceso se detalla a continuación:

Como inicio se procede a armar el encofrado de las soleras de fundación, estos moldes son construidos con madera y clavos, luego de armado se procede a cortar los tubos de PVC que se utilizan para hacer pasar el perno que sujeta la solera de fundación al marco de carga, luego de cortar los tubos estos se colocan en los encofrados manteniéndolos en su lugar por medio de alambre de amarre como se muestra en la figura 3.10.



Figura 3. 10 Encofrados para soleras de fundación.

Luego se preparan los espacios en las soleras de fundación para el transporte con el montacargas, estos son hechos con porciones de bloque de adobe forrados con plástico como se muestra en la figura 3.11.



Figura 3. 11 Piezas de adobo colocado en los encofrados.

Luego se realiza el armado del acero de refuerzo de las soleras de fundación, para el cual es necesario elaborar los estribos, ya teniendo los estribos se procede al ensamble del refuerzo longitudinal como se muestra en la figura 3.12, este es mantenido en su lugar por medio de alambre de amarre, al terminar esta actividad los refuerzos son colocados en los encofrados, para luego proceder a la colocación de los bastones atendiendo la separación entre cada uno de ellos, como se muestra en la figura 3.13.



Figura 3. 12 Refuerzo de soleras de fundación.



Figura 3. 13 Refuerzo vertical para modelos.

Después de armar el acero de refuerzo de los modelos, se elabora la mezcla de concreto, esta mezcla se hace de forma mecánica por medio de la concreteira de capacidad de una bolsa propiedad de la escuela de ingeniería civil, respetando la dosificación propuesta 1:2:2, luego de la hechura de la mezcla de concreto se procede al colado de las primeras 8 soleras de fundación como se muestra en la figura 3.14.



Figura 3. 14 Colado de solera de fundación.

Luego de esto, las soleras de fundación son curadas por los primeros siete días luego del fraguado; veinticuatro horas después del colado se procede al desencofrado de las misma, esto con efecto de hacer el colado de las restantes 7 soleras y para poder iniciar con el pegue de los bloques de los primeros 8 modelos como se muestra en la figura 3.15.



Figura 3. 15 Pegado de bloque.

Este proceso se efectúa colocando una regla maestra a cada lado de la solera de fundación, para poder trazar los niveles por medio de cordel y nivel de pita, para el pegue de los bloques se usa mortero con proporción 1:3 mezcla hecha a mano, y las celdas que contienen acero vertical son llenadas con grout o concreto fluido, también hecho a mano con proporción 1:3:2 (Ver figura 3.16), también a cada dos hiladas en horizontal se colocan dos varillas lisas como refuerzo (figura 3.17), este proceso se repite para levantar los restantes 7 especímenes, luego de terminados los modelos, se procede a la construcción de 6 prismas de bloque de concreto, cortando un bloque a la mitad y pegando estas mitades con un bloque completo (ver figura 3.18), esto con el fin de obtener el esfuerzo de compresión del sistema constructivo sometido a investigación, tanto los modelos como los prismas son curados durante los primeros 7 días luego de su construcción, en ningún modelo se realizara repellido y afinado; en todos los modelos se colocaran cinco hiladas de bloques para un total de 150 bloques de concreto y 75 mitades de bloque.



Figura 3. 16 Llenado de celdas con grout.



Figura 3. 17 Acero de refuerzo horizontal.



Figura 3. 18 Hechura de prismas.

3.8 DESCRIPCION DE LA VARIABLE DE ESTUDIO

El área de estudio de la investigación, está enfocada en conocer el comportamiento estructural en el plano, del sistema de bloque de concreto con refuerzo integral, en edificaciones para uso habitacional tipo condominios; al ser sometido a cargas simuladas sísmicas y de servicio, tomando como punto de partida la falla por esfuerzo cortante, donde se toma que el nivel de la carga axial aplicada, controla significativamente los tipos de falla y la correspondiente capacidad de resistencia del sistema constructivo.

Las pruebas tendrán que ver con los niveles de carga vertical necesarios para hacer fallar la mampostería de una forma determinada y así conocer la respuesta estructural de la configuración a someter a prueba.

En el estudio se tendrá como variable, la carga a aplicar según los distintos porcentajes obtenidos en la tabla 3.4.

3.9 INSTRUMENTACIÓN A UTILIZAR

La instrumentación a utilizar en el desarrollo de la investigación consiste en dispositivos que sirven para medir además de las cargas, el desplazamiento en diferentes puntos de los modelos, así como también la deformación unitaria en el acero de refuerzo.

3.9.1 Instrumentación Externa

La forma de aplicar cargas a los especímenes es por medio de elementos comúnmente conocidos como marcos de carga (figura 3.19) para esta investigación se utilizará un marco de carga con una capacidad resistente de 25 toneladas, a estos son acoplados por medio de placas y pines especialmente diseñados otros instrumentos como por ejemplo gatos hidráulicos, que son los encargados de generar las cargas que se requieran según el tipo de pruebas (figura 3.20).

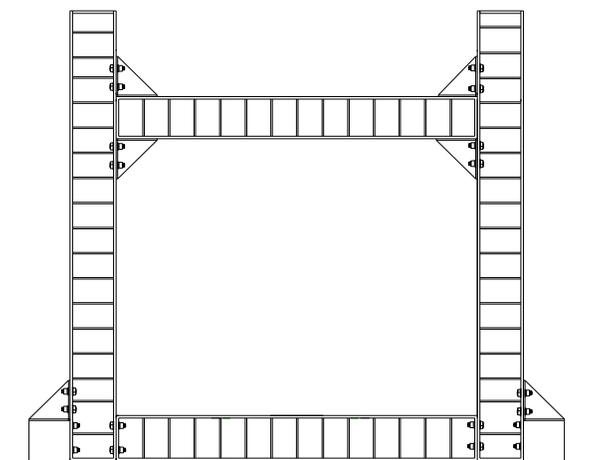


Figura 3. 19 Marco de Carga



Figura 3. 20 Gato hidráulico.

Las cargas serán medidas utilizando celdas con capacidades que se adecuen al sistema de gatos hidráulicos que se utilice para la aplicación de las mismas, estas celdas se enroscan en los gatos hidráulicos y consiste en un cilindro de acero de alta resistencia con circuitos independientes. Para la investigación se

cuenta con 2 celdas con capacidad de 50 toneladas y 2 con capacidad de 5 toneladas; en la figura 3.21 se puede observar la celda con capacidad de 50 toneladas ensamblada con el gato hidráulico.



Figura 3. 21 Gato hidráulico con celda de carga de 50 toneladas.

Todo el ensamble en vertical anterior termina con el acople de una superficie que distribuirá uniformemente la fuerza vertical a aplicar durante los ensayos, mientras que para la fuerza horizontal una placa cuadrada será la encargada de transmitir la fuerza en cuestión (ver figura 3.22 y tabla 3.6).

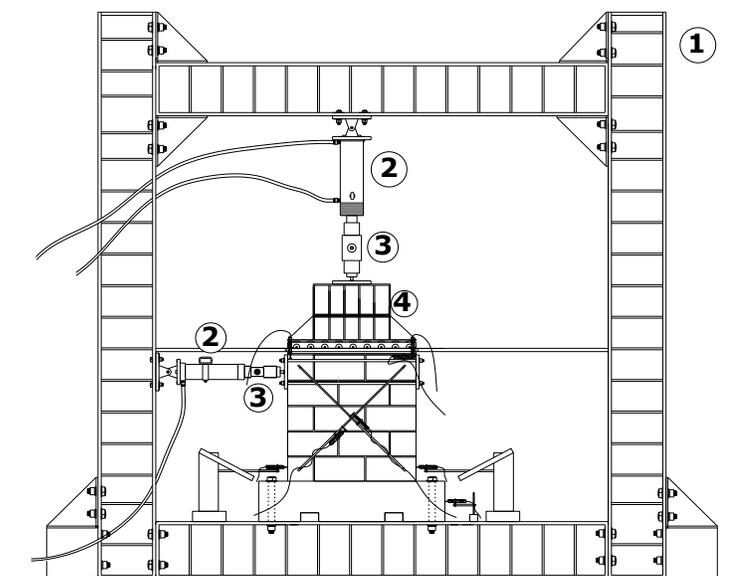


Figura 3. 22 Ensamblaje completo de dispositivos para marco de carga.

Tabla 3.6 Descripción de componentes del marco de carga.

NUMERO	DESCRIPCION
1	Marco de carga con capacidad de 25 toneladas
2	Gatos hidráulicos de doble acción
3	Celda de medición de carga con capacidades de 50 y 5 toneladas
4	Placas de transmisión de carga

Para la medición de los desplazamientos de cada uno de los modelos se utilizarán transductores de desplazamiento (figura 3.23), estos serán colocados estratégicamente en los especímenes para la medición de efectos de: alargamiento, acortamiento o deformación diagonal del sistema de mampostería, el número y la ubicación de estos se detallan en tabla 3.7 y en la figura 3.24.



Figura 3.23 Transductores de desplazamiento.

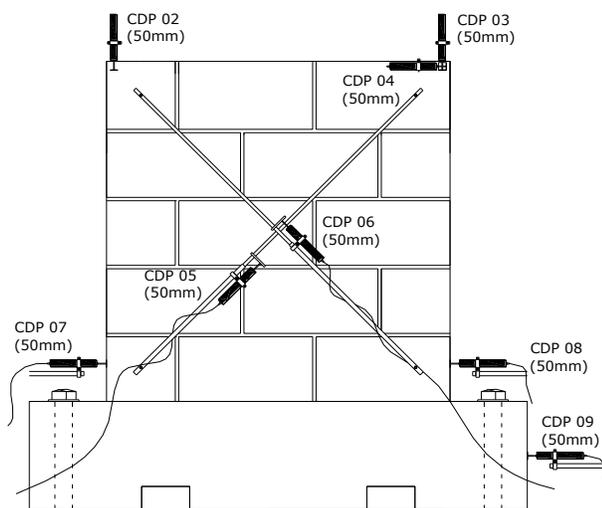


Figura 3. 24 Propuesta de ubicación de los transductores.

Tabla 3. 7 Cantidad y posición de transductores de desplazamiento.

CANTIDAD	CAPACIDAD(mm)	DESCRIPCION
8	50	4 Horizontales, 2 verticales, 2 diagonales

Para la adquisición de datos, se utilizará un sistema de interconexión de diferentes dispositivos, los cuales miden, transmiten, descodifican y finalmente muestran información comprensible, estos se muestra en la figura 3.25, todos los datos que se obtendrán de la instrumentación, será transmitida a un descodificador para ser guardada y leída en una computadora, usando un programa especial se podrá leer en tiempo real, fuerzas, desplazamientos y deformaciones, para poder graficar los resultados de la pruebas.



Figura 3. 25 Decodificadores de datos.

3.10 HISTORIAL DE CARGA

Con el fin de simplificar el análisis y el diseño, los valores de las fuerzas de corte, tensiones y deformaciones son por lo general determinados en función de la sección bruta transversal de las características geométricas de las paredes, y suponiendo que la elasticidad, homogeneidad, e isotropía son propiedades de la mampostería como material estructural. Estos supuestos permiten que las ecuaciones, basadas en la simple teoría de la elasticidad, se puedan utilizar para la verificación de la resistencia sísmica, teniendo en cuenta las características básicas de la conducta sísmica observada en el sistema de mampostería.

Como en el caso de ecuaciones prácticas para el cálculo de la resistencia lateral y deformabilidad de muros de mampostería que han sido desarrollados sobre la base de la amplia serie de pruebas de muros de mampostería planos confinados y sometidos a cargas simulados de terremotos.¹

Aunque simplificado, las ecuaciones reflejan los mecanismos de falla real. Por lo tanto, los valores de magnitudes mecánicas determinan la capacidad de carga y deformabilidad de muros de mampostería en las ecuaciones, como por ejemplo los siguientes términos:

- La resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m)
- EL cortante (V)
- Módulo de elasticidad (E)
- Módulo de elasticidad por cortante (G)
- Factor de ductilidad (μ)

Con el fin de hacer los cálculos simples, el comportamiento histerético real de mampostería sometidos a una combinación de la carga vertical constante y una secuencia de reversiones de carga lateral puede ser representado por una

¹ Tomazevic, Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian, Cap 7

envolvente de resistencia idealizada trilineal¹ (figura 3.26). Para idealizar la envolvente experimental, se observan tres estados límites en el comportamiento de elementos de mampostería, los cuales son:

- a) Límite de agrietamiento: Determinado por el desplazamiento d_{cr} y la resistencia P_r en la formación de las primeras grietas importantes en la pared.
- b) Resistencia máxima: Determinado por el cortante máximo V_r , alcanzado durante la prueba, y el desplazamiento correspondiente d_{vr} .
- c) Estado final: determinado por el desplazamiento máximo alcanzado durante la prueba d_{vu} y al correspondiente cortante último V_u .

Obviamente, la pendiente inicial de la envolvente idealizada se define mejor con una línea secante a la formación de grietas, que se llama rigidez efectiva de la pared. Se calcula como el cociente entre la resistencia y el desplazamiento de la pared en el límite de agrietamiento².

$$K_e = \frac{V_R}{d_{cr}} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Donde

K_e es la rigidez efectiva en el rango elástico

Por lo cual se ocupará la siguiente expresión para el cálculo de la rigidez efectiva:

$$K_e = \frac{G A_w}{1.2 h \left[1 + \alpha' \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

Donde

α' es el coeficiente de determinación de la posición del punto de inflexión del momento de flexión a lo largo de la altura de la pared.

^{1,2} Tomazevic, Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian, Cap 7

$\alpha' = 0.83$ en el caso de ensayo de doble empotramiento y $\alpha' = 2.00$ en el caso de paredes en no empotradas.

E es el modulo de elasticidad de la mampostería, igual a $800 f'm$ según Norma técnica mexicana¹.

G es el modulo de elasticidad por cortante de la mampostería, igual a $0.1 E$ para piezas de concreto².

A_w es el área de la sección horizontal transversal del espécimen

l es la longitud del modelo

h es la altura del modelo

En lo que corresponde a los tramos de la carga máxima y la carga última del modelo trilineal, existe una degradación de rigidez inicial debido al desarrollo de grietas, el parámetro, α_1 define el desplazamiento correspondiente a la carga máxima d_{VR} , y varía por lo general entre 2 y 3, para este caso se tomara el valor medio de 2.5, ya que los valores menores se obtienen cuando hay carga vertical sobre el muro o cuando la falla es por cortante, α_1 será multiplicado por el valor del desplazamiento correspondiente a la carga de agrietamiento.

$$d_{VR} = \alpha_1 * d_{cr} \quad (\text{Ec. 3.13})$$

En lo que respecta al desplazamiento correspondiente a la carga última este puede determinarse multiplicando un factor de ductilidad correspondiente a las condiciones de ensayo por el valor obtenido para d_{cr} .

$$d_{vu} = \mu_u * d_{cr} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Donde

¹ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Cap 2, sección 2.8, 2004

² Comportamiento sísmico de muros de mampostería, Capitulo 3, Sección 3.3.2, Roberto Meli, 1979

μ_u es el factor de ductilidad último igual a 5 para casos de mampostería reforzada interiormente.

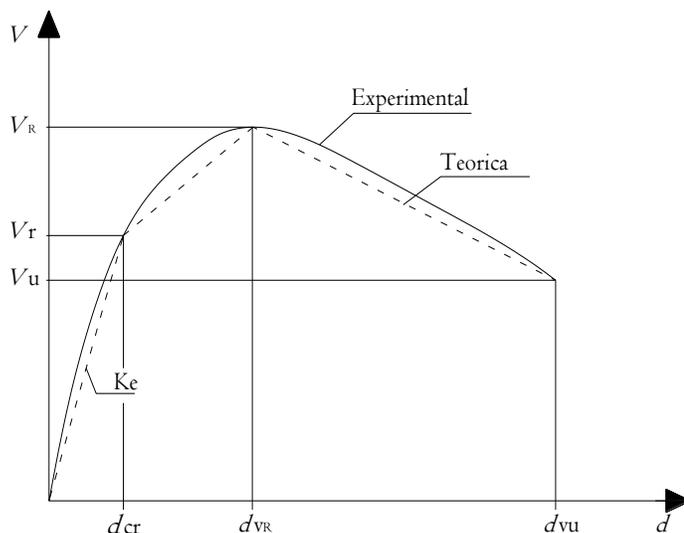


Figura 3. 26 Grafica de idealización para un modelo trilineal¹

3.10.1 Idealización de Modelos

Según la Norma Técnica Complementaria de México², las pruebas de laboratorio se harán bajo cargas verticales constantes que representan las acciones que obran sobre el sistema constructivo. Para el desarrollo de la prueba se aplicaran ciclos completos de carga, aumentando el nivel de carga por ciclo hasta alcanzar el agrietamiento, para luego iniciar el control por distorsión, hasta alcanzar la carga máxima y después el colapso.

a) Cálculo de cargas para modelo trilineal

Para modelos del punto 1

✓ Carga de fluencia

$$V_{y0} = f_y * A_s$$

¹ Tomazevic, Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian, Cap 7

² Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de Estructuras de mampostería, Apéndice A, Protocolo de ensayo, 2004.

Donde

f_y Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo grado 40, igual a **2800 kgf/cm^2**

A_s Área del acero de refuerzo longitudinal, correspondiente a la suma de todos los bastones del espécimen, igual a **2.14 cm^2**

$$V_{y0} = 2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 2.14 \text{ cm}^2$$

Se obtiene como valor de carga de fluencia

$$V_y = 5,992.00 \text{ kgf} = 5.99 \text{ ton}$$

✓ Carga de agrietamiento.

Según lo publicado en Tomazevic, expone que la carga de agrietamiento se puede obtener como el 70% de la resistencia a la carga lateral calculada.

$$V_r = 0.7 V_R \quad (\text{Ec.3.15})$$

Entonces la Carga a la resistencia lateral es

$$V_R = 3041.19 \text{ kgf}$$

Y se obtiene como esfuerzo el siguiente valor en función de su área efectiva:

$$\tau_{m0} = 6.31 \text{ kgf/cm}^2$$

La Carga de Agrietamiento es

$$V_{r1} = 0.7 V_R$$

$$V_{r1} = 0.7 * 3.04$$

$$V_{r1} = 2,128.83 \text{ kgf} = 2.13 \text{ ton}$$

✓ Carga máxima a la resistencia lateral

$$V_{R1} = 3.04 \text{ ton}$$

✓ Carga última

La carga última de los modelos puede ser calculada como una disminución del 20% de la carga máxima calculada¹.

$$V_{U1} = 0.80 * 3.04$$

$$V_{U1} = 2,432.95 \text{ kgf} = 2.43 \text{ ton}$$

Los resultados anteriores serán utilizados para los tres especímenes correspondientes al punto 1 de la curva envolvente de fallas.

b) Calculo de desplazamientos para modelos trilineal

Para desplazamiento de carga de agrietamiento

$$K_e = \frac{V_r}{d_{cr}} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Despejando para d_{cr}

$$d_{cr} = \frac{V_r}{K_e}$$

Entonces de la ecuación 3.12, y tomando en cuenta el factor $\alpha'=2.00$ en el caso de paredes en cantiléver.

$$K_e = \frac{6047.20 \text{ kgf/cm}^2 * 1,400.00 \text{ cm}^2}{1.2 * 100 \text{ cm} \left[1 + 2.00 * \frac{6047.20 \text{ kgf/cm}^2}{60472.00 \text{ kgf/cm}^2} \left(\frac{100 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} \right)^2 \right]}$$

$$K_e = 52.93 \text{ ton/cm}$$

Para los puntos siguientes el factor α' a utilizar deberá ser de 0.83 para paredes con restricción de desplazamiento.

Entonces de la ecuación 3.11

$$d_{cr} = \frac{2.13 \text{ Ton}}{52.93 \text{ Ton/cm}}$$

$$d_{cr} = 0.040 \text{ cms}$$

Para desplazamiento de carga máxima

¹ Tomazevic, Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian, Cap 7

$$d_{VR} = 2.5 * d_{cr} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$d_{VR} = 2.5 * 0.040 \text{ cms}$$

$$d_{VR} = 0.10 \text{ cms}$$

Para desplazamiento de carga última

$$d_{vu} = \mu_u * d_{cr} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

$$d_{vu} = 5 * 0.040$$

$$d_{vu} = 0.20 \text{ cms}$$

Con los resultados anteriores se forman los siguientes pares ordenados para la gráfica del modelo trilineal.

Tabla 3. 8 Puntos del modelo trilineal

PUNTO	(d,V)
Agrietamiento	(0.040 cms, 2.13 Ton)
Máxima	(0.10 cms, 3.04 Ton)
Ultimo	(0.20 cms, 2.43 Ton)

A continuación se presentan los valores de la rigideces teóricas para los modelos a ensayar, estos valores fueron encontrados conforme al procedimiento antes descrito.

Tabla 3. 9 Rigidez teórica de modelos

PUNTO	Ke	UNIDADES
1	52.93	ton/cm
1'	65.14	ton/cm
2	65.14	ton/cm
2'	65.14	ton/cm
3'	65.14	ton/cm

c) Ecuaciones que rigen los tres tramos del modelo trilineal

Tramo de carga de agrietamiento que tiene por puntos: (0.00 cms, 0.00 ton), (0.040 cms, 2.13 ton).

Basándose en la teoría de la ecuación punto-punto, se obtiene la siguiente expresión:

$$V = 5,59 d$$

La ecuación anterior rige el tramo de carga de agrietamiento. Tramo de carga máxima que tiene por puntos: (0.040cms, 2.13 ton), (0.10 cms, 3. ton).

Basándose en la teoría de la ecuación punto-punto, se obtiene la siguiente expresión:

$$V = 1.51 d + 1.52$$

La ecuación anterior rige el tramo de carga máxima

Tramo de carga ultima que tiene por puntos: (0.030 cms, 2.92 Ton), (0.06 cms, 2.34 Ton)

Basándose en la teoría de la ecuación punto-punto, se obtiene la siguiente expresión:

$$V = -0.60 d + 3.64$$

La ecuación anterior rige el tramo de carga última, los resultados para estos cálculos se presentan en la tabla 3.10 y las gráficas 3.1 a 3.2.

Este procedimiento es ocupado para encontrar los historiales de carga para todos los puntos en estudio de la curva envolvente de fallas, estos resultados se presentan en las tablas 3.11 a 3.14 y las gráficas 3.3 a 3.11.

Tabla 3. 10 Historial de carga propuesto para modelos del punto 1 de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.

CARGA LATERAL RESISTENTE	VR=	3,04 Ton
CARGA DE AGRIETAMIENTO	Pr=	2,13 Ton
CARGA ULTIMA	VU=	2,43 Ton
CARGA DE FLUENCIA	Vy=	5,99 Ton
CARGA VERTICA	Pv=	0.00 Ton

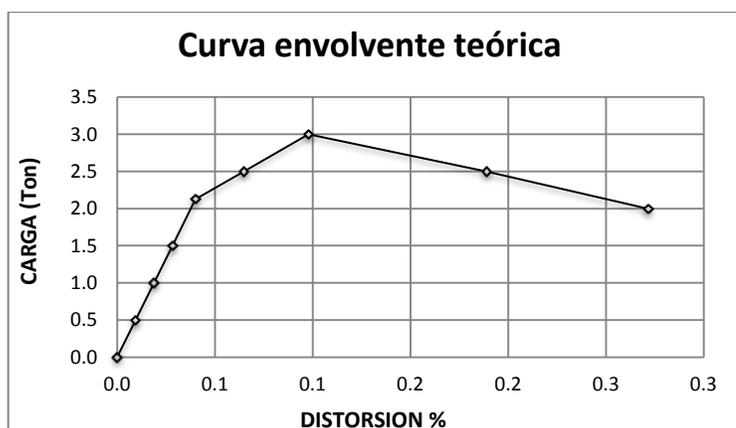
CICLO	CARGA (Ton)	DESPLAZAM. (mm)	DISTORSION (%)
CICLO 1	0,50	0,09	0,0094
CICLO 2	1,00	0,19	0,0189
CICLO 3	1,50	0,28	0,0283
CICLO 4*	2,13	0,40	0,0402
CICLO 5	2,50	0,65	0,0649
CICLO 6**	3,00	0,98	0,0980
CICLO 7	2,50	1,89	0,1890
CICLO 8 ***	2,00	2,72	0,2716

* Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga de agrietamiento.

** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga máxima resistente lateral.

*** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga última.

Las cargas señaladas máxima, de agrietamiento y última definen la tendencia de la curva envolvente de falla, según el modelo trilineal, lo que se ha aplicado a los modelos que se someterán a prueba y que ha generado como resultado la gráfica 3.1. Las mismas consideraciones fueron tomadas en cuenta para cada uno de los modelos a probar, por lo que a continuación se presentan los resultados teóricos obtenidos.



Gráfica 3. 1 Idealización para modelos del punto 1 de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.

Tabla 3. 11 Historial de carga propuesto para modelos del punto 1' de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.

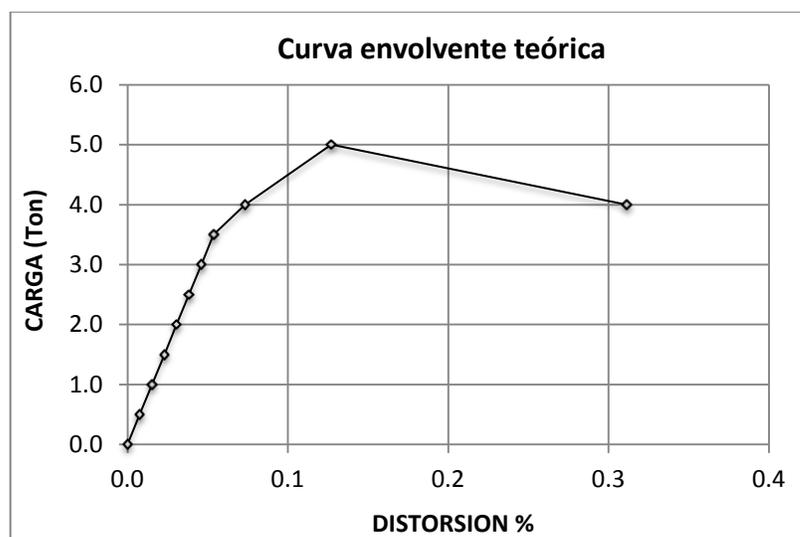
CARGA LATERAL RESISTENTE	VR=	5,27 Ton
CARGA DE AGRIETAMIENTO	Pr=	3,69 Ton
CARGA ULTIMA	VU=	4,21 Ton
CARGA DE FLUENCIA	Vy=	5,99 Ton

CARGA VERTICA			Pv=	7,43 Ton
CICLO	CARGA (Ton)	DESPLAZAM. (mm)	DISTORSION (%)	
CICLO 1	0,50	0,08	0,008	
CICLO 2	1,00	0,15	0,015	
CICLO 3	1,50	0,23	0,023	
CICLO 4	2,00	0,31	0,031	
CICLO 5	2,50	0,38	0,038	
CICLO 6	3,00	0,46	0,046	
CICLO 7*	3,50	0,54	0,054	
CICLO 8	4,00	0,73	0,073	
CICLO 9**	5,00	1,27	0,127	
CICLO 10***	4,00	3,12	0,312	

* Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga de agrietamiento.

** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga máxima resistente lateral.

*** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga última.



Gráfica 3. 2 Idealización para modelos del punto 1' de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.

Tabla 3. 12 Historial de carga propuesto para modelos del punto 2 de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.

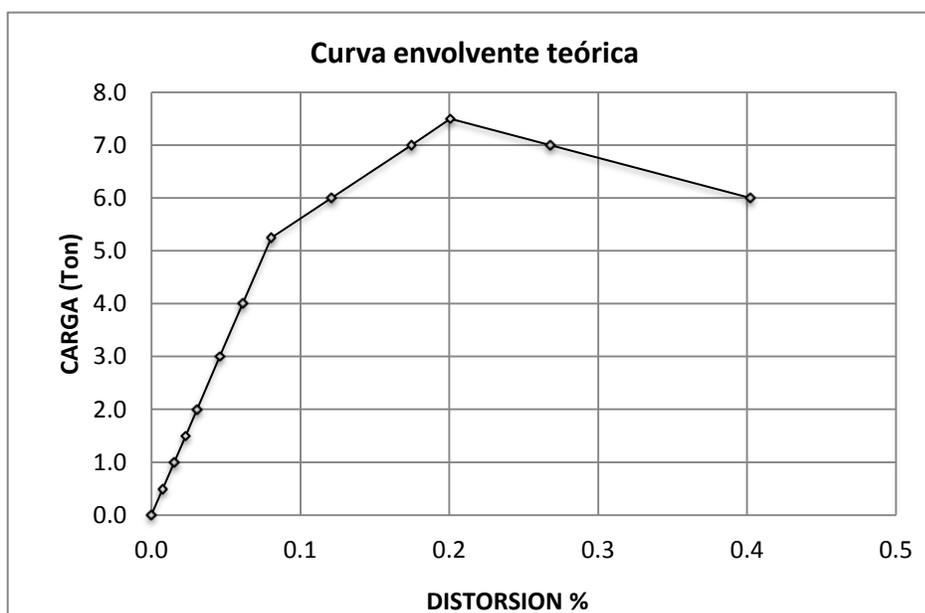
CARGA LATERAL RESISTENTE	VR=	7,50 Ton	
CARGA DE AGRIETAMIENTO	Pr=	5,25 Ton	
CARGA ULTIMA	VU=	6,00 Ton	
CARGA DE FLUENCIA	Vy=	5,99 Ton	
CARGA VERTICA	Pv=	14,87 Ton	
CICLO	CARGA (Ton)	DESPLAZAM.	DISTORSION

		(mm)	(%)
CONTROL POR CARGA			
CICLO 1	0,50	0,08	0,0077
CICLO 2	1,00	0,15	0,0154
CICLO 3	1,50	0,23	0,0230
CICLO 4	2,00	0,31	0,0307
CICLO 5	3,00	0,46	0,0461
CICLO 6	4,00	0,61	0,0614
CICLO 7*	5,25	0,81	0,0806
CICLO 8	6,00	1,21	0,1210
CICLO 9	7,00	1,75	0,1747
CICLO 10**	7,50	2,01	0,2008
CICLO 11	7,00	2,68	0,2680
CICLO 12***	6,00	4,02	0,4023

* Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga de agrietamiento.

** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga máxima resistente lateral.

*** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga última.



Gráfica 3. 3 Idealización para modelos del punto 2 de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería

Tabla 3. 13 Historial de carga propuesto para modelos del punto 2' de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.

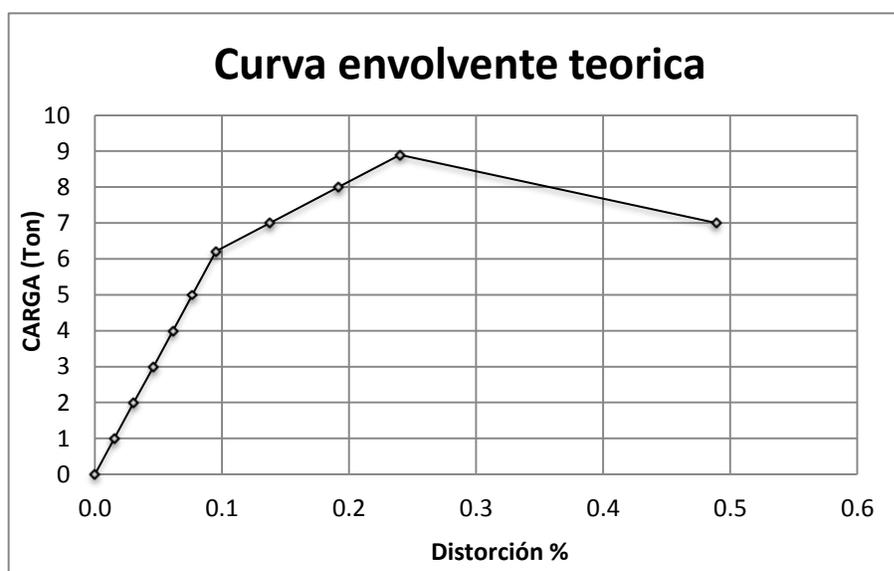
CARGA LATERAL RESISTENTE	VR=	8,87	Ton
CARGA DE AGRIETAMIENTO	Pr=	6,21	Ton
CARGA ULTIMA	VU=	7,09	Ton
CARGA DE FLUENCIA	Vy=	5,99	Ton
CARGA VERTICAL	Pv=	19,43	Ton

CICLO	CARGA (Ton)	DESPLAZAM. (mm)	DISTORSION (%)
CONTROL POR CARGA			
CICLO 1	1,00	0,15	0,015
CICLO 2	2,00	0,31	0,031
CICLO 3	3,00	0,46	0,046
CICLO 4	4,00	0,61	0,061
CICLO 5	5,00	0,77	0,077
CICLO 6*	6,21	0,95	0,095
CICLO 7	7,00	1,38	0,138
CICLO 8	8,00	1,92	0,192
CICLO 9**	8,90	2,40	0,240
CICLO 10***	7,00	4,89	0,489

* Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga de agrietamiento.

** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga máxima resistente lateral.

*** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga última.



Gráfica 3. 4 Idealización para modelos del punto 2' de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.

Tabla 3. 14 Historial de carga propuesto para modelos del punto 2'' de la curva envolvente de falla por cortante de la mampostería.

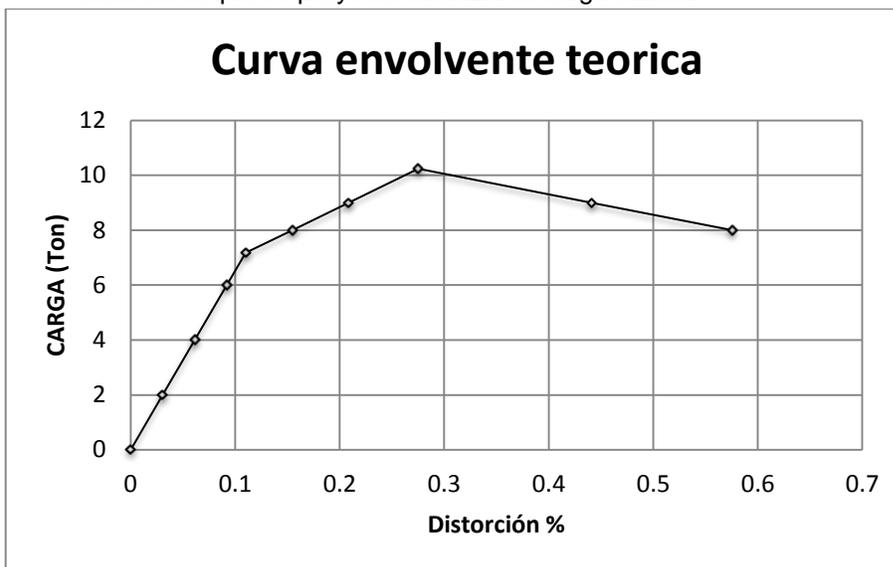
CARGA LATERAL RESISTENTE	VR=	10,24	Ton
CARGA DE AGRIETAMIENTO	Pr=	7,17	Ton
CARGA ULTIMA	VU=	8,19	Ton
CARGA DE FLUENCIA	Vy=	5,99	Ton
CARGA VERTICAL	Pv=	24,00	Ton
CICLO	CARGA (Ton)	DESPLAZAM. (mm)	DISTORSION (%)

CONTROL POR CARGA			
CICLO 1	2,00	0,31	0,031
CICLO 2	4,00	0,61	0,061
CICLO 3(F)	6,00	0,92	0,092
CICLO 4*	7,17	1,10	0,110
CICLO 5	8,00	1,55	0,155
CICLO 6	9,00	2,09	0,209
CICLO 7**	10,24	2,75	0,275
CICLO 8	9,00	4,41	0,441
CICLO 9***	8,00	5,75	0,575

* Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga de agrietamiento.

** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga máxima resistente lateral.

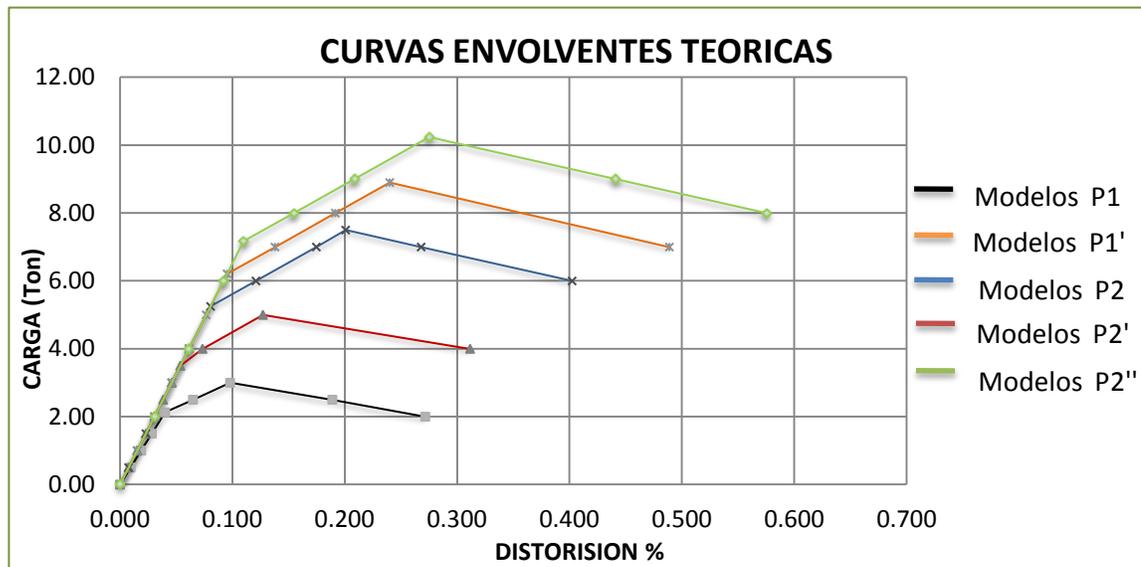
*** Ciclo en el que se proyecta alcanzar la carga última.



Gráfica 3. 5 Idealización para modelos del punto 2'' de la curva envolvente de fallas por cortante de la mampostería.

En la gráfica 3.11 se muestra la superposición de todas las curvas idealizadas correspondiente a los 5 niveles de carga vertical, en la cual se puede observar que el primer tramo de cada grafica tiene la misma pendiente, debido a que representa su rigidez, y dada la configuración de los modelos esta no se ve

modificada.



Gráfica 3. 6 Superposición de curvas envolventes teóricas de falla.

CAPITULO IV.
COMPORTAMIENTO DE
LOS MODELOS

4.1 DEFINICIÓN DE PARAMETROS

A continuación se definen los parámetros encargados de relacionar las propiedades mecánicas y geométricas de los especímenes ensayados, estos parámetros se utilizan para poder interpretar el comportamiento de las estructuras sometidas a cargas laterales.

4.1.1 Histéresis y Distorsión¹

La histéresis es una medida de la capacidad de una estructura de disipar energía por medio de deformaciones inelásticas. Esta energía disipada se asume que se gasta por un aumento en el amortiguamiento de la estructura, la curva histerética es la gráfica que representa el esfuerzo aplicado con la distorsión al aplicar dicho esfuerzo, entre mayor es el área encerrada por la curva histerética mayor es la energía disipada por la estructura mediante deformaciones inelásticas y esto se representa con un aumento del amortiguamiento de la estructura.

En lo correspondiente a la distorsión, se le conoce como el cociente entre el desplazamiento lateral de la estructura y la altura a la que se está midiendo este desplazamiento, como se muestra en la figura 4.1. A la distorsión se le llamará D en esta investigación y se indica en porcentaje.

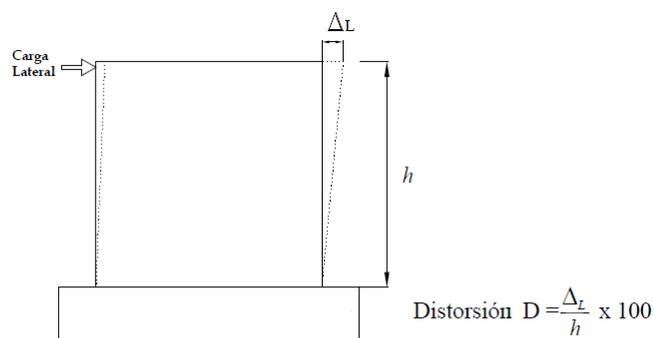


Figura 4.1 Ilustración de términos de la distorsión

¹ Taishin, Informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral, 2008, Cap 3

4.1.2 Rotación Y Curvatura¹

Se le llama rotación al ángulo que llega a formar con la horizontal una recta trazada en la altura de los especímenes que al inicio del ensayo es horizontal en un momento específico del desarrollo de la prueba. Para medir este parámetro se utilizan los transductores que miden desplazamientos verticales de las paredes. La expresión siguiente se utiliza para calcular la rotación:

$$\theta = \frac{L_T - L_C}{d} \quad (\text{Ec.4.1})$$

Donde

- θ es la rotación del muro en la región estudiada
- L_T es la lectura del transductor sujeto a tensión, en la región estudiada
- L_C es la lectura del transductor sujeto a compresión, en la región estudiada
- d es la distancia horizontal entre los apoyos de los transductores de la región estudiada

Las rotaciones se presentan en porcentaje para facilitar su interpretación. La curvatura en la región objeto de estudio de los especímenes se calculará dividiendo la rotación correspondiente entre la altura de dicha región.

En los modelos a ensayar se considera una región de estudio que consiste en la pantalla total del espécimen y para la parte superior de esta región se calculará su rotación (4.2). Este cálculo se lograra utilizando las mediciones obtenidas por medio de los transductores de desplazamiento verticales 2 y 3, los cuales hacen contacto con la parte superior del modelo a ensayar y cuya ubicación se puede observar en la figura 3.24.

¹ Taishin, Informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral, 2008, Cap 3

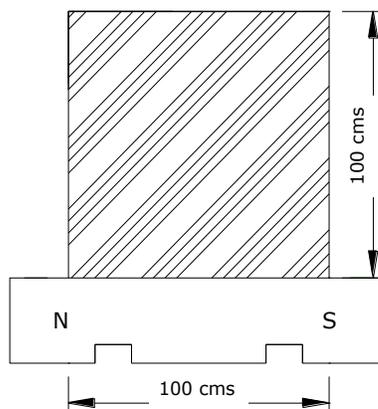


Figura 4. 2 Región de estudio para el cálculo de rotación y curvatura.

4.1.3 Componentes de la Distorsión¹

La deformación de las paredes ante cargas laterales se puede atribuir exclusivamente al corte, a la flexión y al movimiento de cuerpo rígido. Por lo tanto el desplazamiento lateral total Δ_L de una pared puede definirse utilizando tres componentes, la formula a utilizar se puede escribir de la siguiente forma:

$$\Delta_L = \Delta_F + \Delta_C + \Delta_{CR} \quad (\text{Ec.4.2})$$

Donde

Δ_F es el desplazamiento lateral debido a la flexión

Δ_C es el desplazamiento lateral debido a la fuerza cortante

Δ_{CR} es el desplazamiento lateral por movimiento de cuerpo rígido

Al dividir la ecuación 4.2 entre la altura de los especímenes, se obtiene:

$$D = D_F + \gamma + D_{CR} \quad (\text{Ec.4.3})$$

Donde

D es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensayo

D_F es la contribución de la deformación por flexión a la distorsión

γ es la contribución de la deformación por corte a la distorsión

D_{CR} es la contribución del movimiento de cuerpo rígido a la distorsión

¹ Taishin, Informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral, 2008, Cap 3

Al descomponerse la deformación lateral total en deformaciones por corte, por flexión y por desplazamiento permite entender mejor el modo de falla de los modelos. La disposición de la instrumentación hace posible la determinación de estas deformaciones. Un par de transductores de desplazamiento (5 y 6 mostrados en la figura 3.24) serán ubicados sobre tubos de aluminio que se colocan paralelos a las diagonales de cada pared, utilizando las mediciones de estos transductores se puede calcular la deformación angular γ que representa las deformaciones por corte.

En la figura 4.3 se presentan las componentes principales de la distorsión. También se incluye la expresión que relaciona al desplazamiento lateral debido a corte Δ_C , con la deformación angular γ .

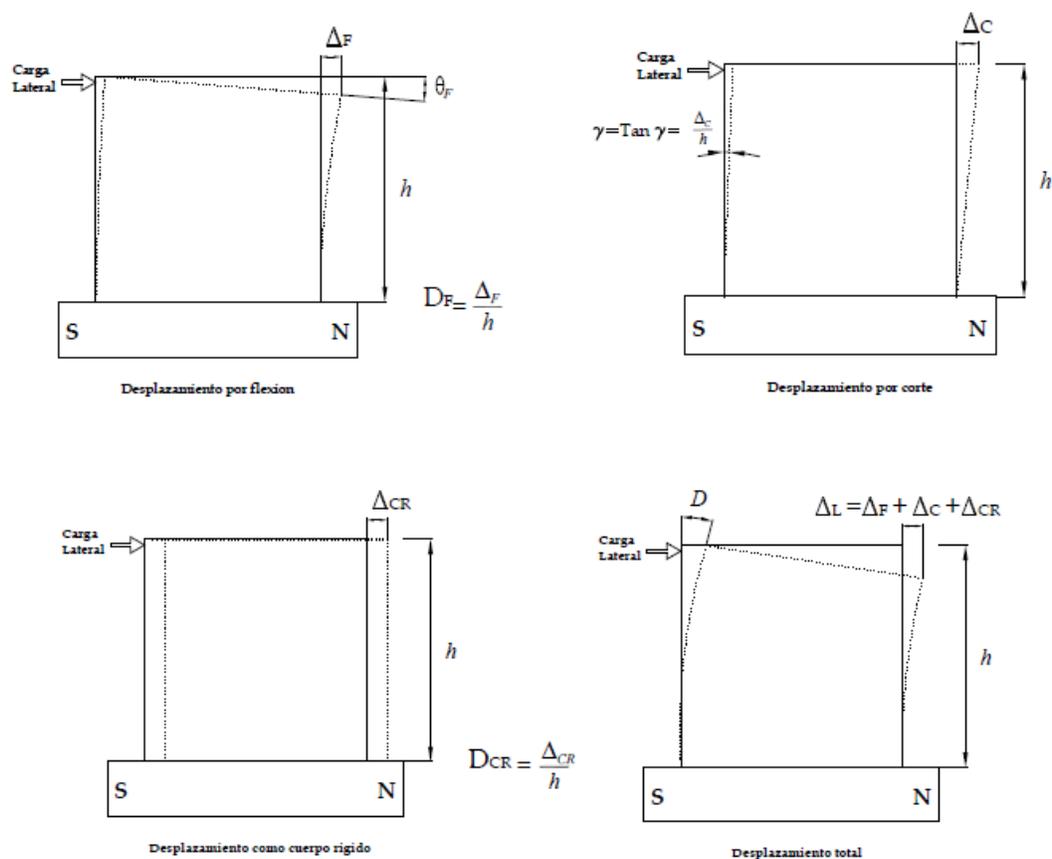


Figura 4.3 Componentes de la distorsión

El primer miembro y el último término del segundo miembro de la ecuación 4.2 se pueden determinar a través de la medición directa durante el ensayo; sin embargo, los dos primeros términos del segundo miembro se desconocen. En general, se procede calculando la deformación angular γ (asociada a la deformación por corte) y el desplazamiento como cuerpo rígido D_{CR} y despejando de la ecuación 4.3 para obtener la deformación debida a flexión.

a) Cálculo de deformaciones angulares

Las deformaciones angulares se calculan por medio de la ecuación 4.4. La precisión de este método se reduce al aumentar la relación h/l de las paredes. En el caso de paredes con relación h/l igual a la unidad, se obtienen muy buenas estimaciones de la deformación angular de los tableros de mampostería siempre que no se tome en cuenta al ángulo θ (ver figura 4.4).

Según principios de resistencia de materiales, las deformaciones angulares de cada panel se obtienen mediante la expresión:

$$\gamma = |\delta_1| \frac{L_1}{2Lh} + |\delta_2| \frac{L_2}{2Lh} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde

- γ es la deformación angular del panel
- δ_1 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal que se estira al empujar desde el sur
- δ_2 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal que se comprime al empujar desde el sur
- L_1 es la longitud inicial de la diagonal en tensión al empujar desde el sur
- L_2 es la longitud inicial de la diagonal en compresión al empujar desde el sur
- L es la longitud horizontal de la pantalla

h es la altura del tablero.

Dado que los modelos a ensayar tienen relación h/l igual a la unidad se tomará que:

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2|$$

Donde

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_1}{L_1} \quad y \quad \varepsilon_2 = \frac{\delta_2}{L_2}$$

Además

ε_1 es la deformación de la diagonal que se estira al empujar desde el sur

ε_2 es la deformación de la diagonal que se comprime al empujar desde el sur

En la figura 4.4 se muestra la deformación de una pared. Para facilitar la interpretación sólo se ha dibujado la configuración asociada a deformaciones por corte; sin embargo no se debe olvidar que la pared se deforma también por flexión. En la misma figura se observa que para una carga lateral aplicada en un sentido, una de las diagonales registró un alargamiento, mientras que la otra mide un acortamiento.

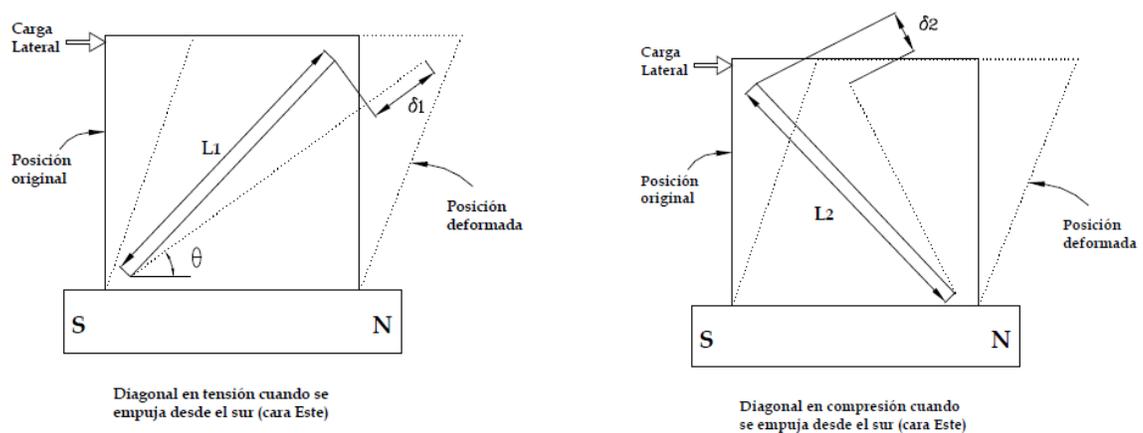


Figura 4.4 Deformación de una pared sometida a carga lateral.

4.2 ESPECIMENES

Se presenta en este apartado el comportamiento estructural en el plano de los modelos que fueron sometidos a ensayo experimental. La configuración del acero de refuerzo tanto vertical como el horizontal se mantuvo sin cambios en los modelos que fueron ensayados, la configuración fue la siguiente: para el acero vertical se colocaron 1 No 3 a cada 40.00 cm, llenando con grout las celdas que contienen acero, el grado del acero fue 40 ($f_y = 2,800 \text{ Kgf/cm}^2$), para el acero horizontal se colocaron 2 No 2 a cada 40.00 cm (cada 2 hiladas), el grado del acero fue 40 ($f_y = 2,800 \text{ Kgf/cm}^2$).

A todos los modelos se les insertaron 4 varillas roscadas, en cada esquina de la cara oeste con longitud de 17.00 cm, para efecto de colocación de instrumentación externa, el modelo fue pintado de color blanco para facilitar la visualización de grietas en el momento del ensayo, además se construyeron sobre una solera de fundación de concreto reforzado.

4.2.1 Modelo BC-M0P1

Este modelo presento una geometría de 100.00 cm de largo, 14.00 cm de ancho y 99.50 cm de alto.

El modelo BC-M0P1 presento fisuras iniciales en la solera de fundación, también en la base en la cara norte y sur, existió daño local en el área de contacto de la placa horizontal en la cara sur. Para la prueba de este modelo se aplicaron un total de 9 ciclos completos.

a) Evolución del daño

Al inicio de la prueba en el paso 0 se detecto una fisura en la base de la cara sur y otra en la base de la cara norte, estas debido al efecto del empernamiento de la solera de fundación con el marco de carga, durante los ciclos 2 hasta el 4 no se detectaron eventos importantes en el desarrollo de la prueba, aparte de tener prolongaciones de algunas fisuras, fue hasta el semiciclo +5 donde se dio

el agrietamiento para este modelo, presentando grietas en el mortero de pegue entre la solera, primera y segunda hilada de bloques, estas se presentaron con un esfuerzo de 5.16 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.14%, con abertura de grieta de control de 0.05mm pudiéndose escuchar en ese momento un cracking en el modelo, en este punto del ensayo el modelo se desplazaba considerablemente desde su base, por lo cual en la descarga del ciclo 7 se emperno de nuevo la solera de fundación y se acomodaron los cdps 2, 3 y 4, haciendo la respectiva anotación de las lecturas correspondientes.

Como se puede apreciar en la figura 4.5 (a) y (b), para el semiciclo -7 se dio la aparición de las primeras grietas en forma diagonal que atravesaron indistintamente mortero y piezas, las grietas en este ciclo alcanzaron hasta los 0.10 mm, este evento ocurrió para un esfuerzo de 7.17 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.30%.

El máximo esfuerzo registrado fue de 9.74 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.75%, con abertura de grieta de 3.00 mm, este evento se detecto como se puede ver en la figura 4.5 (c) y(d) en el semiciclo +9 y en este mismo semiciclo se dio también el colapso del modelo, esto para un esfuerzo de 8.07 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.99 %, en el ciclo 9 las grietas alcanzaron los 5.00 mm, y como se puede observar en figura 4.5(c) y (d) la falla al final de la prueba provoco una grieta con leve tendencia diagonal rompiendo al menos tres piezas entre la primer y la tercer hilada, por lo cual luego del semiciclo -9 se dio por terminada la prueba.

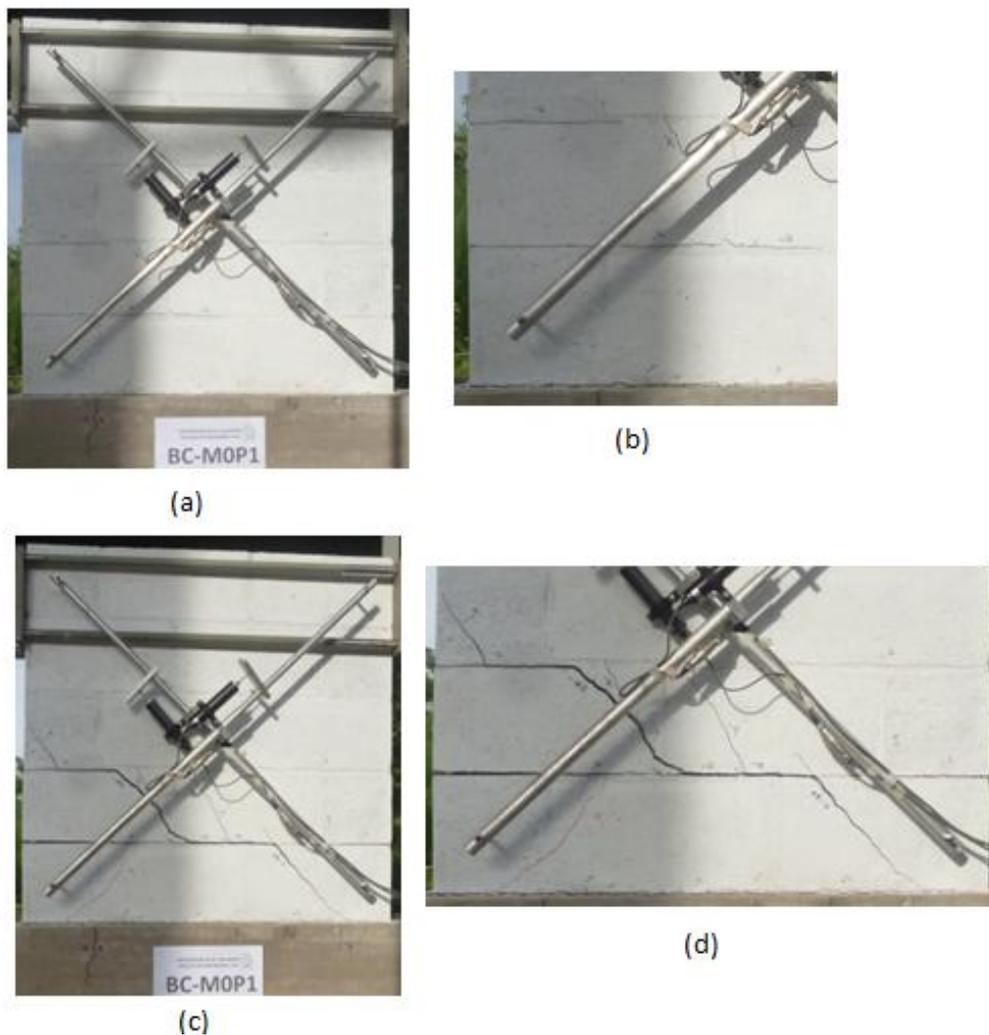
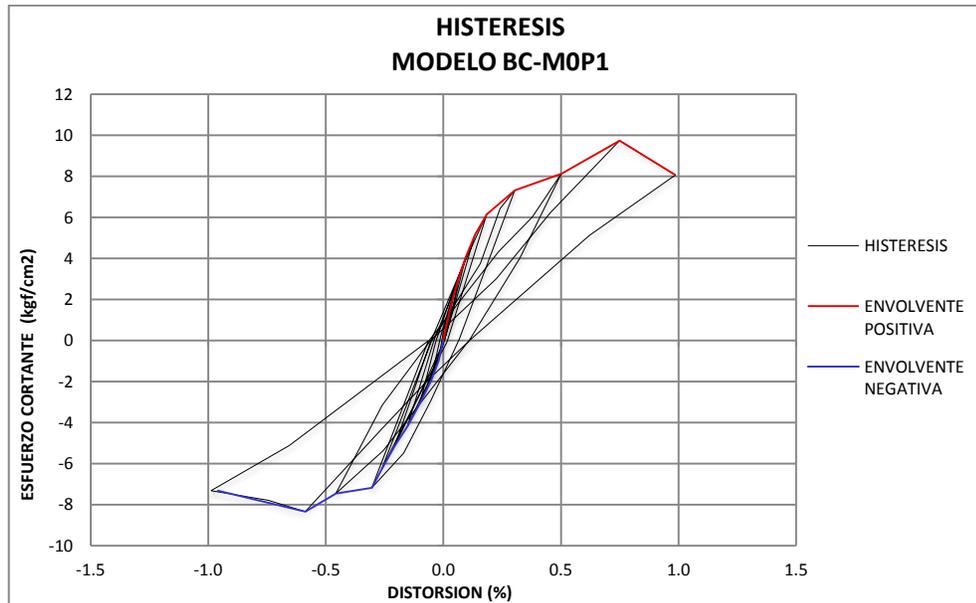


Figura 4. 5 Evolución y estado final del daño

b) Comportamiento Histerético.

Por medio de la gráfica histerética (4.1) del modelo BC-M0P1 se puede observar que la máxima distorsión que se alcanzó fue alrededor de 1.00% tanto para los semiciclos positivos como para los negativos, marcando un esfuerzo máximo alrededor de 9.74 y 8.34 kgf/cm² para los semiciclos positivos y negativos respectivamente, se observa que el comportamiento en los primeros ciclos es bastante uniforme manteniendo una misma tendencia, es hasta en los últimos 3 ciclos en donde la distorsión muestra cambios notables, también se

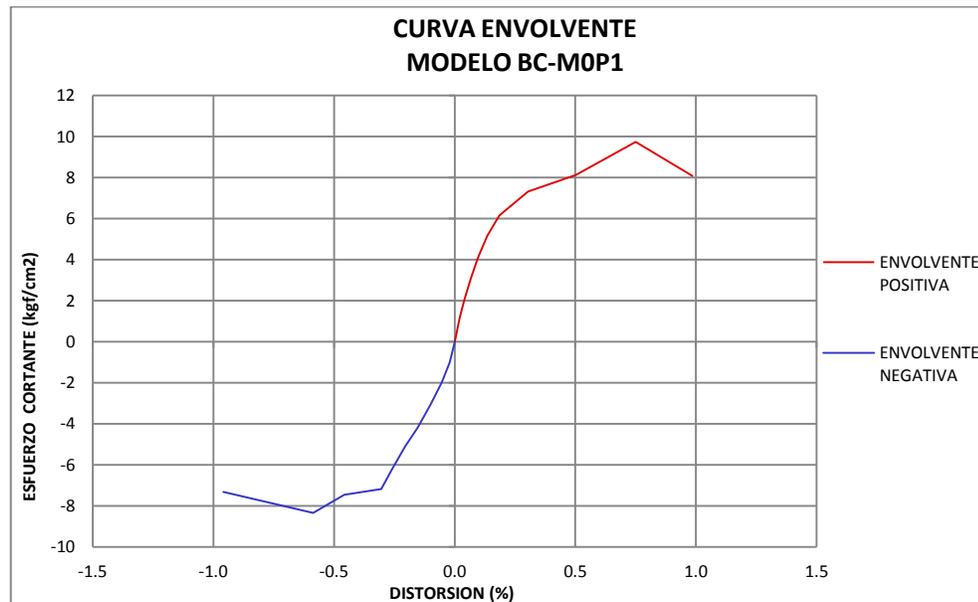
observa como en el último ciclo se obtuvo tanto la capacidad máxima como el colapso del modelo.



Gráfica 4. 1 Curva histerética de modelo BC-M0P1

c) Curva envolvente de respuesta.

En la gráfica 4.2, se muestra la curva envolvente que representa la respuesta del modelo BC-M0P1 ante la carga cíclica que le fue aplicada durante el ensayo, para lo cual se puede observar que el esfuerzo de agrietamiento está en un valor cercano a 6.00 kgf/cm^2 en donde se nota el cambio de pendiente significativo en la curva, con una distorsión de aproximadamente 0.18 %, luego la gráfica muestra un valor máximo en resistencia cercano a 10.00 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.75 %, luego de alcanzar la mayor capacidad de esfuerzo, se nota un decremento en el misma hasta llegar al colapso del modelo, el cual tuvo un valor de aproximadamente 8.00 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.00%.

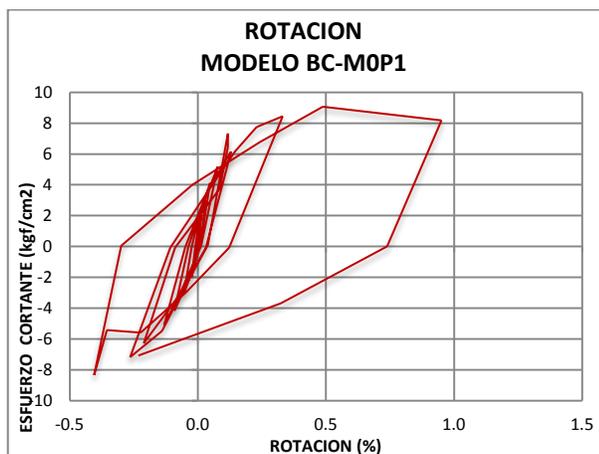


Gráfica 4. 2 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M0P1.

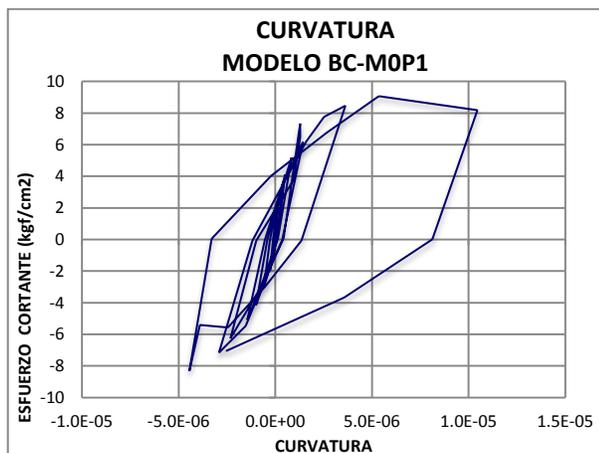
d) Rotación y curvatura.

Las rotaciones representan la contribución del efecto de la flexión en la distorsión total de un modelo. En la gráfica 4.3 se muestran las rotaciones obtenidas para el modelo BC-M0P1 de la serie con carga vertical de 0.00 Ton tomando en cuenta la consideración de modelo cuerpo rígido; en donde se observa que las rotaciones del modelo registran un valor máximo alrededor de 0.93% para los semiciclos positivos y para los semiciclos negativos cerca de 0.40%, estos valores comparados con el valor máximo de distorsión total registrado durante la prueba que es de 0.99%, reflejan que la contribución de la flexión sobre la deformación de la pared durante la prueba es muy influyente.

La curvatura máxima que se registro fue de 1.05×10^{-5} en el ciclo +9, como muestra la gráfica 4.4, esto ocurrió después de alcanzar el esfuerzo máximo; también se observa como después del agrietamiento esta comienza a dejar de comportarse elásticamente.



Gráfica 4. 3 Rotación modelo BC-M0P1

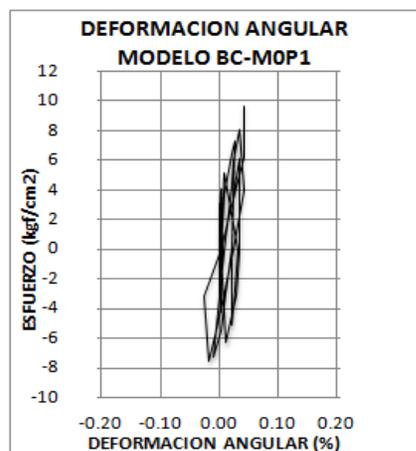


Gráfica 4. 4 Curvatura modelo BC-M0P1

e) Deformaciones angulares.

Las deformaciones angulares permiten estimar el grado de participación de la deformación por corte en la deformación total del sistema, cuando la curva de deformación angular presenta similitud con la gráfica histerética, se puede decir que la influencia del cortante en el comportamiento del modelo ha sido influyente y da una tendencia a predecir el modo de falla del modelo. En la gráfica 4.5 se puede observar un comportamiento uniforme durante el desarrollo de todos los ciclos, alcanzando un valor máximo de 0.04% lo cual es la contribución por cortante a la distorsión total del modelo, se puede observar que comparando la contribución de la deformación angular con los efectos de

flexión, los segundos presentan una mayor contribución a la distorsión total, por lo cual se puede decir que los efectos de flexión son los que predominan en el comportamiento de este modelo.



Gráfica 4. 5 Deformación angular modelo BC-M0P1

f) Estado final del daño.

Para el modelo BC-M0P1 se puede ver en la figura 4.5 que las grietas aparecieron inicialmente a lo largo del mortero de pegue en forma horizontal iniciando desde la base y sucesivamente apareciendo entre la primera, segunda y tercera hilada, lo cual indica que el modelo comenzó a agrietarse por efectos de flexión, y en los siguientes ciclos predominó este efecto hasta llegar al colapso, generando grietas en la base del mortero y en las siguientes dos juntas de las hiladas, además se generó una grieta en la primera y segunda hilada con leve tendencia en diagonal, este modo de falla puede verse representado en la tabla 4.1 donde se muestra una mayor contribución de la flexión respecto al cortante y el cuerpo rígido a la distorsión total del modelo, estas grietas son producidas por los efectos de flexión debido a baja resistencia a tensión de la estructura y a un bajo nivel de esfuerzo vertical aplicado; debe recordarse además que es muy raro observar un solo modo de falla en las estructuras de mampostería, lo general es encontrar u observar una combinación de los distintos modos, pero, con el predominio de alguno de ellos.

Tabla 4. 1 Componentes de la distorsión modelo BC-M0P1.

MODELO	DISTORSION (%)	FLEXION (%)	CORTE (%)	CUERPO RIGIDO (%)
BC-M0P1	0.987	0.931	0.039	0.017

4.2.2 Modelo BC-M1P1

Este modelo presento una geometría de 100.00 cm de largo, 14.10 cm de ancho y 99.00 cm de alto.

El modelo BC-M1P1 presento fisuras iniciales en la solera de fundación que se extienden hasta uno de los bloque de la base en la cara sur y partes de las caras este y oeste, el comportamiento de este modelo en lo que respecta a desplazamiento de la base fue bueno ya que se trató de disminuir este efecto colocando puntales de madera a la solera. En este ensayo se desarrollaron un total de 5 ciclos completos y 6 semiciclos positivos.

a) Evolución del daño

Al inicio de la prueba en el paso 0 se detectaron fisuras iniciales en la solera de fundación que se extendieron hasta uno de los bloque de la base en la cara sur y partes de las caras este y oeste, estas debido al efecto del empernamiento de la solera de fundación con el marco de carga, durante los ciclos 1 hasta el 4 se presentó el alargamiento de las fisuras iniciales, prolongándose por el mortero de la base y hacia la solera de fundación en todas las caras del modelo, fue hasta el ciclo 5 donde se dio el agrietamiento para este modelo, presentando grietas en el mortero de pegue entre la solera y la primer hilada así como también entre las hiladas segunda hasta la cuarta en forma horizontal, este evento se presentó con un esfuerzo de 5.41 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.10 %, con una abertura de grieta de control de 0.05 mm.

Como se puede aprecia en la figura 4.6 (a), para el semiciclo +7 se generó una grieta en forma de escalera a lo largo de las juntas de mortero tanto vertical

como horizontal, las grietas en este ciclo alcanzaron 0.20 mm, este evento ocurrió para un esfuerzo de 8.44 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.29 %.

En la descarga del semiciclo +9 se volvió a empernar la solera de fundación debido a que el desplazamiento de la base era significativo. El máximo esfuerzo registrado fue de 9.86 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.73 %, con una abertura de grieta de hasta 0.40 mm, este evento se detectó como se puede ver en la figura 4.6 (a) y (b) en el semiciclo +10, en el semiciclo +11 se dio el colapso del modelo, esto para un esfuerzo de 8.65 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.06 %, en este semiciclo las grietas alcanzaron los 1.00 mm, y como se puede observar en figura 4.6 (a) y (b) la falla al final de la prueba provocó una grieta en diagonal rompiendo al menos tres piezas entre la primer y la cuarta hilada, por lo cual en este semiciclo se dio por terminada la prueba.

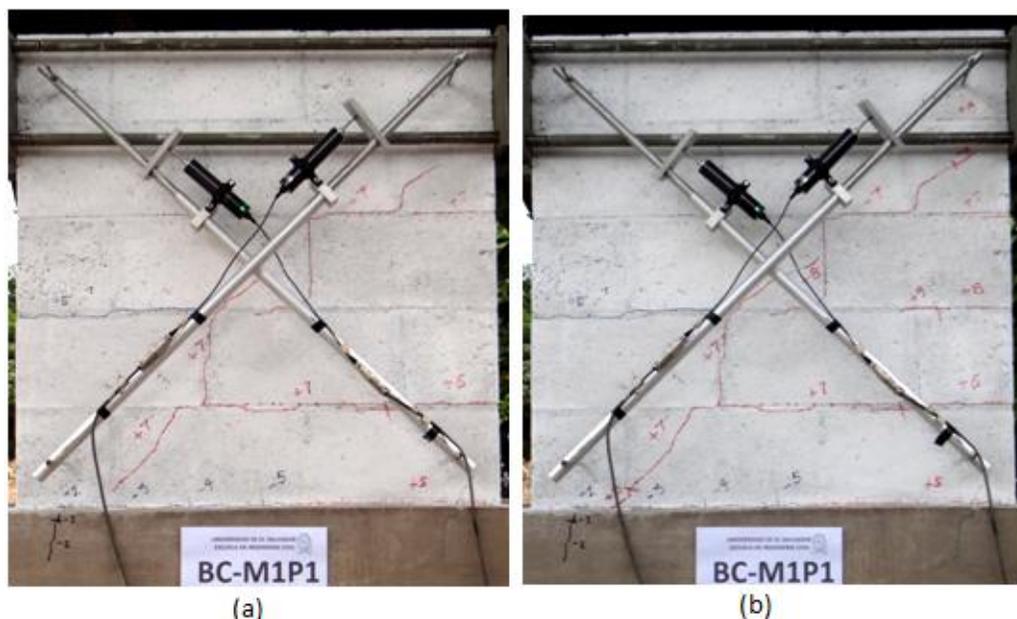
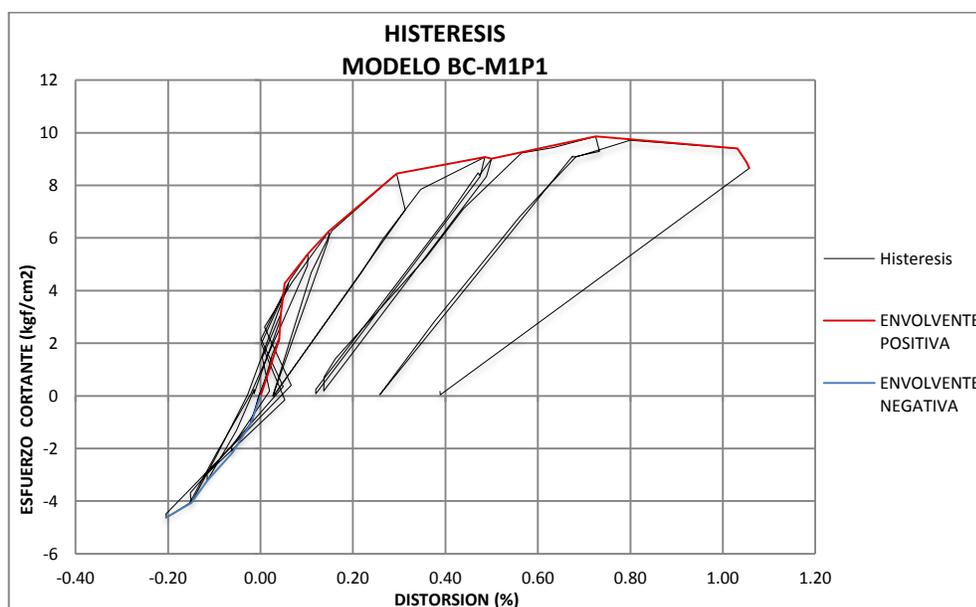


Figura 4. 6 Evolución del daño.

b) Comportamiento Histerético.

Por medio de la gráfica histerética (4.6) del modelo BC-M1P1 se puede observar que la máxima distorsión que se alcanzó en el ensayo fue alrededor de 1.05% para los semiciclos positivos y para los negativos 0.20%, marcando también un esfuerzo máximo alrededor de 10 kgf/cm^2 para los semiciclos

positivos, además la gráfica queda incompleta en los semiciclos negativos debido a la ruptura de la unión de la placa de aplicación de carga horizontal. En los primeros ciclos donde era posible cargar al Norte tanto como al Sur la gráfica muestra la misma tendencia mostrando un comportamiento elástico en los primeros ciclos, luego se puede apreciar a partir del ciclo 6, la aplicación de carga lateral se hace únicamente en la dirección Norte, así como también se puede observar que existe distorsión residual, esto debido a que la placa de aplicación de carga horizontal dejaba de hacer contacto con el modelo, lo que no permitía que este regresara a su posición cero, pero esta situación no impide que el modelo haya desarrollado su máxima resistencia y posteriormente su colapso.

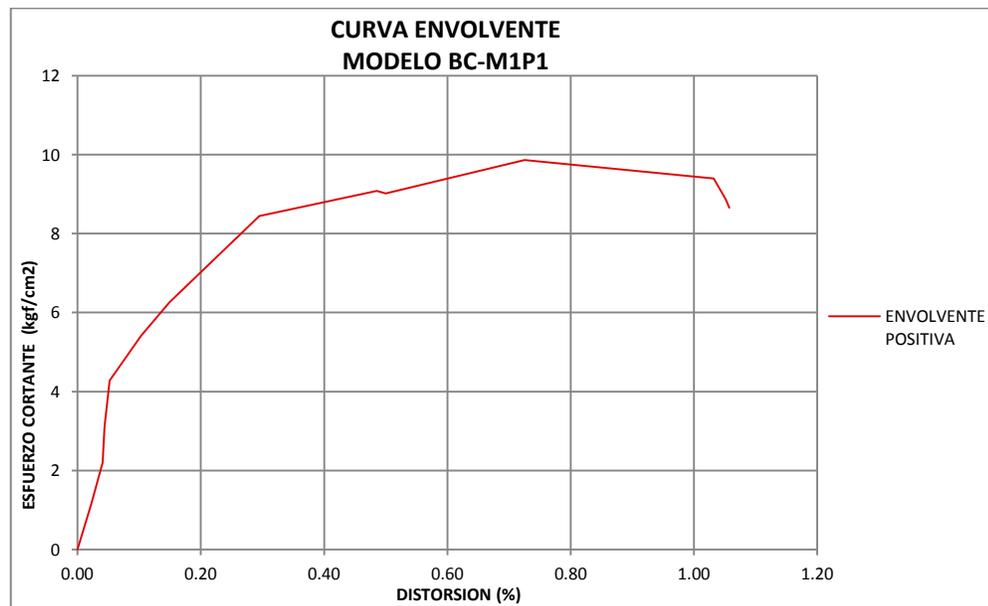


Gráfica 4. 6 Curva histerética, modelo BC-M1P1

c) Curva envolvente de respuesta.

En la gráfica 4.7, se muestra la curva envolvente para los semiciclos positivos ya que a partir del ciclo 5 se cargó únicamente al norte debido a la ruptura de una unión de placa, esta grafica representa la respuesta del modelo BC-M1P1 ante la carga cíclica que le fue aplicada durante el ensayo, para lo cual se puede ver que el esfuerzo de agrietamiento se da en el valor de 4.50 kgf/cm²,

para una distorsión de alrededor de 0.05 %, luego la gráfica muestra un valor máximo en resistencia cercano a 10.00 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.72%, luego de alcanzar la mayor capacidad de esfuerzo se nota un decremento en la misma hasta llegar al colapso del modelo, el cual tuvo un valor de aproximadamente 8.50 kgf/cm^2 y con una distorsión de alrededor de 1.00 %.

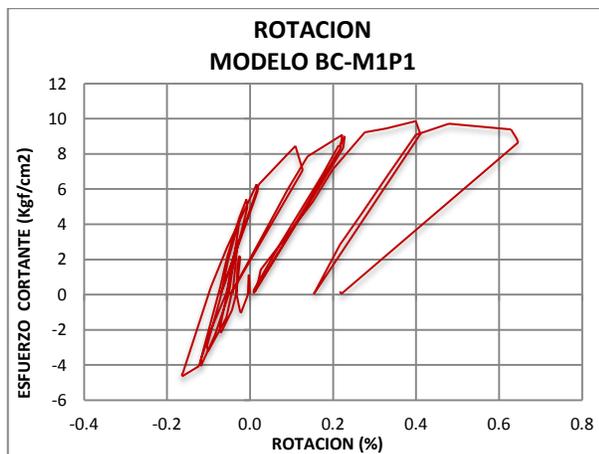


Gráfica 4. 7 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M1P1.

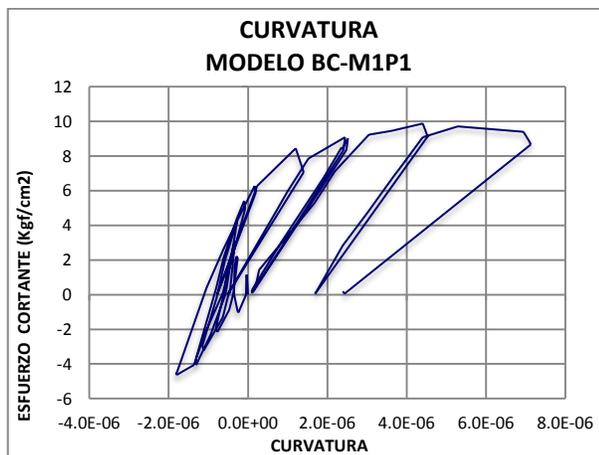
d) Rotación y curvatura.

En la gráfica 4.8 se muestran las rotaciones obtenidas para el modelo BC-M1P1 de la serie con carga vertical de 0.00 Ton, tomando en cuenta la consideración de modelo cuerpo rígido; en donde se observa que las rotaciones del modelo registran un valor máximo de aproximadamente 0.65 % para los semiciclos positivos y cercano a 0.2% para los semiciclos negativos, el valor de la rotación para los semiciclos positivos muestra ser muy influyente en la distorsión total del modelo ya que este representa más del 50% de la distorsión total. En el desarrollo de la gráfica se puede observar el momento en el cual se cambia el modo de aplicación de carga solamente hacia el norte, mostrando valores residuales de rotación en los últimos ciclos.

La curvatura máxima que se registro fue de 7.13×10^{-6} en el ciclo +11, como muestra la gráfica 4.9, esto ocurrió después de alcanzar la carga máxima; y se observa como el agrietamiento afecta el comportamiento de la curvatura ya que a partir de este deja de comportarse elástico-lineal.



Gráfica 4. 8 Rotación, modelo BC-M1P1

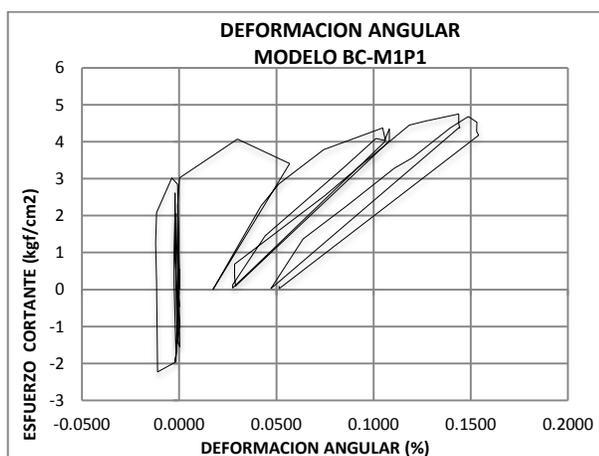


Gráfica 4. 9 Curvatura, modelo BC-M1P1

e) Deformaciones angulares.

En la gráfica 4.10 se puede observar que el comportamiento del modelo BC-M1P1 en los primeros ciclos de la prueba y hasta alcanzar el agrietamiento no existió un incremento significativo en las deformaciones angulares del modelo, es hasta después del agrietamiento que se comienza a observar una mayor

deformación angular hasta llegar al colapso, con una deformación mayor a 0.15%, presentando en los últimos ciclos valores residuales de deformación angular.



Gráfica 4. 10 Deformación angular, modelo BC-M1P1.

f) Estado final del daño

Para el modelo BC-M1P1 se puede ver en la figura 4.6 (b) que las grietas aparecieron inicialmente a lo largo del mortero de pegue en forma horizontal desde la base hasta la cuarta hilada, lo cual indica que el modelo comenzó a agrietarse por efectos de flexión, este tipo de falla predominó hasta el colapso, también se observó una grieta escalonada a lo largo del mortero horizontal y vertical en las 5 hiladas hasta la base en sentido sur a norte, en las caras este y oeste del modelo, la tabla 4.2 muestra la contribución de la flexión, corte y cuerpo rígido para la distorsión máxima registrada, en este modelo la solera de fundación falló por lo cual debió pararse la prueba en el ciclo 9.

Tabla 4. 2 Componentes de la distorsión modelo BC-M1P1.

MODELO	DISTORSION (%)	FLEXION (%)	CORTE (%)	CUERPO RIGIDO (%)
BC-M1P1	1.057	0.646	0.154	0.256

4.2.3 Modelo BC-M2P1'

Este modelo presento una geometría de 99.90 cm de largo, 14.85 cm de ancho y 100.00 cm de alto.

El modelo BC-M2P1' se le aplicó una carga vertical de 7.51 ton, lo cual propicio que aparecieran fisuras iniciales en la base, en las caras norte, este y oeste, durante la aplicación de la carga vertical se dio un acomodamiento en las placas lo cual provoco un decremento de la misma, por lo cual se volvió a carga hasta llegar al valor requerido.

El comportamiento de este modelo en lo que respecta a desplazamiento de la base fue bueno ya que se trató de disminuir este efecto colocando puntales de madera a la solera. En este modelo se desarrollaron un total de 11 ciclos completos y 3 semiciclos positivos.

a) Evolución del daño

Al inicio de la prueba se detectaron fisuras iniciales en la solera de fundación que se extendieron hasta uno de los bloques de la base en la cara este, debido al efecto del empernamiento de la solera de fundación con el marco de carga, luego se aplicó la carga vertical y se detectaron fisuras horizontales en la base, en las caras norte, este y oeste, durante los ciclos 1 hasta el 6 no se presentó algún evento de importancia y durante los semiciclos 7 y 8 se dio prolongación de grietas iniciales, fue hasta el ciclo 9 donde se dio el agrietamiento para este modelo, presentando grietas en el mortero de pegue entre la solera y la primer hilada, este evento se presentó con un esfuerzo de 10.56 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.30 %, con una abertura de grieta de control de 0.05mm.

Como se puede aprecia en la figura 4.7 (a) y (b), para el semiciclo -11 la grieta en la base se extendió en toda la longitud del modelo, este evento ocurrió para un esfuerzo de 12.61 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.30 %.

El máximo esfuerzo registrado fue de 14.66 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.57%, este evento se detectó en el semiciclo +13 con abertura de grietas de

3.0mm, en este mismo semiciclo se dio el colapso del modelo, esto para un esfuerzo de 12.02 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.86 %, en este las grietas de control alcanzaron los 5.0 mm, y como se puede observar en la figura 4.7 (c) y (d) la falla al final de la prueba provoco una grieta en diagonal rompiendo al menos tres piezas entre la primer y segunda hilada, por lo cual se dio por terminada la prueba.

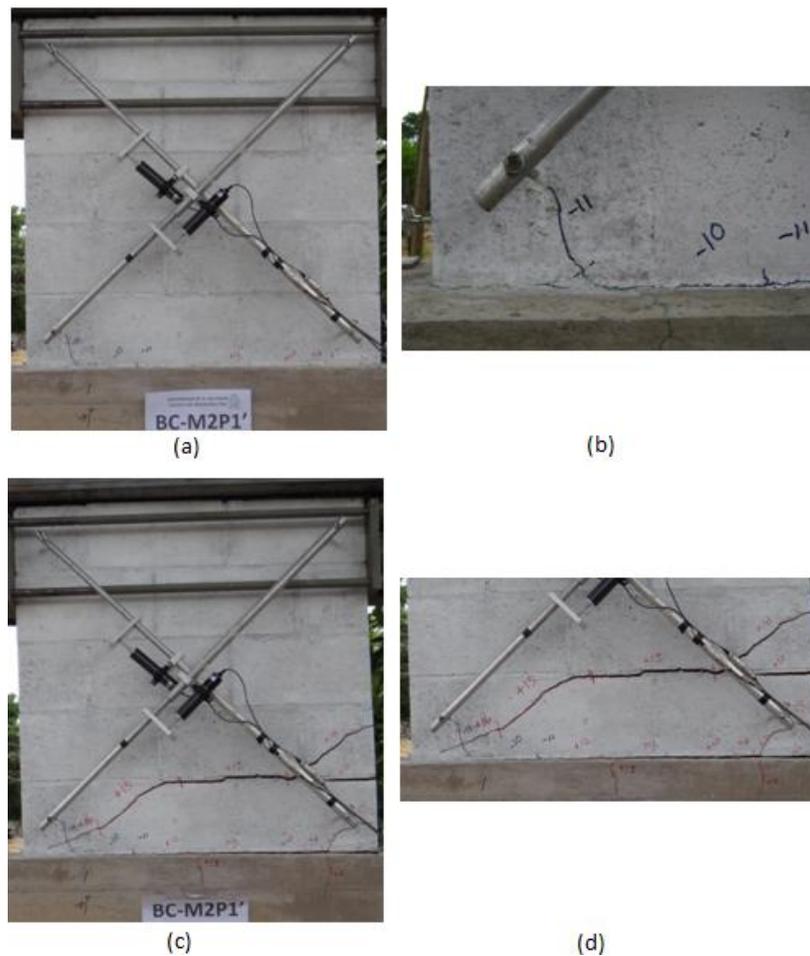
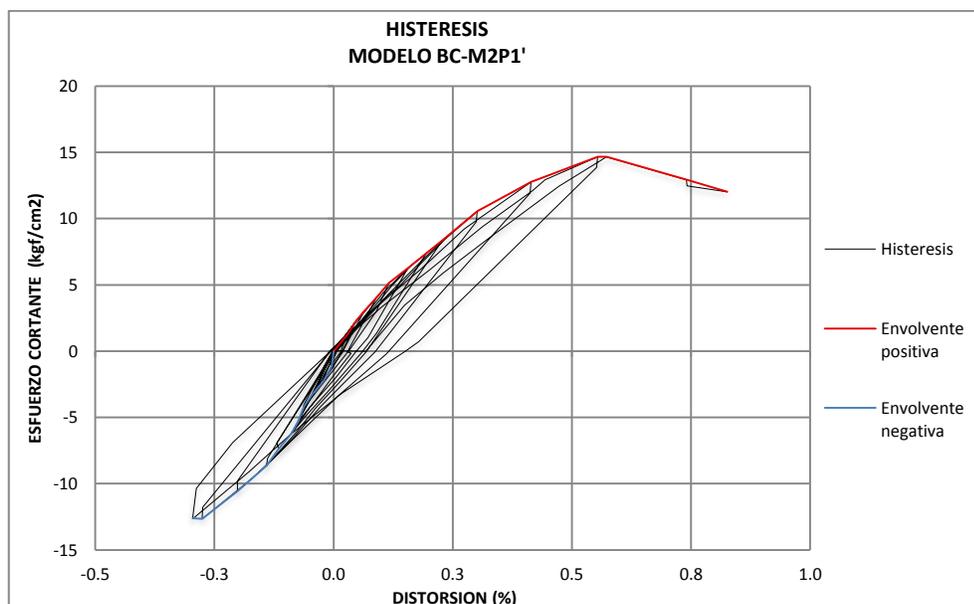


Figura 4. 7 Evolución y estado final del daño.

b) Comportamiento Histerético

Por medio de la gráfica histerética (4.11) del modelo BC-M2P1' se puede observar que la máxima distorsión que se alcanzó fue alrededor de 0.83% para los semiciclos positivos y para los negativos 0.30%, marcando también un

esfuerzo máximo alrededor de 14.66 kgf/cm^2 para los semiciclos positivos, y para los semiciclos negativos se registró un valor máximo de 12.65 kgf/cm^2 , para este modelo se tuvo problemas con la instrumentación externa a partir del ciclo 11, pero esto no impidió que la prueba continuara y el máximo y el colapso se dio en el semiciclo +13; en la gráfica se trazan 13 semiciclos positivos y 11 negativos, se observa que la tendencia de la gráfica es bastante uniforme hasta llegar al colapso, también se mostraron valores bajos de deformación residual.

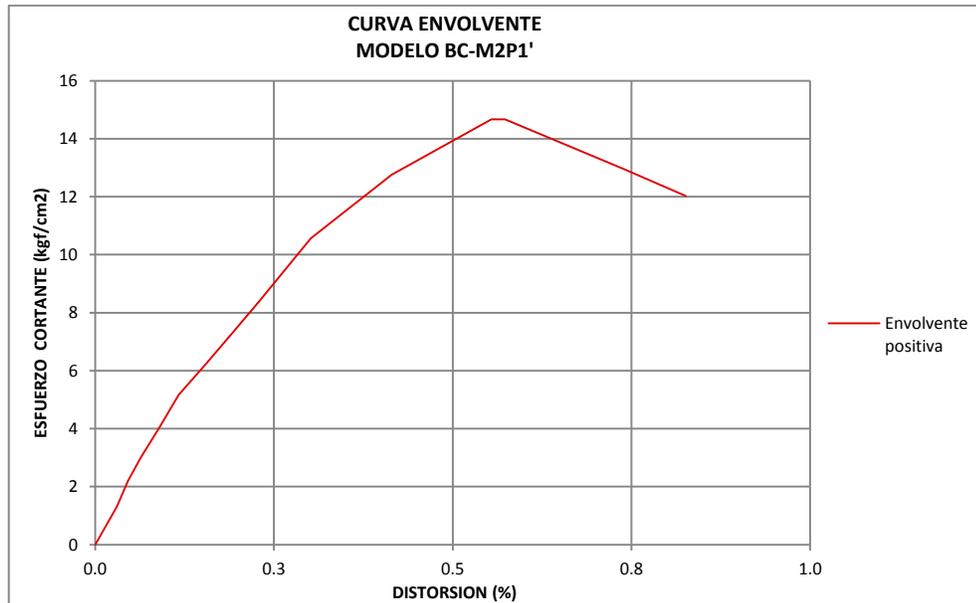


Gráfica 4. 11 Curva histerética, modelo BC-M2P1'

c) Curva envolvente de respuesta

En la gráfica 4.12, se muestra la curva envolvente para los semiciclos positivos hasta el +13, ya que a partir del ciclo 11 se cargó únicamente al norte, esta grafica representa la respuesta del modelo BC-M2P1' ante la carga cíclica que le fue aplicada durante el ensayo, para lo cual se puede ver que la carga de agrietamiento se da en el valor de esfuerzo de 10.56 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.30%, ya que con este valor de esfuerzo aparecieron las primeras grietas significativas del modelo en cuestión, luego la gráfica muestra un valor máximo en resistencia de 14.67 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.57%, luego de alcanzar la mayor capacidad de carga, se nota un decremento en la misma

hasta llegar al colapso del modelo, el cual tuvo un valor de 12.02 kgf/cm² y con una distorsión de 0.83 %.

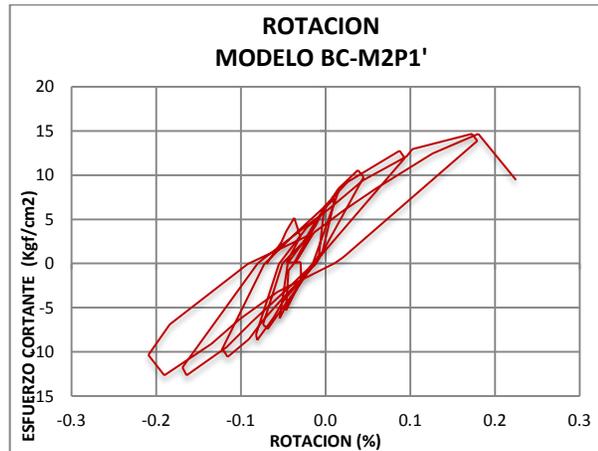


Gráfica 4. 12 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M2P1'

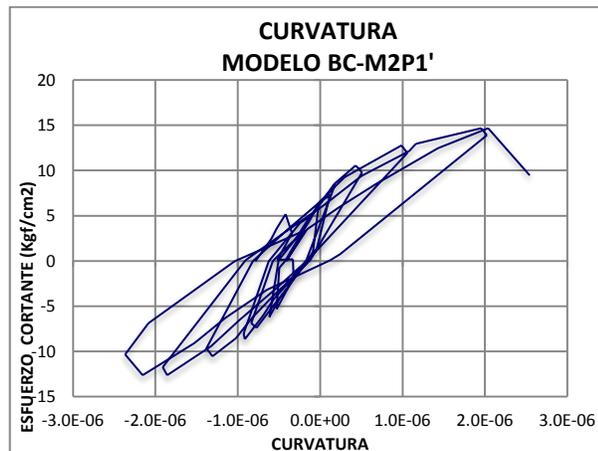
d) Rotación y curvatura

En la gráfica 4.13 se muestran las rotaciones obtenidas para el modelo BC-M2P1' de la serie con carga vertical 7.50 Ton, tomando en cuenta la consideración de modelo cuerpo rígido; en donde se observa que las rotaciones del modelo registran un valor máximo de aproximadamente 0.23% para los semiciclos positivos y de 0.21% para los semiciclos negativos, estos valores comparados con el valor máxima de distorsión total registrado durante la prueba que es de 0.83%, lo cual indican que los efectos de flexión en el modelo no tuvieron gran incidencia en las deformaciones del modelo, se observa uniformidad en el desarrollo de la gráfica.

La curvatura máxima que se registro fue de 2.55×10^{-6} en el ciclo 13, como muestra la gráfica 4.14.



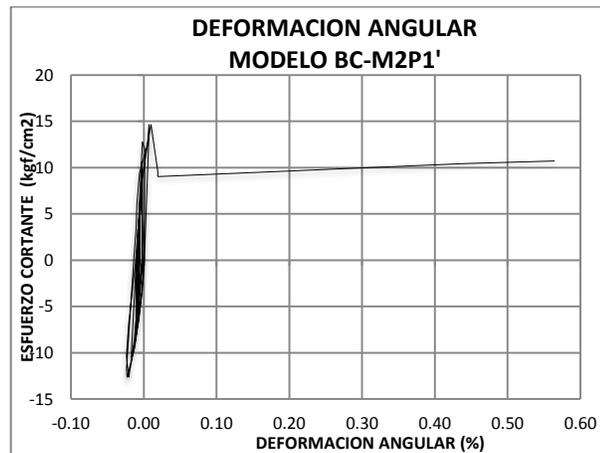
Gráfica 4. 13 Rotación, modelo BC-M2P1'



Gráfica 4. 14 Curvatura, modelo BC-M2P1'

e) Deformaciones angulares

La gráfica 4.15 del modelo BC-M2P1' muestra la deformación angular experimentada por el modelo por efecto de cortante, se observa que antes de alcanzar la carga máxima la tendencia de la gráfica es uniforme y presenta poca deformación angular, luego de esto durante el último ciclo en donde se registró la carga máxima y el colapso se nota un incremento considerable de la deformación angular del modelo por efecto de cortante, este porcentaje tiene una influencia de más del 50% en la distorsión total obtenida en el ensayo.



Gráfica 4. 15 Deformación angular, modelo BC-M2P1'

f) Estado final del daño

Para el modelo BC-M2P1' se puede ver en la figura 4.7 que las grietas aparecieron inicialmente a lo largo del mortero de pegue entre la base y la primer hilada en forma horizontal, de la misma manera entre la primera y segunda hilada en las caras este, oeste y sur, para luego en los siguiente ciclos presentar un modo de falla debido a cortante, con una grieta predominante entre la primera y la segunda hilada casi en la totalidad de la longitud del modelo, con leve tendencia diagonal con sentido de sur a norte; este modo de falla se puede ver reflejado también en la tabla 4.3 donde se observa que la contribución por corte es más significativa que la flexión y el cuerpo rígido en la distorsión máxima registrada en el modelo, esta falla se produce a bajos esfuerzos normales y generalmente se conoce como falla de corte, la falla es causada por el debilitamiento de la relación ladrillo mortero y el deslizamiento ocurre a lo largo de las juntas horizontales como se describió en la sección 2.3; en esta prueba la solera de fundación presento varias grietas.

Tabla 4. 3 Componentes de la distorsión modelo BC-M2P1'.

MODELO	DISTORSION (%)	FLEXION (%)	CORTE (%)	CUERPO RIGIDO (%)
BC-M2P1'	0.826	0.225	0.565	0.036

4.2.4 Modelo BC-M3P1'

Este modelo presento una geometría de 100.00 cm de largo, 13.90 cm de ancho y 100.00 cm de alto.

El modelo BC-M3P1' se le aplicó una carga vertical de 7.60 ton, lo cual propicio que aparecieran fisuras iniciales en la base, en las cuatro caras de este espécimen, estas fisuras debido a la aplicación de la carga vertical y el empernamiento de la solera, durante la aplicación de la carga vertical no se dio acomodamiento en las placas, por lo cual no hubo un decremento en la carga vertical, el comportamiento de este modelo en lo que respecta a desplazamiento de la base fue bueno ya que se trató de disminuir este efecto colocando puntales de madera a la solera. En este modelo se desarrollaron un total de 13 ciclos completos de carga.

a) Evolución del daño

Al inicio de la prueba luego de aplicar la carga vertical se detectaron fisuras iniciales en la base, en todas las caras del modelo, también fisuras iniciales en la solera de fundación en la cara este y también en la cara oeste, estas última debido al efecto del empernamiento de la solera de fundación con el marco de carga, durante los ciclos 1 hasta el 4 no se presentó algún evento de importancia, aparte de tener pequeñas prolongaciones de la fisuras iniciales, durante los ciclos 5 y 6 se dio prolongación de grietas considerables, pero fue hasta el ciclo 7 donde se dio el agrietamiento para este modelo, presentando grietas en el mortero de pegue entre la solera y la primer hilada, y se originaron fisuras horizontales entre la primer y segunda hilada, este evento se presentó

con un esfuerzo de 8.48 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.27%, con abertura de grieta de 0.05 mm.

Como se puede apreciar en la figura 4.8 (a) y (b), para el semiciclo -8 se dio la aparición de las primeras grietas que atravesaron mortero y parte de bloque, las grietas en este ciclo alcanzaron hasta 0.10 mm, este evento ocurrió para un esfuerzo de 11.03 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.18 %.

El máximo esfuerzo registrado fue de 16.57 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.98%, este evento se detectó en el semiciclo +11 con abertura de grietas de 0.5 mm, en el semiciclo +13 se dio el colapso del modelo, esto para un esfuerzo de 10.92 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.51 %, en este semiciclo las grietas de control alcanzaron los 5.0 mm, y como se puede observar en figura 4.8 (c) y (d) la falla al final de la prueba provoco una grieta escalonada en diagonal en ambos sentidos, rompiendo al menos seis piezas entre la primer y tercer hilada, por lo cual en este semiciclo se dio por terminada la prueba.

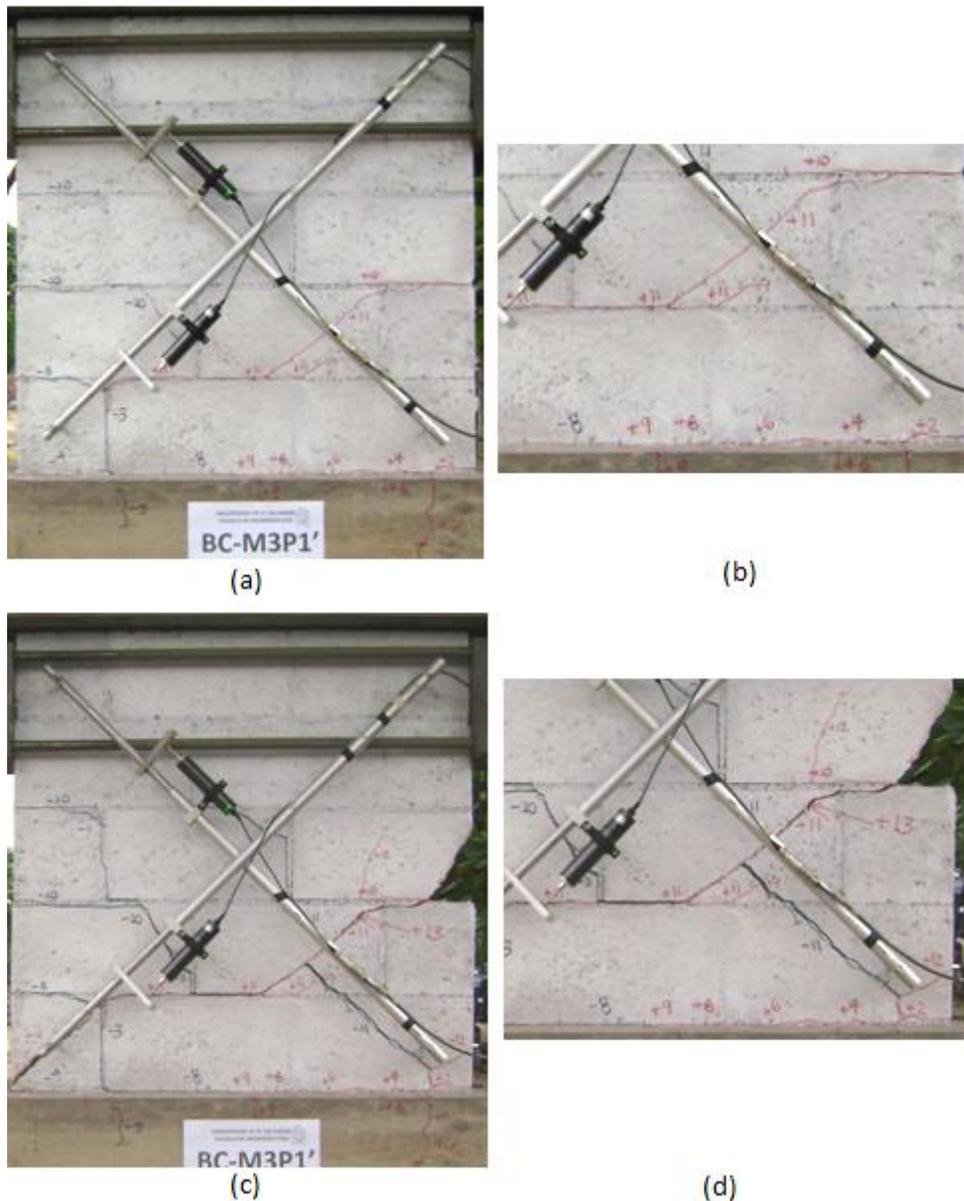
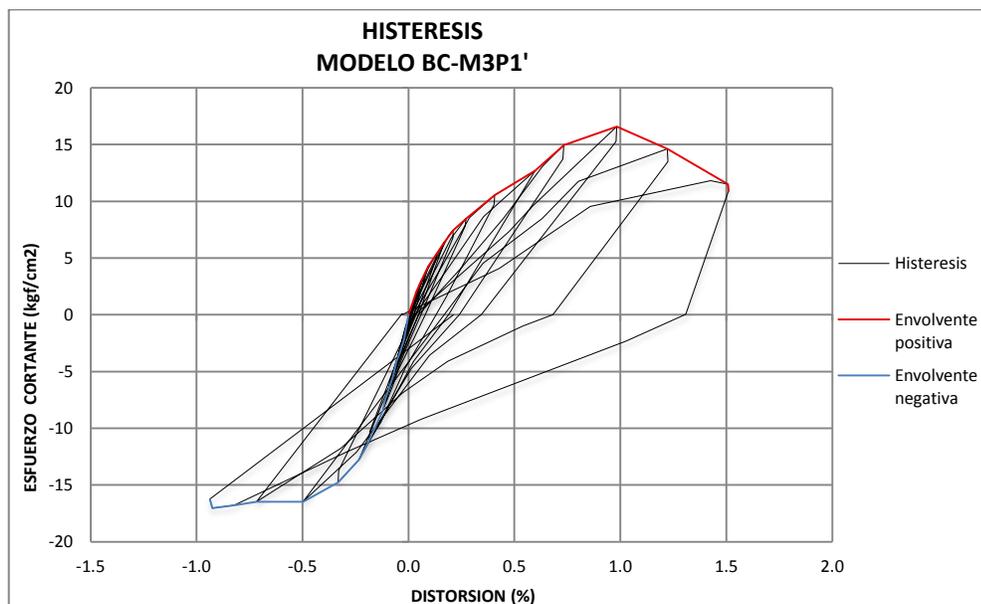


Figura 4. 8 Evolución y estado final del daño modelo M3P1'

b) Comportamiento Histerético.

Por medio de la gráfica (4.16) histerética del modelo BC-M3P1' se puede observar que la máxima distorsión que se alcanzó fue alrededor de 1.50% para los semiciclos positivos y para los negativos 0.94%, marcando también un esfuerzo máximo alrededor de 16.57 kgf/cm² para los semiciclos positivos, y para los semiciclos negativos se registró un valor máximo de 16.46 kgf/cm²,

para este modelo se tuvo un buen comportamiento durante la prueba, ya que no hubo desplazamiento en base significativo y no hubo daño en el equipo lo cual permite tener una gráfica histerética bastante completa con respecto a los ciclos de carga aplicados, que en total fueron 13. Se observa una tendencia uniforme en los primeros ciclos antes de alcanzar el agrietamiento presentando bajos valores de distorsión, luego de esto la tendencia de la gráfica se comporta uniforme pero mostrando mayores deformaciones residuales en los ciclos positivos y menor distorsión en los ciclos negativos, esto debido a una restricción adicional por efecto del desplazamiento en la verticalidad del gato hidráulico encargado de aplicar la carga vertical al modelo.

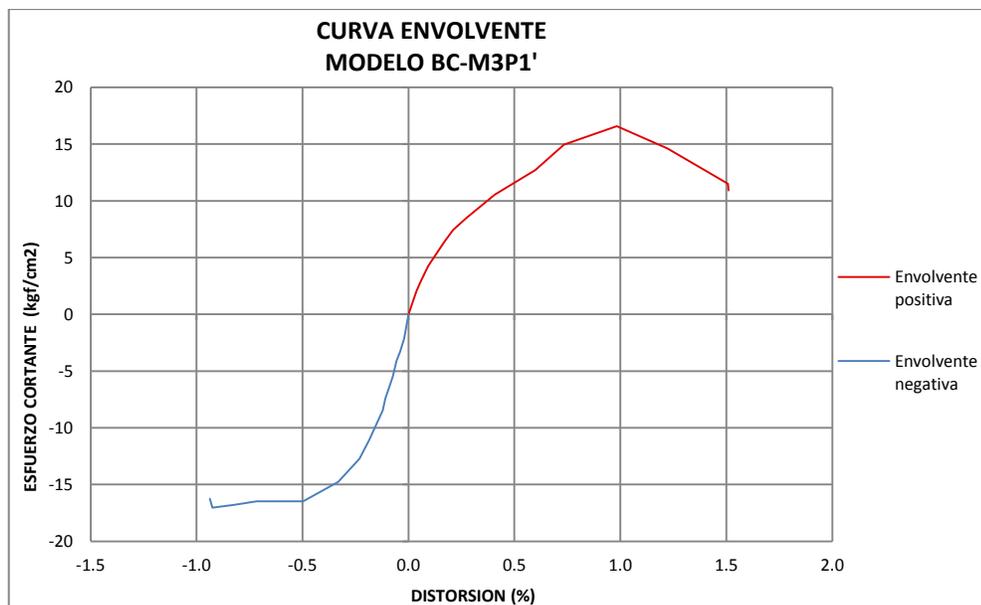


Gráfica 4. 16 Histéresis modelo BC-M3P1'

c) Curva envolvente de respuesta.

En la gráfica 4.17, se muestra la curva envolvente para los semiciclos positivos hasta el +13 y para los semiciclos negativos hasta el -13, en esta prueba no se tuvo problemas con las placas de aplicación de carga lateral por lo cual los ciclos pudieron ser completados tanto hacia el norte como al sur, esta grafica representa la respuesta del modelo BC-M3P1' ante la carga cíclica que le fue aplicada durante el ensayo, para lo cual se puede ver que el esfuerzo de

agrietamiento se da en el valor de 8.48 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.27% en los ciclos positivos y valores de 8.44 kgf/cm^2 para una distorsión de 0.12% en los ciclos negativos, en estos valores de esfuerzo aparecieron las primeras grietas significativas, luego la gráfica muestra un valor máximo en resistencia de 16.57 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.98% para los ciclos positivos y de 16.46 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.50% en los ciclos negativos, luego de alcanzar la mayor capacidad de carga, se nota un decremento en la misma hasta llegar al colapso del modelo, el cual tuvo un valor de 10.92 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.51% en los ciclos positivos y de 16.25 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.94% en los ciclos negativos, se observa que los valores en las distorsiones para los ciclos negativos son menores en comparación con los ciclos positivos esto debido al problema mencionado del desplazamiento en la verticalidad del gato de aplicación de carga por lo que se toman como representativos los ciclos positivos.



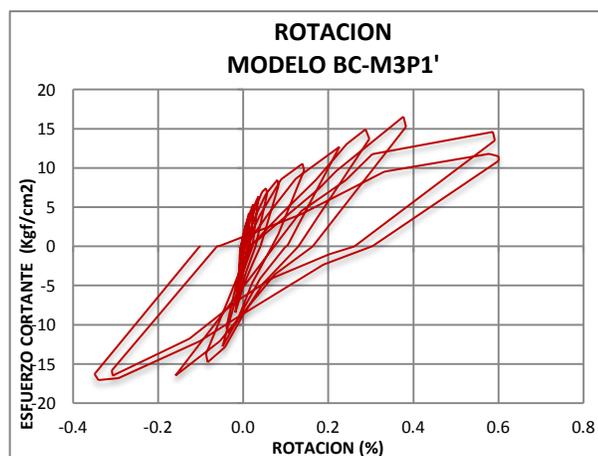
Gráfica 4. 17 Curva envolvente modelo BC-M3P1'

d) Rotación y curvatura

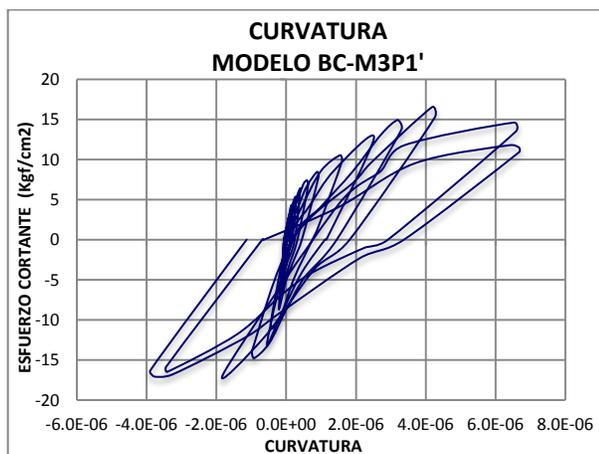
En la gráfica 4.18 se muestran las rotaciones obtenidas para el modelo BC-M3P1' de la serie con carga vertical 7.60 Ton, tomando en cuenta la

consideración de modelo cuerpo rígido; en donde se observa que las rotaciones del modelo registran un valor máximo de aproximadamente 0.60 % para los semiciclos positivos y de 0.35 % para los semiciclos negativos, estos valores comparados con el valor máxima de distorsión total registrado durante la prueba que es de 1.51% lo que muestra que la influencia de la flexión en el modelo es considerable pero no es determinante en la prueba, por la gráfica se puede observar que luego de alcanzar la carga máxima existe un incremento significativo en la rotación del modelo tanto en los ciclos positivos como en los negativos, pero para los ciclos negativos la rotación antes de alcanzar la carga máxima tiene valores bajos.

La curvatura máxima que se registro fue de 6.68×10^{-6} en los ciclos positivos y en los ciclos negativos fue de 3.78×10^{-6} , como muestra la gráfica 4.19.



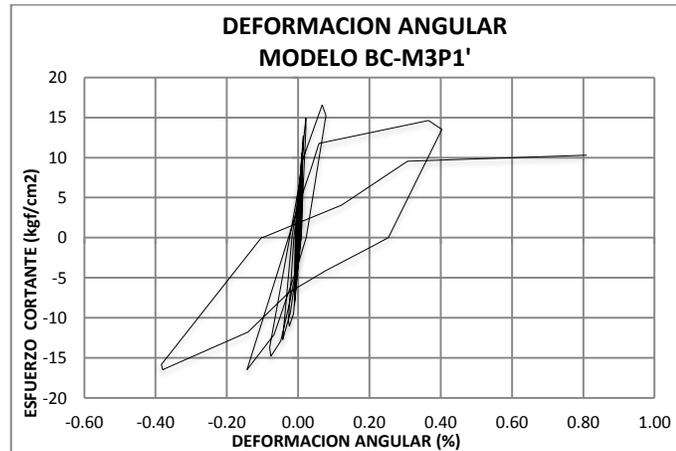
Gráfica 4. 18 Rotación modelo BC-M3P1'



Gráfica 4. 19 Curvatura modelo BC-M3P1'

e) Deformaciones angulares.

La gráfica (4.20) del modelo BC-M3P1' muestra deformaciones angulares cerca de 0.81% para los ciclos positivos y de 0.38% para los negativos, al principio en los primeros ciclos hasta alcanzar la carga máxima presenta valores bajos cercanos a 0.00%, luego de alcanzar la carga máxima hasta llegar al colapso se da la mayor deformación angular del modelo así como también mayores valores de deformación angular residual, siempre presentando mayores valores de deformación angular en los ciclos positivos en comparación con los negativos, el valor de la deformación angular máxima es muy significativo en la distorsión total del modelo ya que representa más del 50%.



Gráfica 4. 20 Deformación angular, modelo BC-M3P1'

f) Estado final del daño

Para el modelo BC-M3P1' se puede ver en la figura 4.8 que las grietas aparecieron inicialmente a lo largo del mortero de pegue entre la base y la primer hilada en forma horizontal, luego en los ciclos siguientes se generaron grietas horizontales hasta la cuarta hiladas en el lado norte del modelo, esto debido a efectos de flexión, luego, apareció una grieta con tendencia diagonal que atravesó la primera y segunda hilada rompiendo mortero y pieza siendo esta la que causo la falla del modelo, por lo que se puede atribuir un modo de falla debido a cortante; esto se puede ver reflejado en la tabla 4.4 en donde se observa que la contribución por cortante es mayor que la contribución de flexión y cuerpo rígido de la distorsión máxima registrada en la prueba; además se observó aplastamiento con leve astillamiento en el bloque esquina de la primera hilada en la cara norte-este, y en la zona de la grieta principal en la cara este debido a efectos de compresión.

Tabla 4. 4 Componentes de la distorsión de modelo BC-M3P2

MODELO	DISTORSION (%)	FLEXION (%)	CORTE (%)	CUERPO RIGIDO (%)
BC-M3P1'	1.511	0.600	0.810	0.101

4.2.5 Modelo BC-M4P2

Este modelo presento una geometría de 99.90 cm de largo, 13.80 cm de ancho y 99.30 cm de alto.

El modelo BC-M4P2 se le aplicó una carga vertical de 14.44 ton, lo cual propicio que aparecieran fisuras iniciales en la base, en la cara sur prolongándose a las caras este y oeste del modelo, durante la aplicación de la carga vertical no se dio acomodamiento en las placas, por lo cual no hubo un decremento en la carga vertical, el comportamiento de este modelo en lo que respecta a desplazamiento de la base fue bueno ya que se trató de disminuir este efecto colocando puntales de madera a la solera, aunque en los últimos ciclos se dio desplazamiento de las placas verticales, que a su vez fueron reacomodadas para terminar la prueba. En este modelo se desarrollaron un total de 16 ciclos completos de carga.

a) Evolución del daño.

Al inicio de la prueba luego de aplicar la carga vertical se detectaron fisuras iniciales horizontales en la base, en la cara sur prolongándose a las caras este y oeste del modelo, durante los ciclos 1 hasta el 8 no se presentó algún evento de importancia, ni siquiera pequeñas prolongaciones de la fisuras iniciales, a partir del ciclo 9 se dio una prolongación de grietas considerables, sobre todo en la base del modelo, pero fue hasta el ciclo 10 donde se registró el agrietamiento para este modelo, presentando grietas en el mortero de pegue entre la solera y la primer hilada, y se originaron fisuras horizontales entre la primer y segunda hila de las caras norte y sur, este evento se presentó con un esfuerzo de 15.09 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.24%, con abertura de grieta de 0.10mm.

Como se puede aprecia en la figura 4.9 (a) Y (b), para el semiciclo +13 se dio la aparición de las primeras grietas en forma diagonal que atravesaron indistintamente mortero y piezas, las grietas en este ciclo alcanzaron hasta 0.25

mm, este evento ocurrió para un esfuerzo de 21.12 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.46%.

El máximo esfuerzo registrado fue de 24.07 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.71% con abertura de grietas de hasta 0.4mm, este evento se detectó en el semiciclo -14, en el semiciclo +16 se dio el colapso del modelo, esto para un esfuerzo de 19.16 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.14%, en este semiciclo las grietas de control alcanzaron los 4.0 mm, y como se puede observar en figura 4.9 (b) y (c) la falla al final de la prueba provocó una grieta en diagonal con sentido sur a norte, rompiendo al menos cuatro piezas entre la primer y cuarta hilada, y con presencia de grietas entrecortadas con tendencia vertical en la zona donde no existe refuerzo vertical, además de que el modelo dejó de soportar carga, por lo cual en este semiciclo se dio por terminada la prueba.

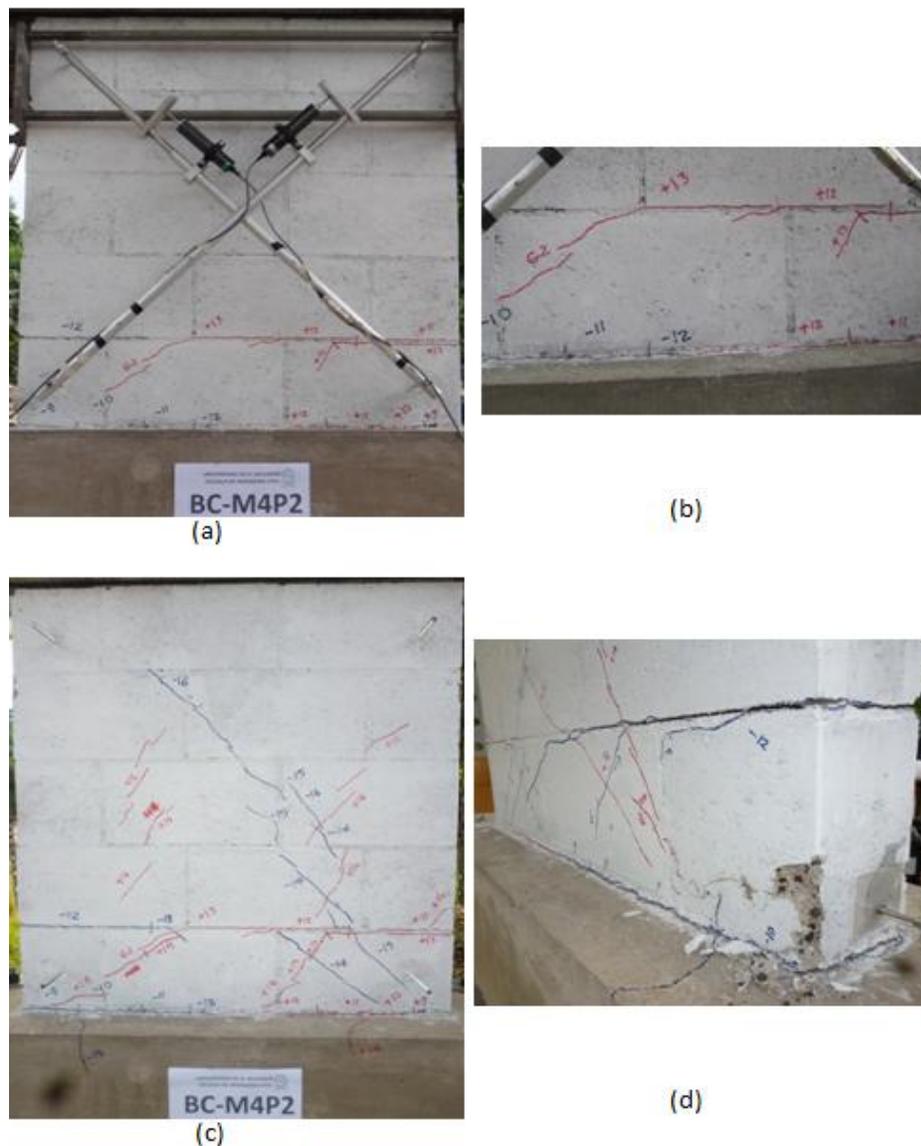
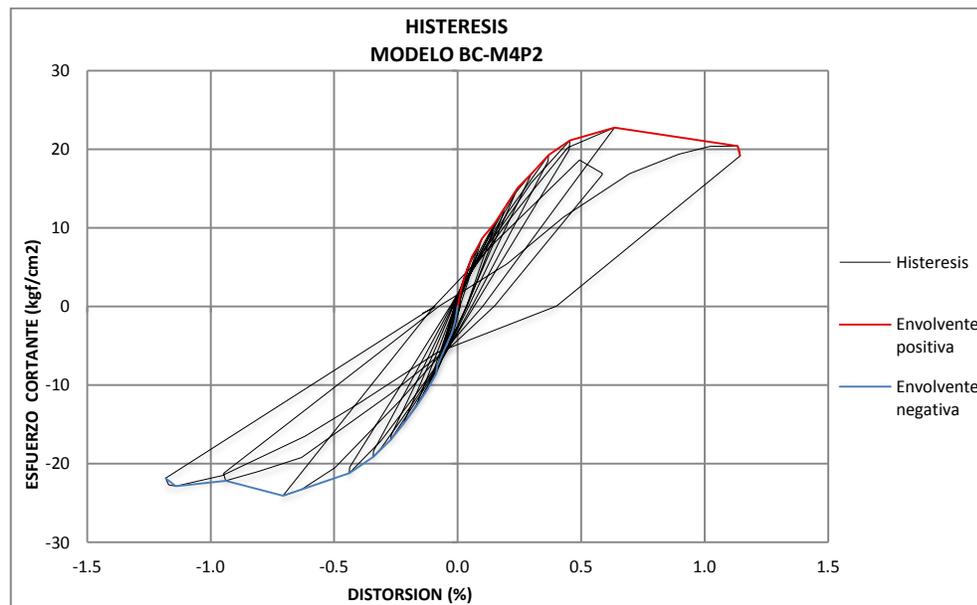


Figura 4. 9 Evolución y estado final del daño modelo BC-M4P2

b) Comportamiento Histerético.

Por medio de la gráfica histerética (4.21) del modelo BC-M4P2 se puede observar que la máxima distorsión que se alcanzó fue alrededor de 1.14% para los semiciclos positivos y para los negativos 1.18%, marcando también un esfuerzo máximo alrededor de 22.75 kgf/cm² para los semiciclos positivos, y para los semiciclos negativos se registró un valor máximo de 24.07 kgf/cm², para este modelo se tuvo un buen comportamiento hasta 14 ciclos, luego se

produjo desplazamiento en las placas superiores, pero no hubo daño en el equipo lo cual permite tener una gráfica histerética bastante completa con respecto a los ciclos de carga aplicados, que en total fueron 16, se observa que el penúltimo ciclo en la envolvente positiva presenta un corte en el pétalo, esto es debido a que al estar aplicando la carga horizontal se generó un movimiento en las placas que distribuyen la carga vertical y los valores de ambas cargas decrecieron por lo que se descargó y se hizo un ajuste a dichas placas, para luego en los siguientes ciclos terminarse con normalidad el ensayo, es por esto que no se toma en cuenta ese pétalo para el trazo de la envolvente positiva; además para esta prueba se considera que la tendencia de la gráfica histerética representa un comportamiento uniforme del modelo tanto para ciclos positivos como para negativos.

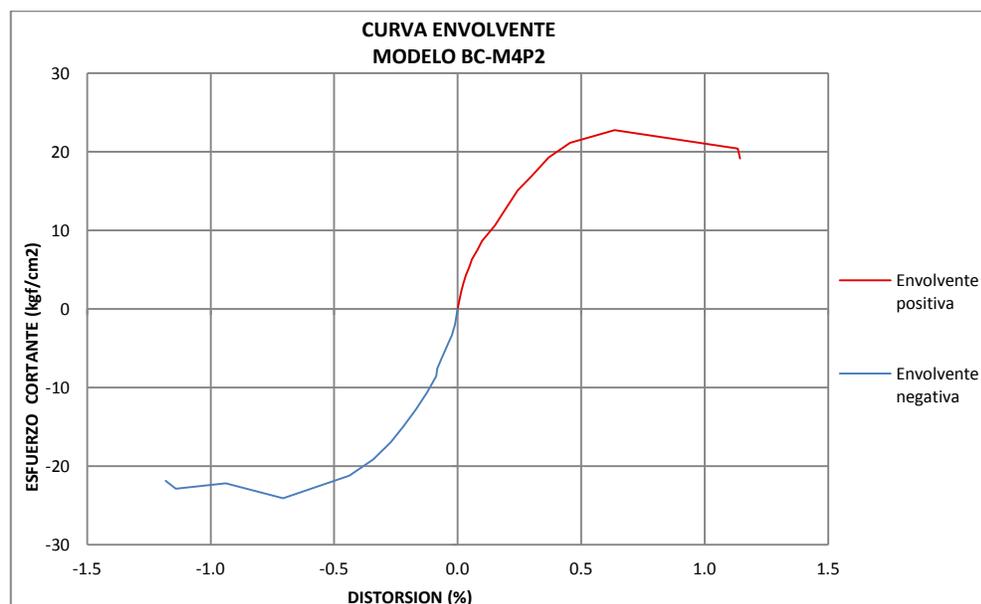


Gráfica 4. 21 Curva histerética, modelo BC-M4P2

c) Curva envolvente de respuesta.

En la gráfica 4.22, se muestra la curva envolvente para los semiciclos positivos hasta el +16 y para los semiciclos negativos hasta el -16, en esta prueba se tuvo problemas con las placas de aplicación de carga vertical, estas en el semiciclo +15 se desplazaron fuera del plano del modelo por lo cual en la

descarga de este ciclo se acomodaron y los ciclos pudieron ser completados tanto hacía el norte como al sur; esta grafica representa la respuesta del modelo BC-M4P2 ante la carga cíclica que le fue aplicada durante el ensayo, para lo cual se puede ver que el esfuerzo de agrietamiento se da en el valor de 15.09 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.24% para los semiciclos positivos, y para los negativos 16.93 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.27% , luego la gráfica muestra un valor máximo en resistencia de 22.75 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.64% para los semiciclos positivos, y para los semiciclos negativos un máximo esfuerzo de 24.07 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.71% , luego de alcanzar la mayor capacidad de carga, se nota un decremento en la misma hasta llegar al colapso del modelo, el cual tuvo un valor de 19.16 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.14% para los semiciclos positivos y para los negativos 21.84 kgf/cm^2 con 1.18% respectivamente, se puede observar que la gráfica muestra una tendencia similar en los semiciclos positivos y negativos con valores similares tanto en esfuerzo como en distorsión.

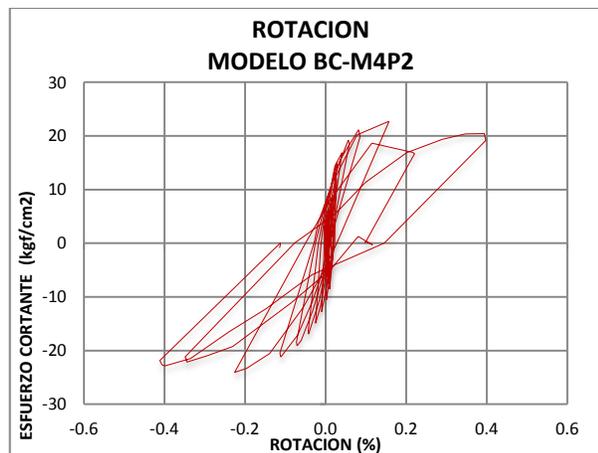


Gráfica 4. 22 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M4P2

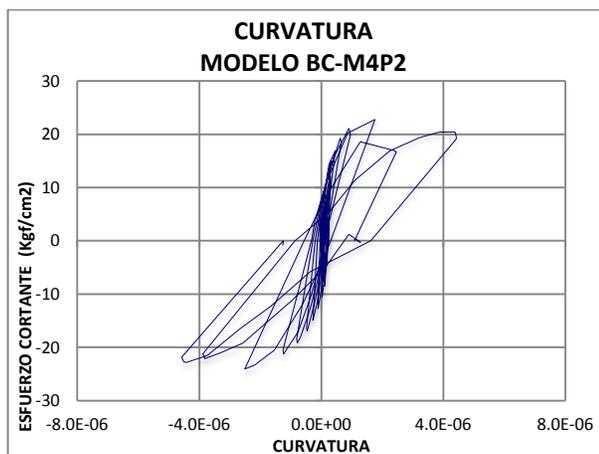
d) Rotación y curvatura

En la gráfica 4.23 se muestran las rotaciones obtenidas para el modelo BC-M4P2 de la serie con carga vertical 14.50 Ton, tomando en cuenta la consideración de modelo cuerpo rígido; en donde se observa que las rotaciones del modelo registran un valor máximo de aproximadamente 0.40 % para los semiciclos positivos y de 0.41 % para los semiciclos negativos, estos valores indican poca influencia por efecto de flexión en la deformación total del modelo, el cual presenta una distorsión máxima de 1.18%, en la gráfica se puede observar también el momento en el cual se desplazaron las placas verticales, este efecto se ve reflejado como una disminución de carga vertical, se observa además un valor mayor de rotación residual del modelo a partir de este evento.

La curvatura máxima que se registró en el ensayo fue cercana a 5.00×10^{-6} tanto en los ciclos positivos como en los ciclos negativos, como muestra la gráfica 4.24.



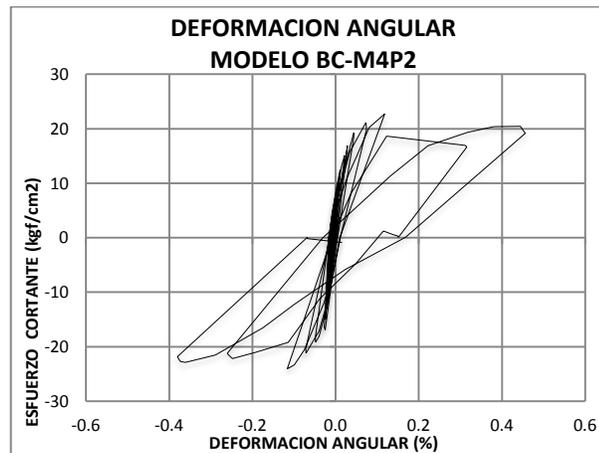
Gráfica 4. 23 Rotación, modelo BC-M4P2



Gráfica 4. 24 Curvatura, modelo BC-M4P2

e) Deformaciones angulares.

Las deformaciones angulares para el modelo BC-M4P2 se pueden observar en la gráfica 4.25, esta presenta una deformación angular constante y con valores cercanos a cero antes del agrietamiento, luego este presenta deformaciones inelásticas llegando al máximo en positivo de 0.45% y 0.38 en el negativo, puede observarse también una similitud en la tendencia de dicha grafica con la presentada por la curva histerética del modelo en estudio, esto se puede referir a que los efectos de cortante son influyentes en el comportamiento del modelo, se ve además que durante los primeros ciclos de prueba las deformaciones angulares fueron cercanas a cero hasta llegar al momento del agrietamiento, a partir del cual dichas deformaciones se ven aumentadas considerablemente.



Gráfica 4. 25 Deformación angular, modelo BC-M4P2.

f) Estado final del daño.

Para el modelo BC-M4P2 se puede ver en la figura 4.9 que las grietas aparecieron inicialmente a lo largo del mortero de pegue entre la base y la primer hilada en forma horizontal con una leve tendencia diagonal, luego aparecieron grietas en el mortero entre la primer y segunda hilada, prolongándose en la totalidad de la longitud del modelo observándose la misma tendencia, también se observó la aparición de grietas entrecortadas con tendencia diagonal atravesando bloque y mortero desde la primera hasta la cuarta hilada en la zona donde no existe acero de refuerzo, además aplastamiento con astillamiento en bloque de esquina de la primera hilada en la cara norte; al final de la prueba el modelo presentó un modo de falla predominante por cortante, esto se puede observar en la tabla 4.5 donde la contribución por cuerpo rígido y cortante a la distorsión total son más significativas con respecto al efecto de flexión, en este modelo la solera de fundación presentó varias grietas aunque no significativas.

Tabla 4. 5 Componentes de la distorsión de modelo BC-M2P2

MODELO	DISTORSION (%)	FLEXION (%)	CORTE (%)	CUERPO RIGIDO (%)
BC-M4P2	1.143	0.392	0.454	0.297

4.2.6 Modelo BC-M5P2

Este modelo presento una geometría de 100.10 cm de largo, 14.00 cm de ancho y 100.00 cm de alto.

El modelo BC-M5P2 se le aplicó una carga vertical de 14.57 ton, lo cual propicio que aparecieran fisuras iniciales en la base, en las caras norte y sur prolongándose a las caras este y oeste del modelo y hacia la solera de fundación, durante la aplicación de la carga vertical no se dio acomodamiento en las placas, por lo cual no hubo un decremento en la carga vertical, el comportamiento de este modelo en lo que respecta a desplazamiento de la base fue bueno ya que se trató de disminuir este efecto colocando puntales de madera a la solera. En este espécimen se desarrollaron un total de 17 ciclos completos de carga.

a) Evolución del daño.

Al inicio de la prueba luego de aplicar la carga vertical se detectaron fisuras iniciales en la base, en las cara norte y sur prolongándose a las caras este y oeste del modelo además de prolongarse hacia la solera, durante los ciclos 1 hasta el 9 no se presentó algún evento de importancia, solo pequeñas prolongaciones de la fisuras iniciales, a partir del ciclo 10 se dio una prolongación de grietas considerables, sobre todo en la base del modelo, pero fue hasta el ciclo 12 donde se registró el agrietamiento para este modelo, presentando grietas en el mortero de pegue entre la solera y la primer hilada, y se originaron fisuras horizontales entre la primer y segunda hila de las caras norte, este y oeste, este evento se presentó con un esfuerzo a corte de 19.22 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.27% con abertura de grieta de control de 0.10mm.

Como se puede aprecia en la figura 4.10 (a) y (b), para el semiciclo +13 se dio la aparición de las primeras grietas en forma diagonal que atravesaron indistintamente mortero y piezas, las grietas en este ciclo alcanzaron hasta 0.15

mm, este evento ocurrió para un esfuerzo de 21.27 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.36 %.

El máximo esfuerzo registrado fue de 25.40 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.69% con abertura de grietas de hasta 4.50mm, este evento se detectó en el semiciclo +14, en el semiciclo +17 se dio el colapso del modelo, esto para un esfuerzo de 20.21 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.41%, en este semiciclo las grietas de control alcanzaron los 5.0 mm, y como se puede observar en figura 4.10 (c) y (d) la falla al final de la prueba provocó una grieta en diagonal predominante en un sentido de sur a norte, rompiendo al menos cuatro piezas entre la primer y tercer hilada, también se presentaron grietas con tendencia vertical entrecortadas en las zonas donde no hay refuerzo vertical, además de que el modelo dejó de tomar carga, por lo cual en este semiciclo negativo se dio por terminada la prueba.

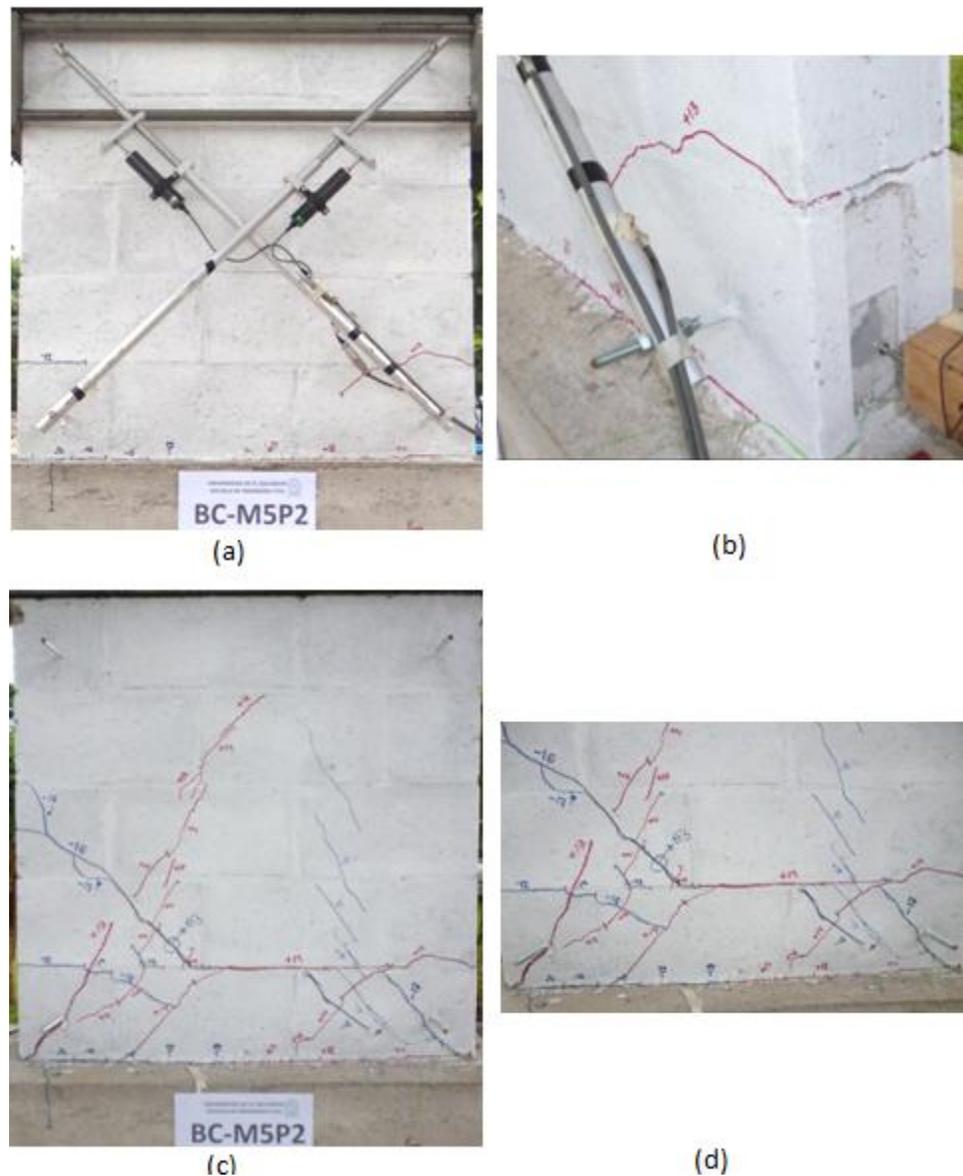
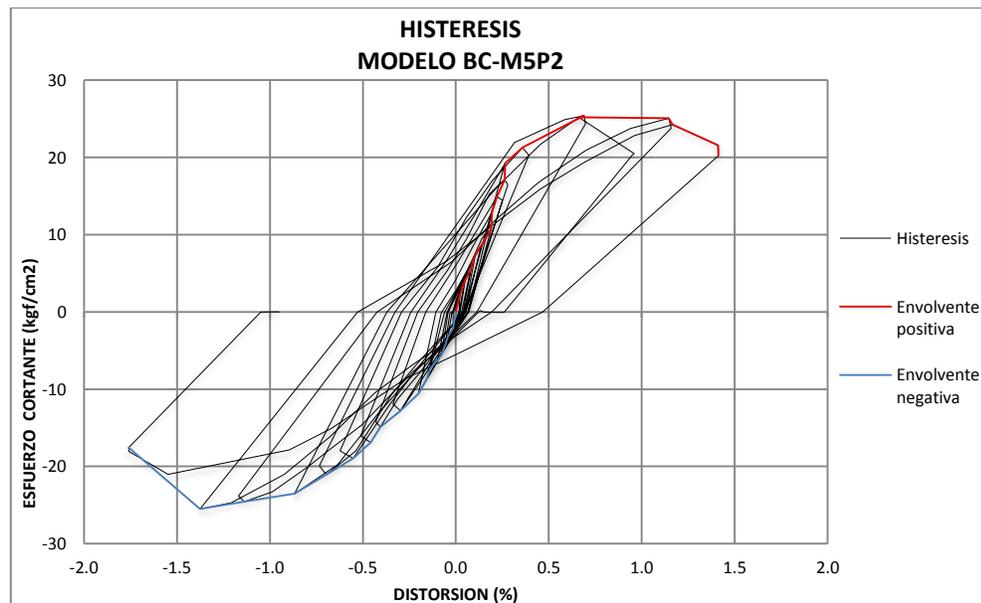


Figura 4. 10 Evolución y estado final del daño de modelo BC-M5P2

b) Comportamiento Histerético.

Por medio de la gráfica (4.26) se puede apreciar el comportamiento histerético del modelo BC-M5P2, el cual presenta una distorsión máxima con valor de 1.41% para los semiciclos positivos y para los negativos 1.75%, marcando también un esfuerzo máximo alrededor de 25.40 kgf/cm² para los semiciclos positivos, y para los semiciclos negativos se registró un valor máximo de 25.51

kgf/cm², para este modelo se tuvo un buen comportamiento durante 17 ciclos, ya que en este modelo no hubo desplazamiento en las placas superiores, lo cual permite tener una gráfica histerética completa con respecto a los ciclos de carga aplicados, que en total fueron 17; de la gráfica se puede observar que durante los primeros ciclos de carga y hasta llegar al punto de agrietamiento, el modelo presentó poca distorsión con valores menores al 0.5% en los semiciclos positivos como en los negativos, luego del agrietamiento se nota un aumento en la distorsión del modelo y en los últimos ciclos hasta el colapso, se aprecian distorsiones residuales cercanas al 0.5% en ambos semiciclos.

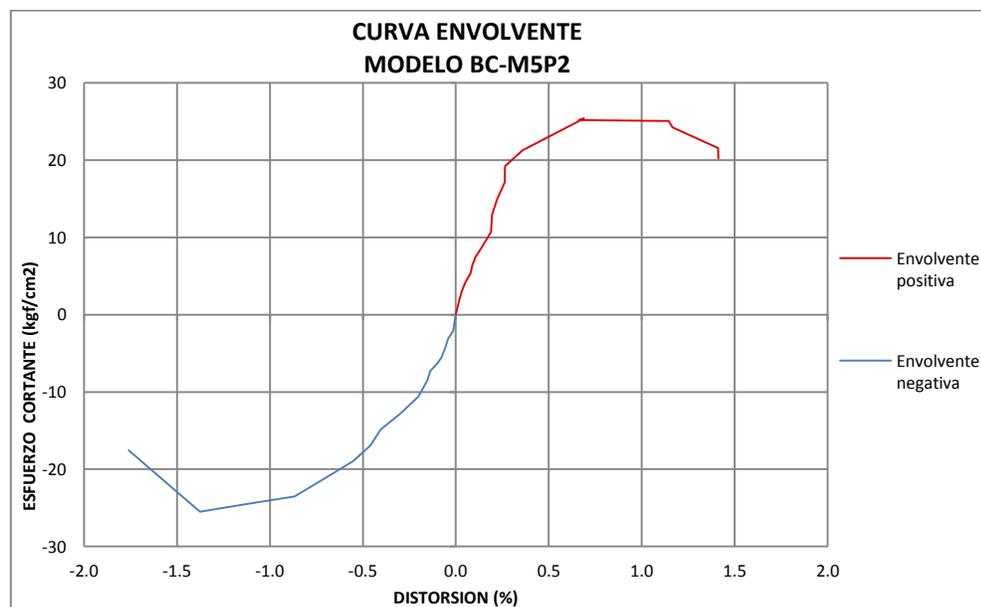


Gráfica 4. 26 Grafica histerética, modelo BC-M5P2.

c) Curva envolvente de respuesta.

En la gráfica 4.27, se muestra la curva envolvente para los semiciclos positivos hasta el +17 y para los semiciclos negativos hasta el -17, en esta prueba no se tuvo problemas con las placas de aplicación de carga vertical y tampoco con la horizontal, además no se tuvo desplazamiento de base con valores elevados, por lo cual los ciclos pudieron ser completados tanto hacía el norte como al sur; esta grafica representa la respuesta del modelo BC-M5P2 ante la carga cíclica que le fue aplicada durante el ensayo, para lo cual se puede ver que el esfuerzo

de agrietamiento se da en el valor de 19.22 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.27% esto para los semiciclos positivos, mientras que para los negativos se marca un esfuerzo de agrietamiento cercano a 19.00 kgf/cm^2 con distorsión cercana a 0.55% , ya que con este valor de esfuerzo aparecieron las primeras grietas significativas del modelo en cuestión, luego la gráfica muestra un valor máximo en resistencia de 25.40 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.69% en positivo, y en negativo 25.50 kgf/cm^2 con distorsión de 1.37% ; luego de alcanzar la mayor capacidad de carga, se nota un decremento en la misma hasta llegar al colapso del modelo, el cual tuvo un valor de 20.21 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.41% en positivo, y en negativo 17.57 kgf/cm^2 con distorsión de 1.76% .



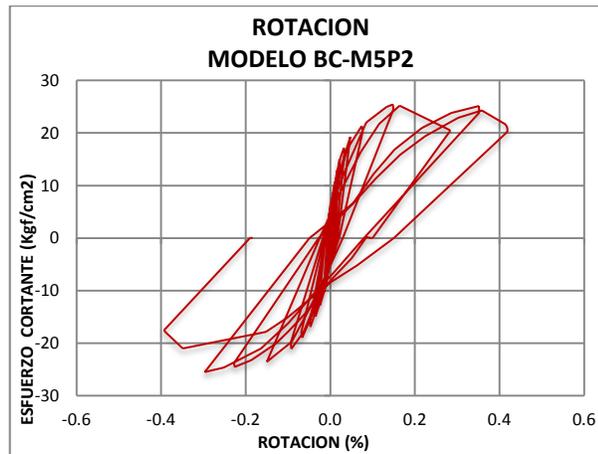
Gráfica 4. 27 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M5P2

d) Rotación y curvatura

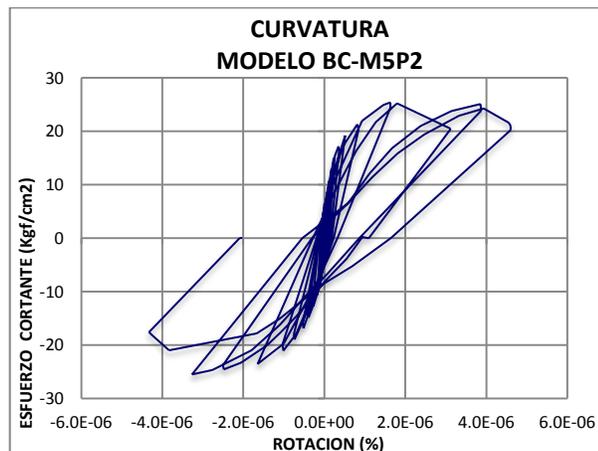
En la gráfica 4.28 se muestran las rotaciones presentadas por el modelo BC-M5P2 de la serie con carga vertical 14.50 Ton , tomando en cuenta la consideración de modelo cuerpo rígido; en donde se observa que las rotaciones del modelo registran un valor máximo de aproximadamente 0.40% para los semiciclos positivos y de 0.40% para los semiciclos negativos, estos valores

comparados con el valor máximo de distorsión total registrado durante la prueba que es de 1.75 %, refleja una influencia de los efectos de flexión en el modelo aunque no del todo predominantes tomando en cuenta que la contribución de la rotación a la distorsión total es menor al 50%, puede apreciarse además que durante los primeros ciclos las rotaciones tuvieron valores cercanos a cero, esto comprendido en el rango elástico del modelo.

La curvatura máxima que se registro fue cercana a 4.50×10^{-6} en el ciclo -17, como en el +17 según la gráfica 4.29.



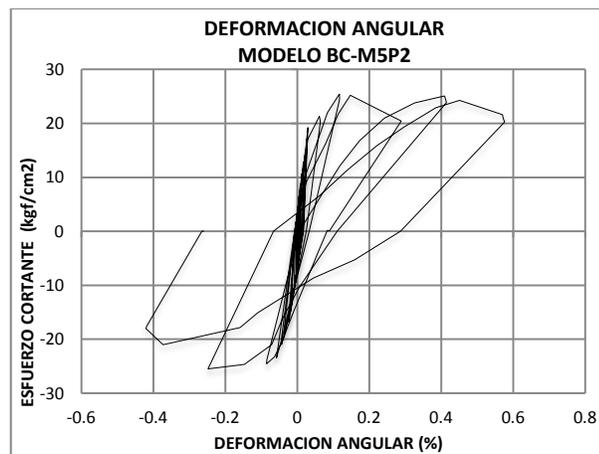
Gráfica 4. 28 Rotación modelo, BC-M5P2



Gráfica 4. 29 Curvatura, modelo BC-M5P2

e) Deformaciones angulares.

Por medio de la gráfica 4.30 se puede observar que el modelo BC-M5P2 presenta deformaciones angulares cercanas a 0.60% en positivo mientras que para los semiciclos negativos, un valor cercano a 0.40%, con estos valores se observa una contribución por efecto cortante a la distorsión total del modelo considerable y mayor en relación a la contribución de los efectos de flexión expuestos anteriormente; puede observarse de la gráfica que durante los primeros ciclos de aplicación de carga, los valores de la deformación angular permanecieron cercanos a cero, fue hasta luego de superar el punto de agrietamiento que estos valores comienzan a ser considerables, hasta que en los últimos ciclos alcanzan sus máximos presentando además deformaciones residuales cercanas a 0.30% en positivo como en negativo. Debe mencionarse que la similitud entre la gráfica de deformación angular con la histerética significa una predominante influencia de los efectos de cortante en el comportamiento del modelo.



Gráfica 4. 30 Deformación angular, modelo BC-M5P2

f) Estado final del daño

Para el modelo BC-M5P2 se puede ver en la figura 4.10 que las grietas aparecieron inicialmente a lo largo del mortero de pegue entre la base y la primera hilada en forma horizontal, luego aparecieron grietas en el mortero entre

la primer y segunda hilada prolongándose hasta la mitad de la longitud del modelo para luego prolongarse con tendencia diagonal hasta la tercera hilada, lo cual indica que el modelo comenzó a agrietarse por corte, para luego y de manera sucesiva en los siguiente ciclos presentar grietas entrecortadas en diagonal atravesando mortero y piezas, cubriendo cuatro hiladas desde la base, de manera más marcada en las zonas donde no hay refuerzo vertical, en sentido sur a norte; al final de la prueba el modelo presento un modo de falla predominante por cortante; esto se ve reflejado en la tabla 4.6 en donde se observa una mayor contribución en la distorsión del modelo debido a cuerpo rígido, lo cual indica que el modelo sufrió deslizamiento entre la base y la primera hilada; también se observó astillamiento en los bloques de las esquinas en las caras norte y sur, lo anterior provocado por efecto de compresión; en este modelo la solera de fundación presento varias grietas no significativas.

Tabla 4. 6 Componentes de la distorsión del modelo BC-M5P2

MODELO	DISTORSION (%)	FLEXION (%)	CORTE (%)	CUERPO RIGIDO (%)
BC-M5P2	1,759	0,418	0,420	0,921

4.2.7 Modelo BC-M6P2'

Este modelo presento una geometría de 100.00 cm de largo, 14.00 cm de ancho y 100.00 cm de alto.

El modelo BC-M6P2' se le aplicó una carga vertical de 24.04 ton, antes de cargar el modelo verticalmente se tenían fisuras iniciales en la cara sur en la base, también se presentó una grieta de abertura considerable en bloque de primer hilada en forma vertical con prolongación a la solera en la cara este y oeste, al terminar de aplicar la carga vertical se tuvo aplastamiento en bloque de la quinta hilada en la cara este, durante la aplicación de la carga vertical no se dio acomodamiento en las placas, por lo cual no hubo un decremento de la misma, el comportamiento de este modelo en lo que respecta a desplazamiento de la base fue bueno ya que se trató de disminuir este efecto colocando

puntales de madera a la solera. Para esta prueba se desarrollaron un total de 11 ciclos completos de carga.

a) Evolución del daño.

Al inicio de la prueba luego de aplicar la carga vertical se detectaron fisuras iniciales en la base, con pequeñas prolongaciones hacia la solera de fundación en las caras este y oeste, teniendo además aplastamiento en un bloque de la quinta hilada debido a la carga vertical, durante los ciclos 1 hasta el 4 no se presentó algún evento de importancia, pequeñas prolongaciones de la fisuras iniciales, nada más, a partir del ciclo 5 se dio una prolongación de grietas considerables, sobre todo en la base del modelo, y se prolongó la grieta en vertical del bloque desde la primer hilada hasta la segunda, pero fue hasta el ciclo 7 donde se registró el agrietamiento para este modelo, presentando grietas a partir del mortero de pegue en la base y prolongándose de manera diagonal no muy bien definida, a través de los bloques y las juntas verticales de las primeras tres hiladas en las caras este y oeste, como se puede ver en la figura 4.11 (a) y (b), este evento se presentó con un esfuerzo de 14.82 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.45% con abertura de grieta de 0.05mm.

Como se puede apreciar en la figura 4.11 (c), para el semiciclo +9 se dio la aparición de nuevas grietas con tendencias verticales en caras este y oeste, que atravesaron indistintamente mortero y piezas, las grietas en este ciclo alcanzaron hasta 0.5 mm, este evento ocurrió para un esfuerzo de 17.78 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.69%.

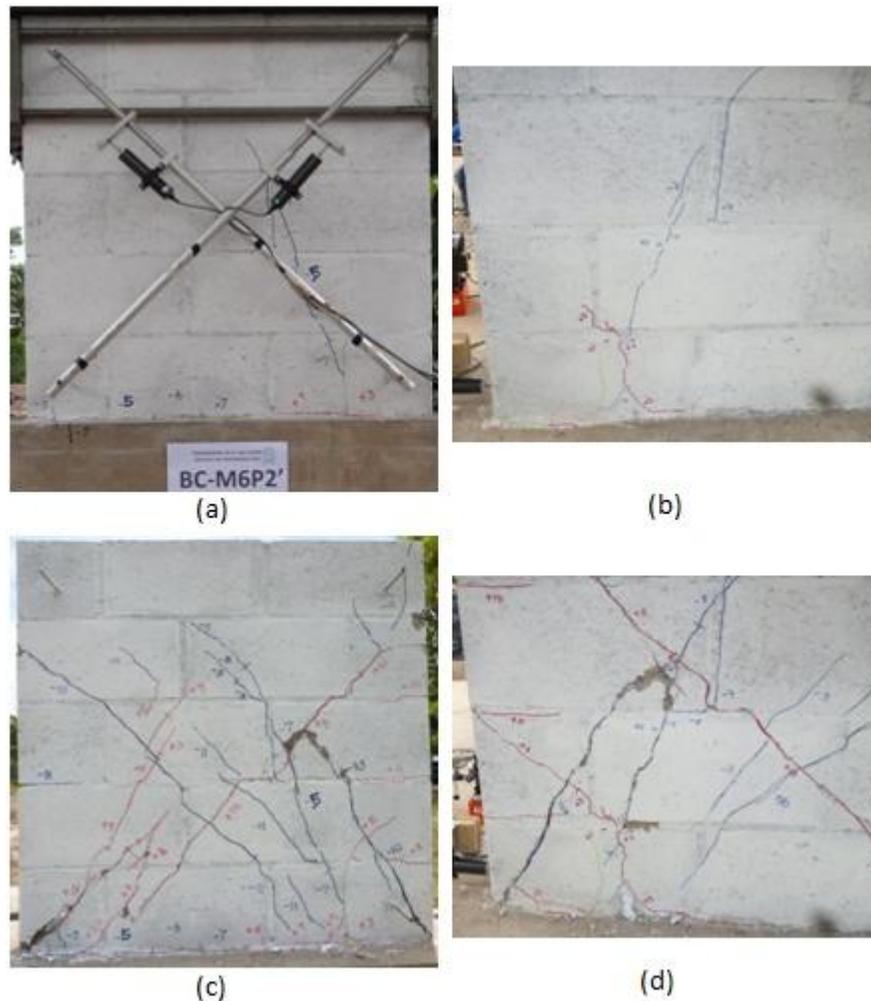


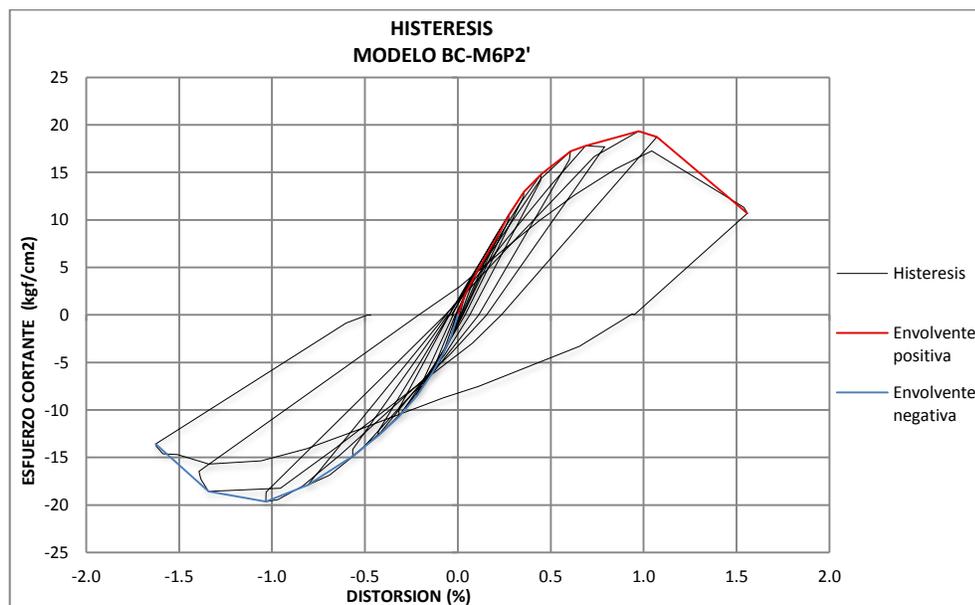
Figura 4. 11 Evolución y estado final del daño modelo BC-M6P2'

El máximo esfuerzo registrado fue de 19.64 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.97% con abertura de grietas de hasta 0.8mm , este evento se detectó en el ciclo -9 , en el semiciclo -11 se dio el colapso del modelo, esto para un esfuerzo de 13.57 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.63% , en este semiciclo las grietas de control alcanzaron los 5.50 mm , y como se puede observar en figura 4.11 (c) la falla al final de la prueba provocó dos grietas principales con tendencia diagonal predominante, en ambos sentidos atravesando todo el espécimen, en la cara este como en la oeste, teniendo además efecto de aplastamiento y astillamiento por compresión en varias piezas del modelo, y de forma más

predominante en las piezas de las esquinas, y presentando grietas con tendencia vertical en las zonas donde no hay refuerzo vertical; además de que el modelo dejó de tomar carga, por lo cual en este semiciclo negativo se dio por terminada la prueba.

b) Comportamiento Histerético

Por medio de la gráfica (4.31) se puede observar el comportamiento histerético del modelo BC-M6P2', apreciándose que la máxima distorsión que se alcanzó fue alrededor de 1.55% para los semiciclos positivos y para los negativos 1.62%, marcando también un esfuerzo máximo alrededor de 19.32 kgf/cm² para los semiciclos positivos, y para los semiciclos negativos se registró un valor máximo de 19.64 kgf/cm², valores similares para ambos semiciclos para este modelo se tuvo un buen comportamiento en lo que a desarrollo de prueba consiste durante 11 ciclos, ya que en este modelo no hubo desplazamiento en las placas superiores, lo cual permite tener una gráfica histerética completa con respecto a los ciclos de carga aplicados, pero debe decirse que a pesar de que la prueba no mostró problemas con el equipo, el comportamiento del modelo en lo concerniente a su resistencia no fue el idóneo, debido a una grieta vertical inicial registrada en un bloque de la primer hilada, esto afectó de manera negativa los valores importantes del modelo (agrietamiento, máximo y último), produciendo valores elevados de distorsión a bajos niveles de esfuerzo en comparación al otro modelo ensayado para el mismo nivel de esfuerzo vertical.

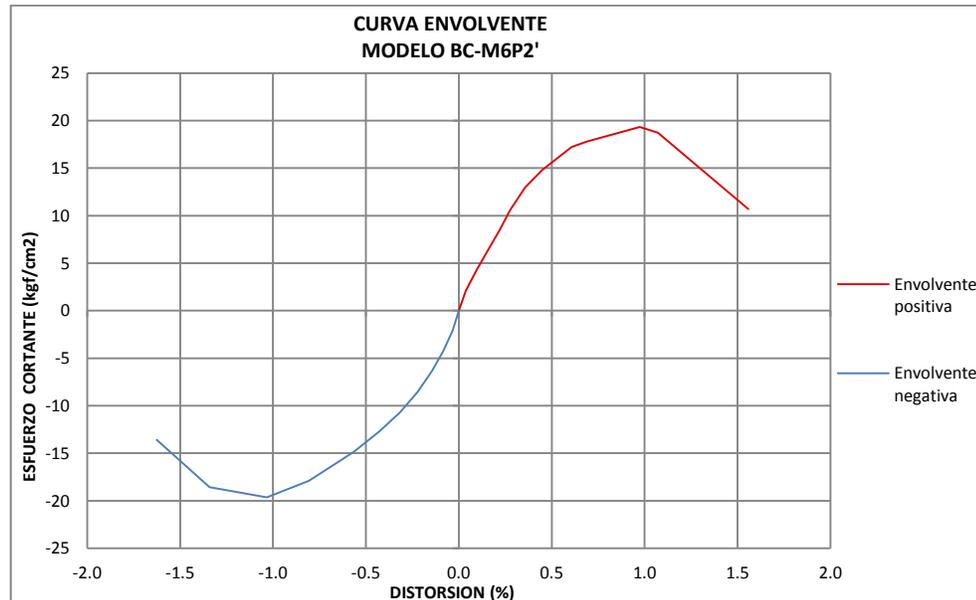


Gráfica 4. 31 Curva histerética, modelo BC-M6P2'

c) Curva envolvente de respuesta

En la gráfica 4.32, se muestra la curva envolvente para los semiciclos positivos hasta el +11 y para los semiciclos negativos hasta el -11, en esta prueba no se tuvo problemas con las placas de aplicación de carga vertical y tampoco con la horizontal, además no se tuvo desplazamiento de base con valores elevados, por lo cual los ciclos pudieron ser completados tanto hacía el norte como al sur; esta grafica representa la respuesta del modelo BC-M6P2' ante la carga cíclica que le fue aplicada durante el ensayo, para lo cual se puede ver que el esfuerzo de agrietamiento se da en el valor de 14.81 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.49% para los positivos, y para los negativos 14.84 kgf/cm^2 con distorsión de 0.57%, ya que con este valor de esfuerzo aparecieron las primeras grietas significativas del modelo en cuestión, luego la gráfica muestra un valor máximo en resistencia de 19.64 kgf/cm^2 con una distorsión de 1.03 % para los positivos, y para lo negativos 19.33 kgf/cm^2 con distorsión de 0.97%; luego de alcanzar la mayor capacidad de carga, se nota un decremento en la misma hasta llegar al colapso del modelo, el cual tuvo un valor de 10.67 kgf/cm^2 y con una distorsión

de 1.55 % para los positivos, y para los negativos 13.57 kgf/cm² con distorsión de 1.63%.

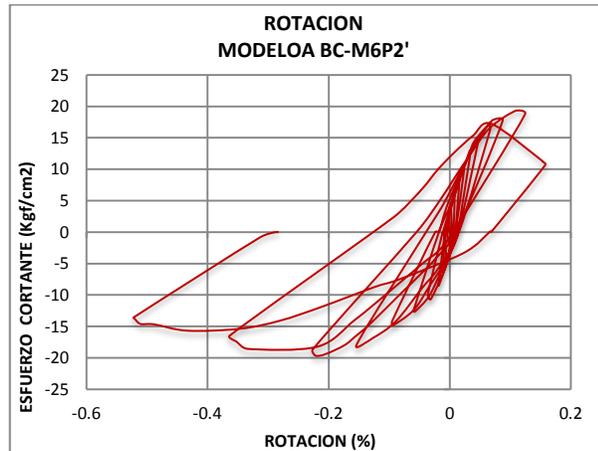


Gráfica 4. 32 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M6P2'

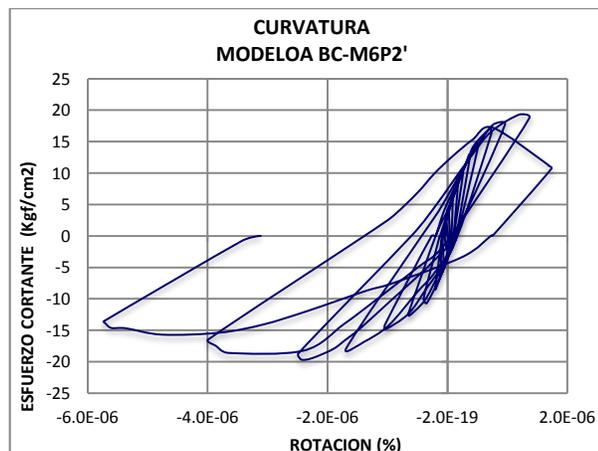
d) Rotación y curvatura.

En la gráfica 4.33 se muestran las rotaciones obtenidas para el modelo BC-M6P2' de la serie con carga vertical 24.04 Ton, tomando en cuenta la consideración de modelo cuerpo rígido; en donde se observa que las rotaciones del modelo registran un valor máximo de aproximadamente 0.15% para los semiciclos positivos y de 0.51 % para los semiciclos negativos, estos valores comparados con el valor máxima de distorsión total registrado durante la prueba que es de 1.62 % refleja que la contribución de la flexión al comportamiento del modelo no es muy significativo, puede apreciarse que durante los primeros ciclos de aplicación de carga, la rotación del modelo presenta valores cercanos a ceros y en sus últimos semiciclos negativos presenta deformaciones residuales que alcanzan valores cercanos al 0.40%.

La curvatura máxima que se registro fue de 5.60×10^{-6} en el ciclo -11, como muestra la gráfica 4.34.



Gráfica 4. 33 Rotación, modelo BC-M6P2'

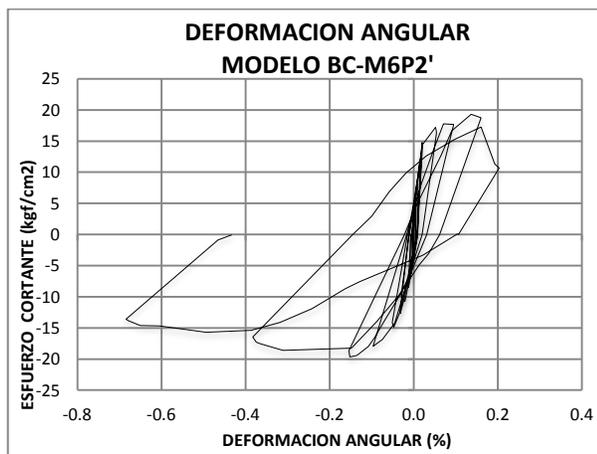


Gráfica 4. 34 Curvatura, modelo BC-M6P2'

e) Deformaciones angulares.

Por medio de la gráfica 4.35 se pueden apreciar las deformaciones angulares que presentó el modelo BC-M6P2' durante el desarrollo del ensayo, de esta se puede observar un valor máximo de deformación cercano a 0.19% para los semiciclos positivos y 0.68% para los semiciclos negativos, estos al ser comparados con la distorsión total que fue de 1.62% se nota una contribución importante de los efectos de cortante al comportamiento del modelo, esto puede referirse también a la similitud que existe entre la gráfica en cuestión y la histerética presentada por el modelo en estudio, de la gráfica de deformación angular se puede ver que para los últimos semiciclos negativos el modelo

presento deformaciones residuales cercanas al 0.50%, mientras que en sus primeros ciclos las deformaciones permanecieron cercanas a cero.



Gráfica 4. 35 Deformación angular, modelo BC-M6P2'

f) Estado final del daño.

Para el modelo BC-M6P2' se puede ver en la figura 4.11 que se tuvieron fisuras iniciales en la base, con pequeñas prolongaciones hacia la solera de fundación en las caras este y oeste, teniendo aplastamiento en bloque de la quinta hilada debido a la carga vertical; las grietas aparecieron inicialmente entre la base y la primera hilada, luego aparecieron grietas en diagonal prolongándose casi en la totalidad de la pantalla del modelo, estas a lo largo de la prueba presentaron mayor abertura lo que finalmente generó una falla predominante por tensión diagonal, con grietas en ambos sentidos; este modo de falla ocurre para valores de medio a altos de los esfuerzos normales, la resistencia al corte de las juntas de mortero aumenta debido al efecto de los esfuerzos de compresión normal, por lo tanto, las grietas aparecen en los ladrillos en lugar de en las juntas, como resultado de los esfuerzos de tensión como se describió en la sección 2.3, en este modelo la solera de fundación presentó varias grietas, y en los últimos ciclos se tuvo aplastamiento en el bloque de base con astillamiento tanto en la cara norte como en la cara sur, también se presentó astillamiento en piezas de la primer y tercera hilada, en las caras este y oeste, en la tabla 4.7 se puede

apreciar una mayor contribución por efectos de cortante y deslizamiento a la distorsión total del modelo.

Tabla 4. 7 Componentes de la distorsión del modelo BC-M6P2'

MODELO	DISTORSION (%)	FLEXION (%)	CORTE (%)	CUERPO RIGIDO (%)
BC-M6P2'	1,626	0,510	0,680	0,436

4.2.8 Modelo BC-M7P2'

Este modelo presento una geometría de 100.00 cm de largo, 14.00 cm de ancho y 100.00 cm de alto.

El modelo BC-M7P2' se le aplicó una carga vertical de 24.24 ton, mientras se aplicaba la carga vertical, se generó astillamiento en bloque de quinta hilada, también apareció fisura inicial en la cara norte del modelo, durante la aplicación de la carga vertical no se dio acomodamiento en las placas, por lo cual no hubo un decremento de la misma, el comportamiento de este modelo en lo que respecta a desplazamiento de la base fue bueno ya que se trató de disminuir este efecto colocando puntales de madera a la solera, aunque para el ciclo 13 en adelante se debió de cargar solo hacia el norte debido a aplastamiento de placa en zona de aplicación de carga lateral en la cara sur. En este modelo se desarrollaron un total de 13 ciclos completos y tres semiciclos positivos más.

a) Evolución del daño.

Al inicio de la prueba luego de aplicar la carga vertical se generó astillamiento en bloque de quinta hilada en las caras este y oeste, también apareció fisura inicial en la cara norte del modelo, y se detectaron fisuras iniciales en la base, durante los ciclos 1 hasta el 6 no se presentó algún evento de importancia, ni siquiera pequeñas prolongaciones de la fisuras iniciales, a partir del ciclo 7 se dio una prolongación de grietas considerables, sobre todo en la base del modelo, pero fue hasta el ciclo 11 donde se registró el agrietamiento para este modelo, presentando grietas a partir del mortero de pegue en la base y en el mortero

entre la primer y segunda hilada, en las caras este y oeste, aparte de el aplastamiento en el bloque de la quinta hilada en la cara sur del modelo, como se puede ver en la figura 4.12 (a) y (b), este evento se presentó con un esfuerzo de 22.78 kgf/cm^2 , para una distorsión de 0.38% con abertura de grieta de 0.05mm.

Como se puede apreciar en la figura 4.12 (c) y (d), para el semiciclo +13 se dio la aparición de nuevas grietas con tendencias horizontal al inicio y luego en diagonal en caras norte, este y oeste, que atravesaron indistintamente mortero y piezas, las grietas en este ciclo alcanzaron hasta 0.06mm, este evento ocurrió para un esfuerzo de 27.18 kgf/cm^2 y con una distorsión de 0.58 %.

El máximo esfuerzo registrado fue de 28.63 kgf/cm^2 con una distorsión de 0.65%, con abertura de grietas de hasta 0.07, este evento se detectó en el semiciclo +14, en el semiciclo +16 se dio el colapso del modelo, esto para un esfuerzo de 20.66 kgf/cm^2 y con una distorsión de 1.26 %, en este semiciclo las grietas de control alcanzaron los 1.5 mm, y como se puede observar en figura (c) y (d) la falla al final de la prueba provoco una grieta principal con tendencia vertical, en sentido de sur a norte, atravesando todas las hiladas, en la cara este como en la oeste, también se dio aplastamiento y astillamiento en la pieza de esquina de la cara norte, con daños considerables en los bloques donde la placa vertical hacia contacto, por lo cual se terminó la prueba en el semiciclo +16.

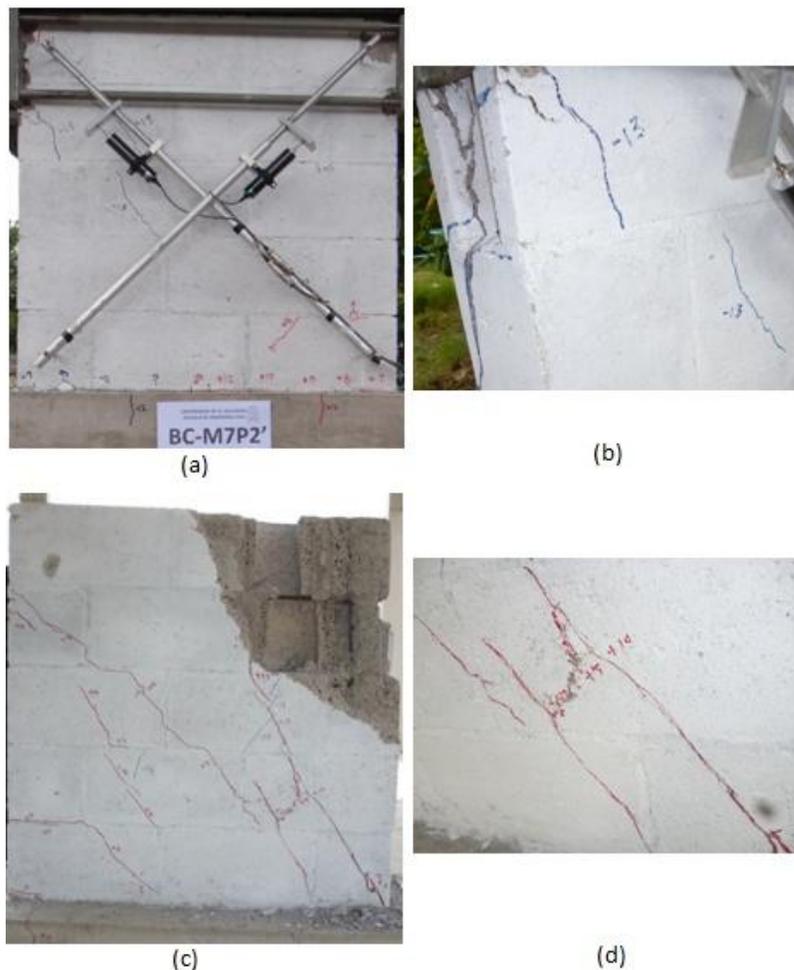
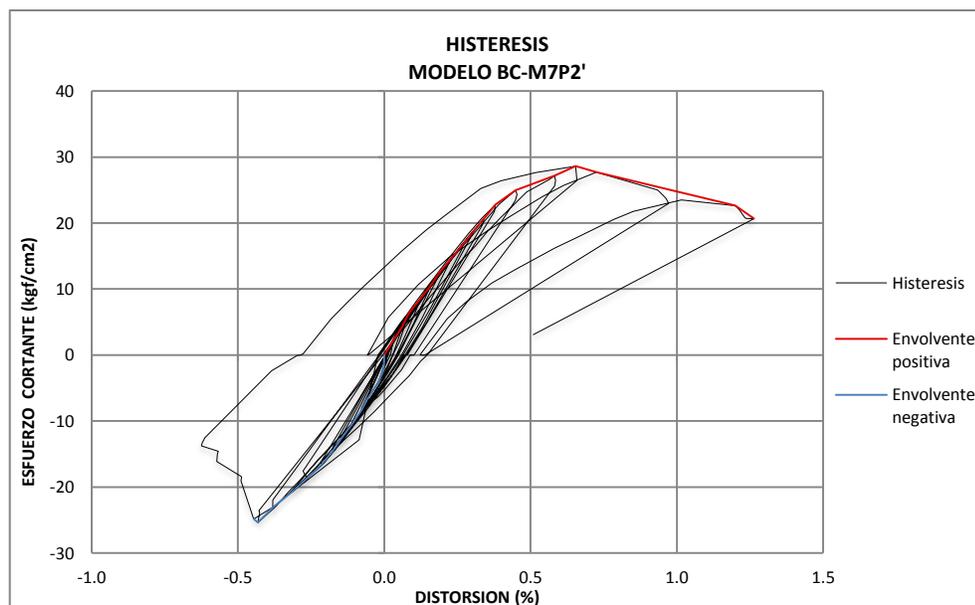


Figura 4. 12 Evolución y estado final del daño modelo BC-M7P2'

b) Comportamiento Histerético.

Por medio de la gráfica (4.36) histerética del modelo BC-M7P2' se puede observar que la máxima distorsión que se alcanzó fue alrededor de 1.26% para los semiciclos positivos y para los negativos 0.62%, marcando también un esfuerzo máximo alrededor de 28.63 kgf/cm² para los semiciclos positivos, y para los semiciclos negativos se registró un valor máximo de 25.37 kgf/cm², para este modelo se tuvo un buen comportamiento durante 11 ciclos, ya que en este modelo no hubo desplazamiento en las placas superiores, en los siguientes dos ciclos las placas de aplicación de carga horizontal presentaron problemas y se ajustaron nuevamente, en el ciclo 13 ocurrió aplastamiento en la

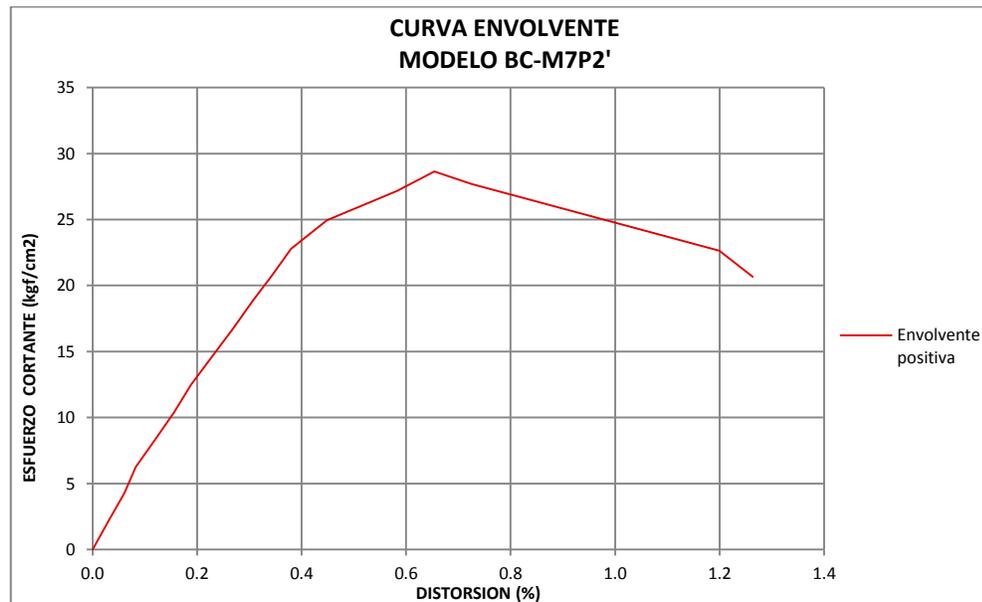
zona de contacto de la placa con el modelo en la cara sur, por lo que los siguientes tres y últimos ciclos solamente se carga hacia el norte, esto se refleja en el desarrollo de los pétalos de la curva.



Gráfica 4. 36 Curva histerética, modelo BC-M7P2'

c) Curva envolvente de respuesta.

En la gráfica 4.37, se muestra la curva envolvente para los semiciclos positivos hasta el +16, ya para los ciclos negativos no se alcanzaron los puntos máximos y de colapso para la prueba por los problemas mencionados anteriormente, lo cual genera una curva no significativa para el ensayo, en esta prueba se tuvo problemas con las placas de aplicación de carga horizontal; esta grafica representa la respuesta del modelo BC-M7P2' ante la carga cíclica que le fue aplicada durante el ensayo, para lo cual se puede ver que el esfuerzo de agrietamiento se da en el valor de 22.77 kgf/cm², para una distorsión de 0.38%, ya que con este valor de esfuerzo aparecieron las primeras grietas significativas del modelo, luego la gráfica muestra un valor máximo en resistencia de 28.63 kgf/cm² con una distorsión de 0.65%, luego de alcanzar la mayor capacidad de carga, se nota un decremento en la misma hasta llegar al colapso del modelo, el cual tuvo un valor de 20.66 kgf/cm² y con una distorsión de 1.26%.

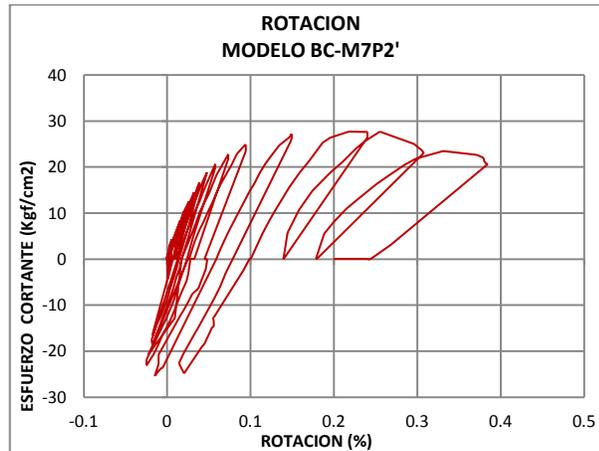


Gráfica 4. 37 Curva envolvente de respuesta, modelo BC-M7P2'

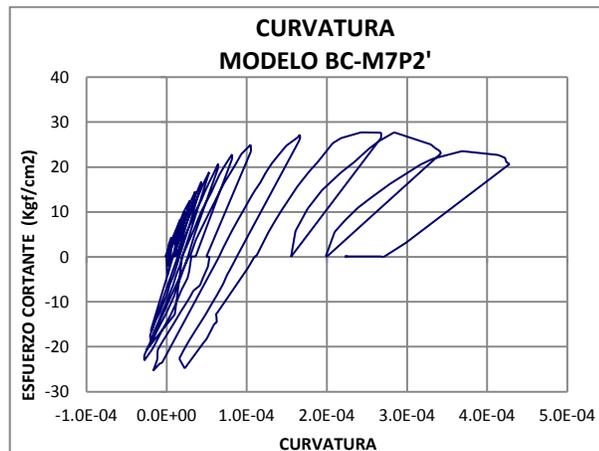
d) Rotación y curvatura.

En la gráfica 4.38 se muestran las rotaciones obtenidas para el modelo BC-M7P2' de la serie con carga vertical 24.24 Ton, tomando en cuenta la consideración de modelo cuerpo rígido; en donde se observa que las rotaciones del modelo registran un valor máximo de aproximadamente 0.38 % para los semiciclos positivos y de 0.02 % para los semiciclos negativos, estos valores comparados con el valor máxima de distorsión total registrado durante la prueba que es de 1.26% lo que nos refleja que la contribución de la flexión a la distorsión máxima durante la prueba es del 30%. En la gráfica se observa como después del agrietamiento se incrementa la separación entre los pétalos, y entre la carga máxima y el colapso las deformaciones residuales aumentaron debido a que el modelo tubo una falla local en el área de aplicación de cargo lo que impedía que este regresara a su punto inicial.

La curvatura máxima que se registró para este modelo fue de 4.2×10^{-4} en el ciclo +16, como muestra la gráfica 4.39.



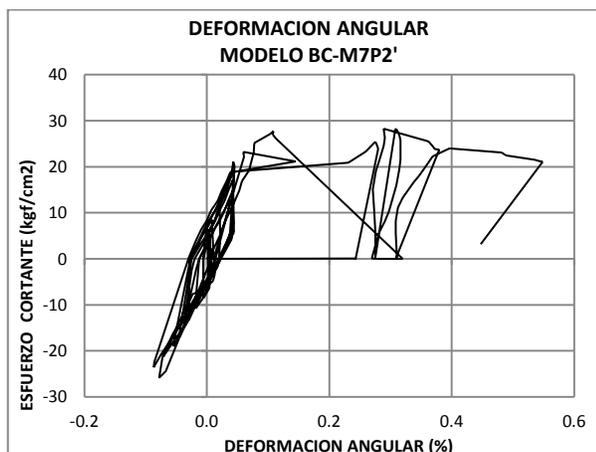
Gráfica 4. 38 Rotación, modelo BC-M7P2'



Gráfica 4. 39 Curvatura, modelo BC-M7P2'

e) Deformaciones angulares.

Como se puede ver en la gráfica 4.40, el modelo BC-M7P2' presenta deformaciones máximas de 0.54% para los ciclos positivos y de 0.09%, antes de alcanzar el esfuerzo de agrietamiento las deformaciones rondaban valores de 0.05% en ambos ciclos, luego de esto las deformaciones comienzan a incrementar de manera considerable, en la gráfica se refleja el momento en el que la placa de aplicación de carga horizontal presenta problemas y como luego de esto el modelo presenta deformaciones angulares residuales por no poder regresar a su punto de inicio.



Gráfica 4. 40 Deformación angular, modelo BC-M7P2'

f) Estado final del daño.

Para el modelo BC-M7P2' se puede ver en la figura 4.12 que se tuvieron fisuras iniciales en la base, con pequeñas prolongaciones hacia la solera de fundación en las caras este y oeste, teniendo aplastamiento en bloque de la quinta hilada debido a la carga vertical las primeras grietas aparecieron de manera horizontal entre la base, primera y segunda hilada, para luego tener una tendencia entre vertical y diagonal a lo largo de la prueba, prolongándose casi en la totalidad de la altura del modelo lo cual indica que el modelo comenzó a agrietarse por efectos combinados de flexión y cortante, para luego y de manera sucesiva presentar un modo de falla por tensión diagonal, presentando aplastamiento en la zona de aplicación, con destrucción de tres piezas en la cara norte del modelo, también se presentó astillamiento en piezas de la primer y tercera hilada, en las caras este y oeste debido a efectos de compresión; en la tabla 4.8 puede observarse una mayor contribución a la distorsión debido a cortante, en relación a los efectos de flexión y cuerpo rígido.

Tabla 4. 8 Componentes de la distorsión del modelo BC-M7P2'

MODELO	DISTORSION (%)	FLEXION (%)	CORTE (%)	CUERPO RIGIDO (%)
BC-M7P2'	1.264	0.383	0.543	0.338

4.3 ANCHURAS DE GRIETAS

Durante los ensayos se logró tener un control de grietas por cada modelo, la mayoría presentaron grietas iniciales, debido a que estos se empernaban al marco de carga y al ir acomodándose generaban pequeñas fisuras entre la solera de fundación y el mortero de pegue de la primera hilada, algunos presentaban ese tipo de fisura y que además se prolongaban a la solera de fundación, y en otros se presentaron las mismas fisura pero se prolongaban al bloque atravesándolo verticalmente en un 50%, conforme avanzaban las pruebas se acrecentaba la fisura inicial en la base extendiéndose en toda la longitud del modelo, a medida que estas se juntaban aparecían fisuras en el mortero de pegue en segunda o tercera hiladas prolongándose algunas hasta los 25.00 centímetros, en los modelos con mayor carga vertical aparecían grietas diagonales con tendencia vertical en la parte donde no había grout, luego comenzaban a aparecer fisuras diagonales que de la sisa se prolongaba al bloque.

Las primeras grietas en condiciones del agrietamiento, generalmente se presentaban con una abertura de 0.05 mm, con distorsiones entre 0.10% y 0.40%, además las máximas aberturas estuvieron entre 3.00 mm y 6.50 mm quedando estos entre las distorsiones de 0.82% y 1.26%.

CAPITULO V.
ANALISIS DE
RESULTADOS

5.1 RESULTADOS.

En este apartado se presenta el criterio de selección de los modelos, así como también se compararán y analizarán los resultados obtenidos de los ensayos experimentales, para lo cual será necesario retomar los resultados obtenidos en el capítulo IV de este mismo trabajo, tales como resistencia a corte de los modelos y rigidez, para luego poder comparar estos datos con los obtenidos en laboratorio, y así poder analizarlos.

5.2 SELECCIÓN DE ESPECÍMENES

A continuación se presenta una tabla donde se muestran los eventos perjudiciales al desarrollo de las pruebas de los ocho modelos de bloque de concreto (Tabla 5.1), para luego poder hacer una selección de un modelo por cada uno de los cuatro niveles de carga vertical que se tuvieron, escogiendo el que presentó un mejor comportamiento en el desarrollo de las pruebas, y con esto poder comparar y analizar los resultados de estos modelos seleccionados para poder hacer su respectivo análisis.

Tabla 5. 1 Sucesos ocurridos en pruebas.

MODELO	FECHA	CARGA VERTICAL (Ton)	SUCESOS
BC-M0P1	30-07-12	0.00	Hubo daño local en el área de contacto de las placas horizontales, existió desplazamiento significativo de base, se debió empujar de nuevo, se ajustaron 3 cdps en el ciclo 7, en el ciclo 9 el cdp 3 dejó de hacer contacto, el modelo se notaba inestable en el ciclo 9, así que se detuvo la prueba.
BC-M1P1	16-08-12	0.00	Fisura en bloque de la primera hilada caras este y oeste, la unión entre el gato hidráulico y la placa de aplicación de fuerza horizontal se dañó en el ciclo 5 de la prueba. 5 ciclos completos, 6 más positivos.

MODELO	FECHA	CARGA VERTICAL (Ton)	SUCESOS
BC-M2P1'	15-08-12	7.51	Fisuras en la base debido a carga vertical, se dio acomodamiento en la unión del gato hidráulico con la placa vertical, rompiendo 5 hilos de la rosca de unión, la unión entre el gato hidráulico y la placa de aplicación de carga horizontal se dañó en el ciclo 11. 11 ciclos completos más 3 positivos.
BC-M3P1'	27-08-12	7.60	Fisuras en la base en las cuatro caras debido a carga vertical, el cdp 4 hizo contacto con el modelo en los últimos, del 9 en adelante. 13 ciclos completos.
BC-M4P2	28-08-12	14.44	Fisuras en base caras este, oeste y sur por empernamiento de base y carga vertical, desplazamiento de placas verticales en el ciclo 15. 16 ciclos completos.
BC-M5P2	29-08-12	14.57	Fisuras en las cuatro caras debido a empernamiento de base y aplicación de carga vertical. 17 ciclos completos
BC-M6P2'	30-08-12	24.04	Fisuras en base cara sur, y en bloque de primera hilada fisura en vertical con prolongación a la solera en caras este y oeste, aplastamiento de bloque en quinta hilada en cara este. 11 ciclos completos.
BC-M7P2'	31-08-12	24.24	Fisura en cara norte primera hilada, astillamiento en bloque de quinta hilada cara norte debido a aplicación de la carga vertical, acomodamiento de placas horizontales debido a daño en el área de contacto, ciclo 10. 13 ciclos completos y 3 más positivos.

Entonces, tomando en cuenta lo presentado en la tabla anterior y retomando lo descrito en el capítulo cuatro, en donde se describe con detalle todos los sucesos ocurridos en el desarrollo de las pruebas para los ocho modelos, se hace a continuación una selección de de cuatro especímenes (uno por cada

nivel de carga vertical), seleccionando aquel que mejor comportamiento en general haya tenido en el desarrollo de todos sus ciclos de aplicación de carga, para lo cual se presenta la siguiente tabla con los modelos seleccionados para el análisis de resultados.

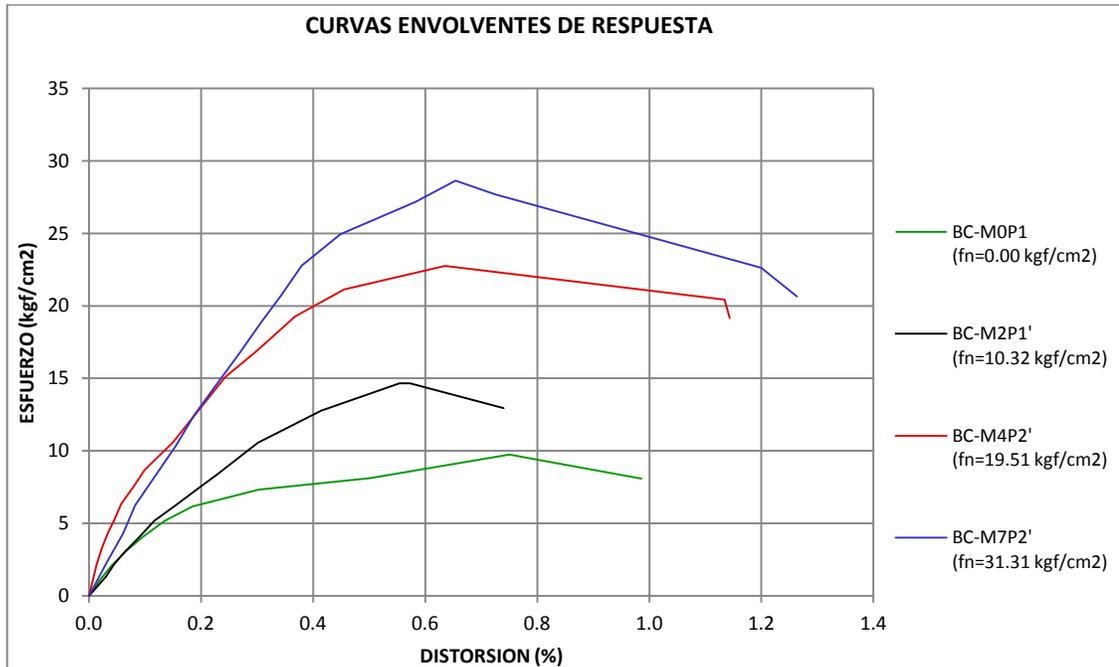
Tabla 5. 2 Modelos seleccionados para análisis de resultados

MODELOS	CARGA VERTICAL (Ton)	ESFUERZO A COMPRESION (kgf/cm²)	FECHA
BC-M0P1	0.00	0.00	30-07-12
BC-M2P1'	7.51	9.53	15-08-12
BC-M4P2	14.44	18.32	28-08-12
BC-M7P2'	24.24	30.75	31-08-12

Para los modelos mostrados en la tabla 5.2 se hace la descripción de su comportamiento histerético, curva envolvente y la contribución por cortante, flexión y cuerpo rígido para la distorsión máxima de cada uno.

5.3 RESISTENCIA

En la gráfica 5.1 se muestran las envolventes de respuesta de los modelos seleccionados para el análisis.



Gráfica 5. 1 Envolventes de respuesta (modelos superpuestos).

En la gráfica 5.1 se puede observar el comportamiento mostrado durante los ensayos por los modelos seleccionados para el análisis; por medio de la curva que muestra el comportamiento del modelo BC-M0P1, se puede observar una tendencia similar al modelo BC-M2P1' en lo que respecta a la rigidez inicial, aunque claramente el punto de agrietamiento es distinto, puede verse también que el modelo que se ensayó sin carga vertical aplicada presenta una mayor deformación final con respecto al siguiente modelo, esto es justificado por el efecto de compresión que obra sobre el segundo, este efecto produce un aumento en la fuerza de fricción que obra en la interfaz pieza mortero, así como también significa una restricción al desplazamiento horizontal del mismo.

Al seguir comparando las gráficas puede notarse que al aumentar el nivel de esfuerzo vertical en los ensayos, los modelos presentaron un aumento en su resistencia a carga cortante, así como también mostraron aumento en las distorsiones finales; se puede observar también que el modelo BC-M4P2' presenta una mayor rigidez inicial a la mostrada por el modelo BC-M7P2', para

luego presentar un decremento en el esfuerzo de agrietamiento en relación al último modelo, y mostrar valores menores de resistencia a cortante y esfuerzo de colapso.

En la gráfica se puede ver como los modelos a los cuales se les aplico esfuerzo vertical, presentan una deformación cercana al 0.60% al momento de desarrollar su máxima resistencia a cortante, caso distinto el modelo BC-M0P1 que presenta una distorsión en su máximo esfuerzo lateral cercano al 0.80%.

En la gráfica 5.1 se muestran las curvas envolventes de respuesta para los semiciclos positivos de los modelo, ya que se considera que estos semiciclos son los más representativos del comportamiento de los mismos, por ser los semiciclos en los cuales se logró el trazo más completo de la curva envolvente, además que no se tuvieron problemas significativos externos, ya fuera con el equipo o con el modelo en sí, esto referido a que para los modelos BC-M2P1' y BC-M7P2' no se desarrollaron la misma cantidad de semiciclos negativos como positivos, tomando en cuenta que esto no fue un factor que impidiera que el modelo desarrollara toda su capacidad hasta llegar al colapso en los semiciclos positivos.

5.3.1 Comparación de resistencia a carga lateral

La resistencia máxima en el plano a carga lateral en paredes construidas de bloque de concreto con refuerzo integral, está gobernada por los mecanismos de corte y flexión, que se generan durante la aplicación de cargas monótonas o cíclicas; tal y como se expuso en el capítulo 3, en el apartado de resistencia a cortante.

La resistencia teórica a cortante para los modelos de esta investigación se calculó en el capítulo 3, en el apartado de cálculos previos, por lo cual esos valores solo serán retomados para efectos de comparación y análisis; en la

tabla 5.3 se muestran los valores teóricos de resistencia a cortante de los especímenes y las obtenidas en el ensayo.

Tabla 5. 3 Resistencia a cortante teórica y experimental

MODELO	RESISTENCIA TEORICA (Kgf/cm ²)	RESISTENCIA EXPERIMENTAL (Kgf/cm ²)
BC-M0P1	6.30	9.74
BC-M2P1'	10.93	14.67
BC-M4P2	15.56	22.75
BC-M7P2'	18.22	28.63

Por medio de la tabla anterior se pueden comparar las resistencias a cortante teóricas y experimentales de los modelos seleccionados para el análisis, de la misma se puede ver que la resistencia experimental del modelo BC-M0P1 aumento en un 55% en relación a la teórica, para el modelo BC- M2P1' un 34%, para el modelo BC-M4P2 fue de 46%, y para el modelo BC-M7P2' fue de 57%; este incremento de la resistencia a cortante experimental en relación a la teórica para el primer modelo de análisis, se puede atribuir a que el cálculo se realizó sin tomar en cuenta la contribución del acero vertical, esto se mencionó en el capítulo 3, en el apartado de cálculos previos; mientras que para los restantes modelos el aumento es debido a que los valores para la resistencia a cortante de la mampostería fueron obtenidos por medio de las ecuaciones que rigen los tramos de la curva envolvente de fallas presentada por la teoría de Mann-Müller, dicha teoría no considera la contribución del acero de refuerzo ya que está desarrollada para mampostería no reforzada integralmente.

5.4 RIGIDEZ

5.4.1 Comparación de la rigidez teórica y experimental

La rigidez de una pared es un parámetro que depende de la geometría de los elementos que conforman la estructura de mampostería, además de las correspondientes propiedades mecánicas de los materiales con la que ha sido

construida. Para el caso, la rigidez teórica para los especímenes de la investigación fue calculada en el capítulo 3 en el apartado de cálculos previos.

En la tabla 5.4 se muestra la comparación de la rigidez estimada con la rigidez experimental, la cual ha sido determinada tomando en cuenta los primeros ciclos de aplicación de carga horizontal, esto para los modelos seleccionados para el análisis, don se presume un comportamiento elástico de los especímenes.

Tabla 5. 4 Rigidez teórica y experimental.

MODELO	RIGIDEZ TEORICA (Ton/cm)	RIGIDEZ EXPERIMENTAL (Ton/cm)
BC-M0P1	52.93	32.34
BC-M2P1'	65.14	42.19
BC-M4P2	65.14	53.07
BC-M7P2'	65.14	42.70

Los resultados experimentales obtenidos de rigidez son bajos en comparación a los obtenidos con la expresión teórica, la cual se muestra en el capítulo 3, en la sección 3.10, ya que este valor está en función de parámetros que definen la mampostería como el módulo de elasticidad y el módulo de elasticidad por cortante, los cuales fueron estimados con base al esfuerzo de compresión de la mampostería y no calculados directamente con las condiciones propias, y como se puede ver en el anexo A, los resultados del control de calidad de los materiales dieron valores inferiores a los estándares esperados en lo referente a mortero de pegue y grout para llenado de celdas.

Los valores experimentales muestran un decremento del 39% para el primer nivel de esfuerzo vertical, y con respecto a los siguientes modelos un decremento entre el 19 y 34% con respecto al valor teórico.

De la tabla 5.4 se puede ver que para los primeros tres modelos se nota un incremento en la rigidez inicial según se aumentó el esfuerzo vertical, mientras que el modelo BC-M7P2' pierde esa tendencia, esto puede ser adjudicado a que este modelo pudo tener un mal confinamiento del acero de refuerzo vertical en el llenado de celdas, o alguna holgura en las estructuras que sostenían la instrumentación externa.

5.4.2 Degradación de la rigidez de ciclo.

La degradación de la rigidez de una estructura puede mostrarse por medio de dos parámetros, los cuales son: la rigidez de ciclo y la rigidez equivalente; para el caso, en este documento se presenta la degradación de rigidez de ciclo, la cual consiste en evaluar la degradación de la rigidez durante un ciclo completo de carga.

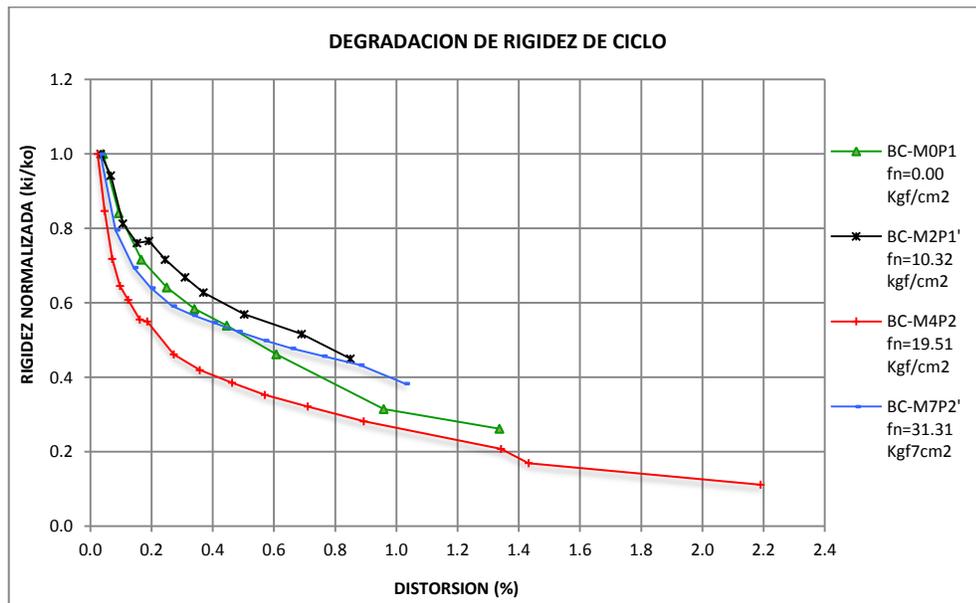
Se entiende que la rigidez expresada en forma matemática, es la pendiente de la línea secante que une los valores máximos de carga de los semiciclos de un solo ciclo, esto se muestra de la manera siguiente:

$$K_c = \frac{V^+ + |V^-|}{D^+ + |D^-|} \quad (\text{Ec.5.1})$$

Donde:

- K_c Es la rigidez de ciclo.
- V^+ Es la carga lateral máxima del semiciclo positivo.
- V^- Es la carga lateral máxima del semiciclo negativo.
- D^+ Distorsión máxima positiva.
- D^- Distorsión máxima positiva.

En la gráfica 5.2, se muestran las degradaciones de rigideces de ciclo para cada una de los cuatro modelos sometidos a análisis.



Gráfica 5. 2 Degradación de la rigidez de ciclo para modelo BC-M0P1

De la gráfica 5.2 se puede observar que el modelo BC-M0P1 en los primeros 4 ciclos la rigidez inicial se había degradado en casi un 40% presentando en ese momento una distorsión cercana a 0.25%, luego a partir del ciclo en el que se dio el agrietamiento se nota un incremento en las distorsiones del modelo; después de alcanzar la resistencia máxima y luego el colapso se observa que el modelo retuvo un poco más del 20% de su rigidez inicial.

Para el modelo BC-M2P1 se observa que en los primeros ciclos hasta llegar al agrietamiento se tuvo una pérdida de aproximadamente 40% respecto a la rigidez inicial, presentando una distorsión mayor al 0.30%, y en comparación con el modelo anterior este requirió de más ciclos para tener aproximadamente el mismo porcentaje de degradación, se nota que a partir de este punto las distorsiones comienzan a incrementarse con intervalos bajos de degradación de rigidez.

Se puede apreciar de la gráfica que para el modelo BC-M4P2 en los primeros cinco ciclos el modelo ya había perdido un 40% de su rigidez inicial, esto para una distorsión cercana al 0.12%, lo cual dice que este modelo presentó menor desplazamiento en sus primeros ciclos en relación a los dos anteriores, esto puede atribuirse al efecto de compresión debido al esfuerzo vertical aplicado para este modelo, puede notarse también que para el punto de agrietamiento el modelo solo contaba con el 35% de la rigidez inicial aproximadamente, y durante los siguientes ciclos hasta llegar al colapso su rigidez se degradó hasta llegar al 10% de la inicial aproximadamente, esta degradación debido a la grieta principal la cual atravesó toda la longitud del modelo.

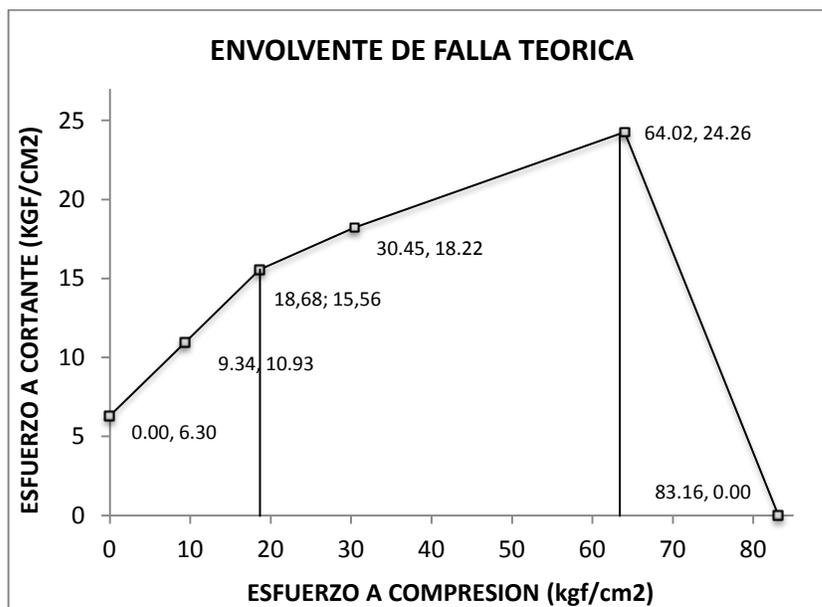
Del modelo BC-M7P2” puede decirse que este había perdido casi el 40% de su rigidez inicial en tan solo cuatro ciclos, presentando una distorsión cercana al 0.20%, que en comparación al anterior modelo no siguió la tendencia de necesitar más ciclos aplicados para degradar el mismo porcentaje de rigidez, esto puede atribuirse a defectos en el colado de las celdas que contenían refuerzo vertical, así como también a la mala calidad del mortero de pegue y del mismo grout para el llenado de las celdas, puede observarse además que para el punto de agrietamiento el modelo había perdido el 50% de su rigidez inicial y en este punto presentó una distorsión cercana a 0.70%, el mismo logro mantener casi un 30% de su rigidez en los últimos ciclos de prueba.

De la gráfica puede notarse que no existe una tendencia marcada entre los cuatro modelos sujetos a análisis, tanto en la degradación de sus rigideces así como en la distorsión presentada por estos en puntos específicos con el de agrietamiento, esto se debe a que los modelos no fueron construidos por el mismo personal, y aunque el procedimiento de construcción es el mismo, la forma de desempeñarlo difiere de obrero en obrero, a esto debe sumarse los vicios relacionados a la construcción, la forma de hacer la mezclas y la manera de realizar el pegue de los bloques así como el de llenado de celdas, además es

de mencionar que los modelos fueron construidos con diferentes bachadas de mortero de pegue y grout, lo cual genera diferencias en la capacidad de soportar esfuerzos por parte de la mampostería.

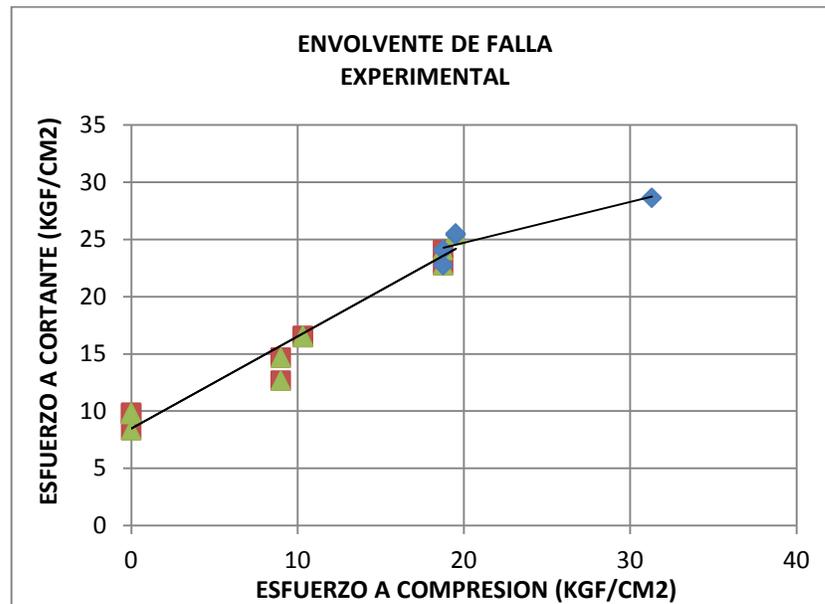
5.5 ENVOLVENTES DE FALLAS

En la gráfica 5.3 se presenta la curva envolvente de fallas esbozada con datos proyectados de esfuerzo a cortante máximo calculado con esfuerzo a compresión cero, y esfuerzo a compresión máximo obtenidos teóricamente de la norma Mexicana para mampostería reforzada internamente y con la configuración de las Normas de Construcción de Mampostería de nuestro país, esta curva está expuesta en la teoría de Mann y Müller adaptada a nuestros modelos en estudio, la cual expresa que bajo el mecanismo de corte la mampostería tiende a fallar por tres condiciones distintas, y que la carga vertical influye en cada una de ellas, esta información esta presentada en el Capítulo 3, en el apartado 3.3, cabe mencionar que la misma fue desarrollada para mampostería confinada.



Gráfica 5. 3 CURVA ENVOLVENTE DE FALLAS TEORICA MANN Y MULLER

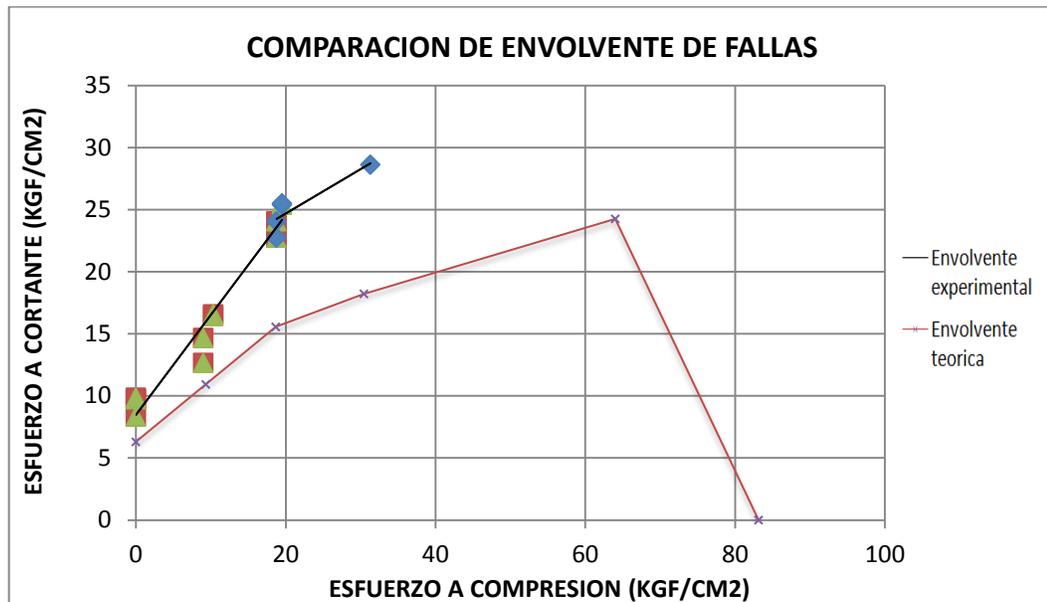
En la gráfica 5.4 se muestran los datos obtenidos en las pruebas, con los cuales se forma el tramo de la curva en las zonas de falla por fricción y parte de la zona de tensión diagonal.



Gráfica 5. 4 Envolvente de fallas experimental.

En la gráfica 5.5 se comparan la envolvente de fallas teórica y la esbozada con los datos experimentales de esfuerzo cortante y esfuerzo a compresión de la configuración ensayada.

Se puede observar que la envolvente experimental tiene una tendencia similar a la teórica aunque claramente esta tendencia refleja valores mayores en los esfuerzos cortantes, dado que la teoría con la que se compara está proyectada para mampostería confinada, mientras que los resultados de la investigación son de mampostería reforzada interiormente, además se muestra solo una parte de esta ya que las condiciones de laboratorio no permitieron extenderse más en ella.



Gráfica 5. 5 Curvas envolventes de de fallas teórica y experimental

5.6 DEMANDA SISMICA LATERAL

5.6.1 Descripción

La naturaleza de la respuesta de las estructuras sujeta a fuerzas laterales depende de variables como la calidad de los materiales, mano de obra, sistema estructural, etc. En pruebas a escala natural son estas las variables las que se intentan incluir para simular excitaciones de terreno y estudiar de una manera profunda y aproximada a la realidad el comportamiento de los diferentes sistemas estructurales. Es factible así investigar en el laboratorio propiedades como la capacidad de resistencia, rigidez, deformaciones y otras más.

Con este análisis se pretende evaluar la posible demanda a la que pueda estar sujeto un modelo durante la ocurrencia de un evento sísmico y establecer la reserva de acuerdo a la capacidad determinada en el laboratorio.

Comparando las etapas del comportamiento sísmico, resulta práctico determinar la demanda sísmica de las paredes, únicamente utilizando la curva de respuesta de los modelos ensayados, donde la rigidez comienza a

degradarse después del punto de agrietamiento y continúa haciéndolo después de alcanzar el máximo hasta el colapso.

5.6.2 Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico (C_s), es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_o , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_o , para el caso, el valor del coeficiente sísmico se calcula de la siguiente fórmula de la Norma técnica para diseño por sismo de El Salvador en la sección 4.2;

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Donde:

A Factor de zonificación sísmica

I Factor de importancia

C_o y T_o Coeficientes de sitio debido a las características del suelo

R Factor de modificación de respuesta

T Periodo fundamentas de vibración en segundos

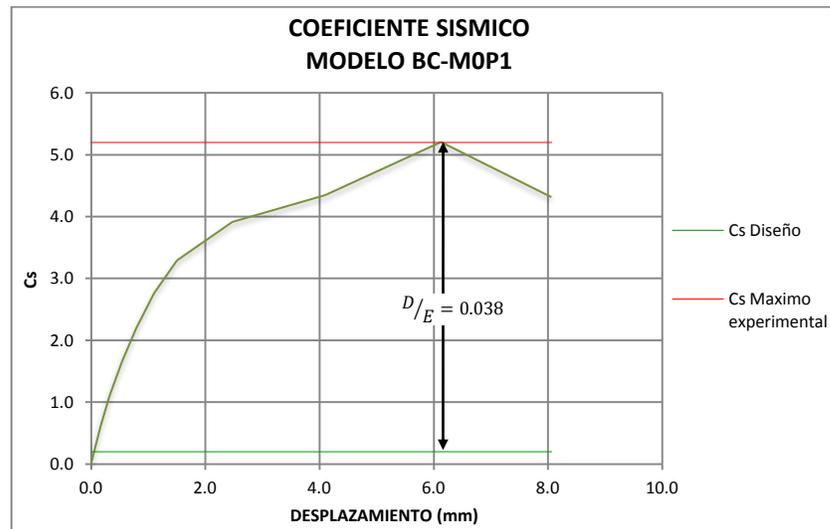
Además T , que es un valor en función de la altura de la edificación tipo, se calculó así:

$$T = C_t * H_n^{3/4}$$

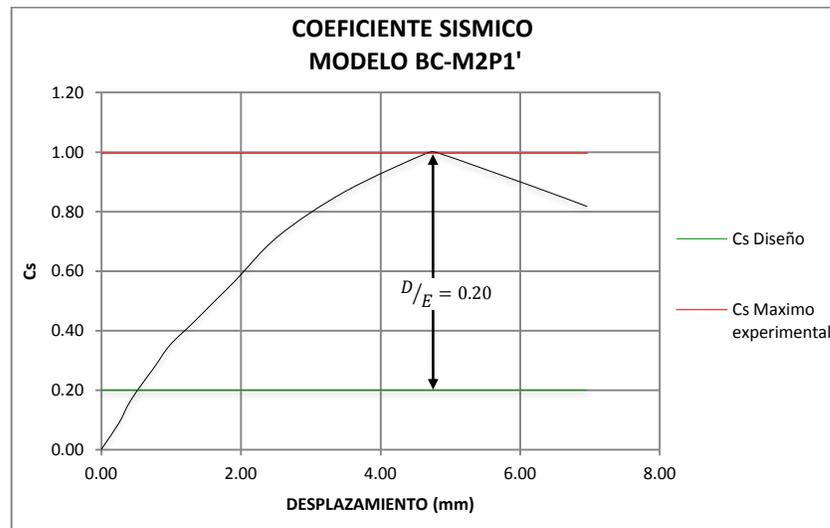
Entonces el valor del Coeficiente sísmico es: 0.20

De la grafica 5.6 a la 5.9 se presenta la comparación entre el C_s de diseño y el máximo obtenido experimentalmente, donde se grafica el coeficiente sísmico de ensayo contra el desplazamiento obtenidos por cada ciclo; el coeficiente

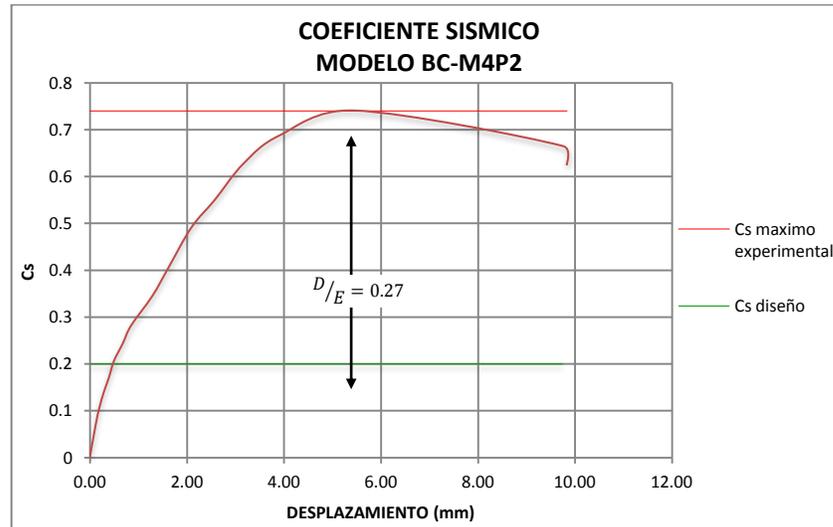
sísmico experimental se obtiene del cociente entre la carga cortante y el peso de la estructura, dando como resultado la curva mostradas en las gráficas para cada uno de los modelos sujetos a análisis.



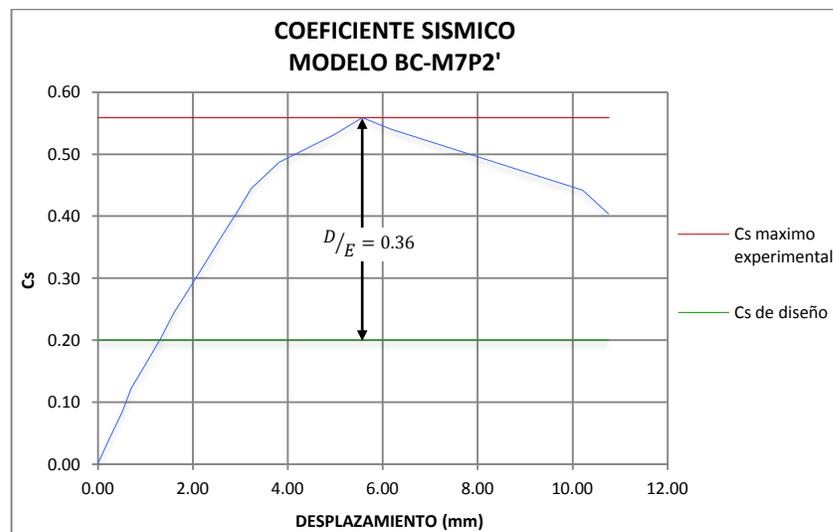
Gráfica 5. 6 Coeficiente sísmico, modelo BC-M0P1



Gráfica 5. 7 Coeficiente sísmico, modelo BC-M2P1'



Gráfica 5. 8 Coeficiente sísmico, modelo BC-M4P2



Gráfica 5. 9 Coeficiente sísmico, modelo BC-M7P2'

En la tabla 5.5 se presenta un resumen de los datos expuestos en las gráficas de la 5.6 a la 5.9, en esta se presenta el valor del coeficiente sísmico de diseño el cual es 0.20, este es comparado con el coeficiente sísmico experimental de cada uno de los modelos, los cuales son mayores que el coeficiente sísmico de diseño y su respectiva relación de comparación oscilan entre 0.038 y 0.36.

Tabla 5.5 Coeficientes sísmicos

MODELO	Cs DISEÑO	Cs EXPERIMENTAL	FACTOR
BC-M0P1	0.20	5.20	0.038
BC-M2P1'	0.20	1.00	0.20
BC-M4P2	0.20	0.74	0.27
BC-M7P2'	0.20	0.56	0.36

5.6.3 Calculo de Demanda Sísmica

Conociendo la curva envolvente de respuesta de los modelos ensayados con sus correspondientes cargas verticales, y teniendo un valor de 0.20 para el coeficiente sísmico de diseño, es posible calcular la demanda sísmica para los modelos en estudio, esta demanda estará representada como un porcentaje del peso equivalente soportado por la estructura, para lo cual se utilizara la siguiente formula;

$$V = C_s * W \quad (\text{Ec. 5.2})$$

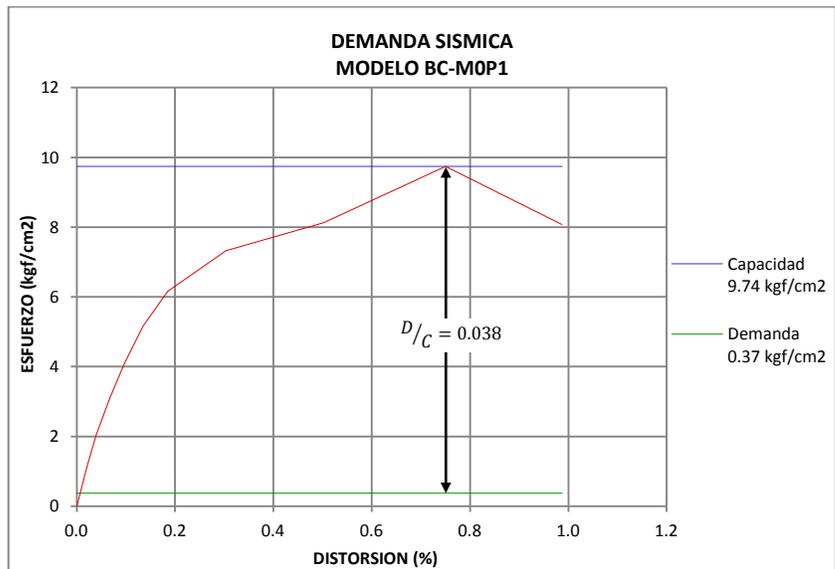
En donde;

V Demanda sísmica lateral expresada en términos de carga

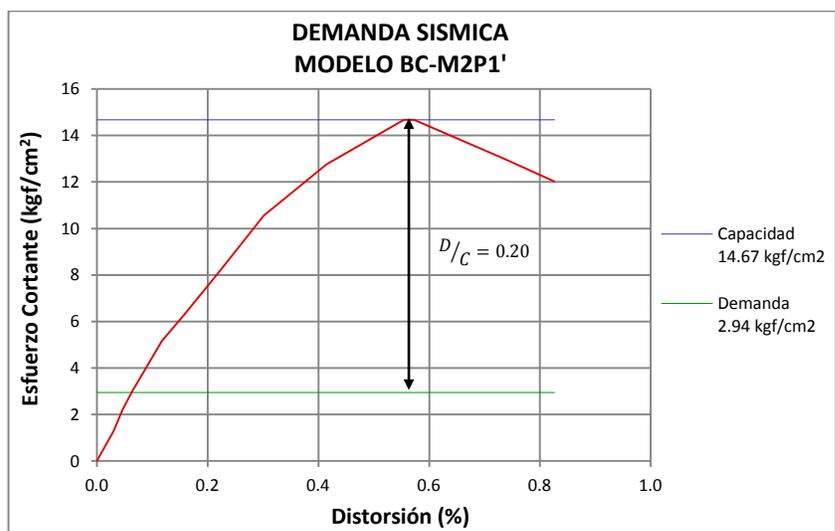
C_s Coeficiente sísmico de diseño obtenido por norma

W Carga vertical aplicada a los modelos

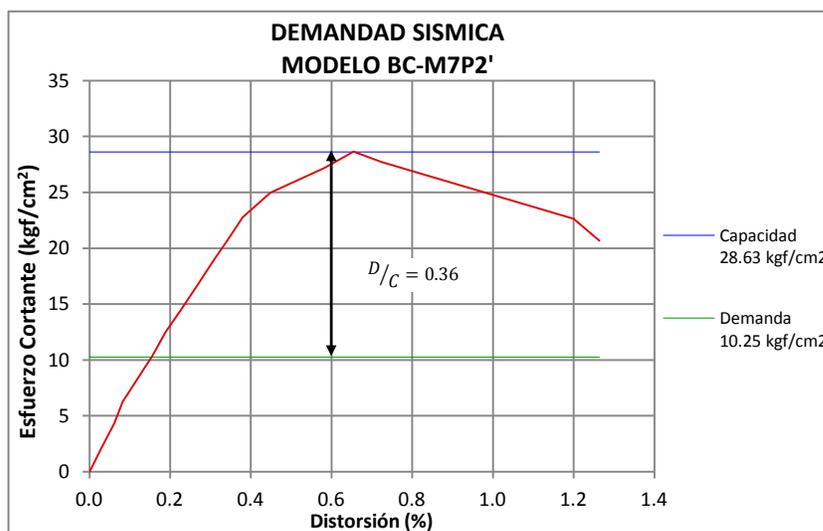
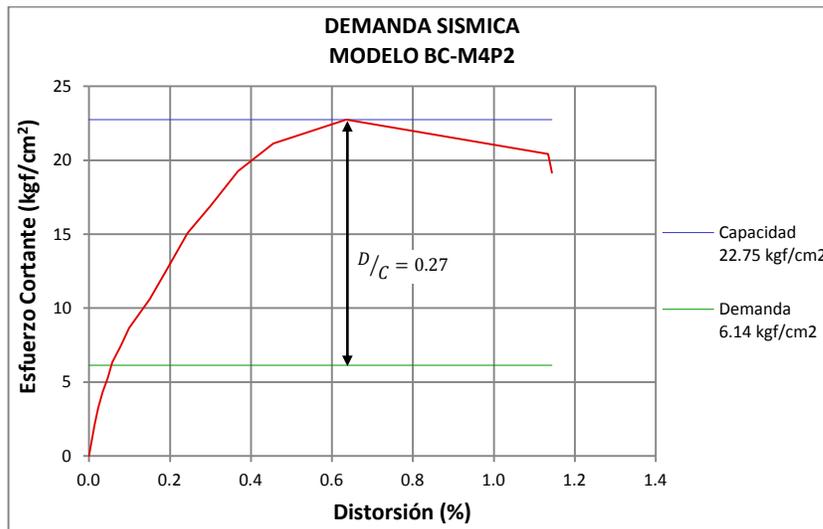
De la gráfica 5.10 a la 5.13 se muestran los valores obtenidos para la demanda sísmica de los modelos sujetos a análisis, también, la curva envolvente de respuesta con su respectiva capacidad máxima.



Gráfica 5. 10 Demanda sísmica, modelo BC-M0P1



Gráfica 5. 11 Demanda sísmica, modelo BC-M2P1'



En la tabla 5.6 se presenta un resumen de los datos expuestos en las gráficas de la 5.10 a la 5.13, en esta se presenta el valor de la demanda sísmica lateral expresada en términos de esfuerzo para cada uno de los modelos a los cuales se les aplicó carga vertical, este valor es comparado con la capacidad de resistencia experimental de cada uno de los modelos, la cual es mayor a la demanda sísmica correspondiente a cada uno con relaciones que oscilan entre

0.038 y 0.36; es recomendable que la relación anterior no exceda el valor de 1/3, debido a las variaciones que existen en la construcción con mampostería, la relación demanda capacidad deberá mantenerse cercana a un valor de 1/3; tomando en cuenta los valores anteriores estos están dentro de lo permitido.

Tabla 5. 6 Coeficientes sísmicos

MODELO	DEMANDA SISMICA (kgf/cm²)	RESISTENCIA EXPERIMENTAL (kgf/cm²)	FACTOR
BC-M0P1	0.37	9.74	0.038
BC-M2P1'	2.94	14.67	0.20
BC-M4P2	6.14	22.75	0.27
BC-M7P2'	10.25	28.63	0.36

CAPITULO VI.
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

1. La variación entre la rigidez teórica de los modelos ensayados y la experimental obtenida de las pruebas, puede ser atribuida a que los parámetros de módulo de elasticidad por flexión y módulo de elasticidad por cortante, fueron estimados con base al esfuerzo de compresión de la mampostería (según lo propuesto en la Norma Complementaria Mexicana); en lugar de ser calculados, dando como resultado una reducción cercana al 40%, para el modelo sin carga vertical y una reducción cercana al 25% para los modelos con carga vertical aplicada, a esto debe sumarse la mala calidad del mortero de pegue y el grout para el llenado de celdas, los cuales tuvieron un decremento con respecto a sus estándares esperados iguales a 15% y 71% respectivamente.
2. Para los modelos del punto 1 con esfuerzo vertical de 0.00 kgf/cm^2 , inicialmente los modelos mostraron grietas horizontales a través del mortero de pegue prolongándose casi la totalidad de la longitud del modelo, para luego en los últimos ciclos de carga tener una leve tendencia en diagonal, este modo de falla se atribuye a efectos de flexión, esto debido a que al no tener esfuerzo vertical la resistencia en la interface pieza mortero es poca, lo que permite una abertura considerable en las grietas horizontales que se generaron entre las hiladas.
3. Para los modelos del punto 1' con esfuerzos verticales cercanos a 9.50 kgf/cm^2 , la tendencia de falla que se mostró inicialmente fue por corte-fricción para la cual sus grietas alcanzaron en forma horizontal la mitad de la longitud del modelo, en las primeras dos hiladas del mismo, para luego mostrar una tendencia diagonal en los últimos ciclos de carga atravesando bloque y mortero, por lo cual y con base a los resultados expuestos anteriormente se concluye que el modo de falla predominante fue por efectos de cortante.

4. Para los modelos del punto 2 con esfuerzo vertical de aproximadamente 18.00 kg/cm^2 , se observó la aparición de pequeñas grietas en el mortero con tendencia horizontal, para luego mostrar grietas en diagonal atravesando bloque y mortero indistintamente, también se mostró leve aplastamiento en la zona de compresión en la primera hilada, y tomando en cuenta los resultados anteriores se concluye que el modo de falla predominante es tensión diagonal, esto sucede cuando sobre la mampostería obran esfuerzos considerables de compresión, lo cual genera una mayor resistencia en la interface mortero pieza, aumentando así la resistencia a cortante del modelo.
5. Para los modelos del punto 2' con esfuerzo vertical de aproximadamente 30.00 kgf/cm^2 , se observaron pequeñas grietas iniciales con tendencia horizontal entre las primeras tres hiladas, para luego mostrar grietas en diagonal que terminaron atravesando el modelo en su totalidad y en los últimos ciclos de carga presentar efectos debido a la compresión (astillamiento y aplastamiento) de ciertas piezas en donde no se encontraba refuerzo vertical, lo cual y con base a los resultados expuestos anteriormente se indica que la falla predominante fue por tensión diagonal.
6. Para la configuración de mampostería propuesta para esta investigación, se puede observar con los resultados obtenidos, que a mayor esfuerzo vertical aplicado la resistencia a cortante aumenta, esto debido a un incremento en la resistencia de la interface bloque-mortero, iniciando con un esfuerzo vertical de 0.00 kgf/cm^2 correspondiente a 9.00 kgf/cm^2 en esfuerzo cortante y aumentando hasta 30 kgf/cm^2 en esfuerzo vertical alcanzando un máximo de resistencia a cortante cercano a 28.00 kgf/cm^2 , lo que propone un aumento de 2 veces más su valor en la resistencia a cortante para esta investigación; también se puede decir según lo observado en los ensayos, que el daño producido por las fuerzas aplicadas en el plano de los modelos presento mayor extensión y magnitud.

7. Las deformaciones obtenidas en el agrietamiento fueron cercanas al 0.15% para los modelos del punto 1, aproximadamente del 0.25% en el punto P1', cercano a 0.27% para el punto 2 y de 0.40% en el punto 2', lo que indica una tendencia en aumento para la distorsión, esto se atribuye a un aumento en la rigidez debido al incremento en los esfuerzos verticales genera un mayor número de ciclos necesarios para alcanzar el agrietamiento.
8. Con los datos presentados anteriormente se concluye que la distorsión en la que se produce la máxima resistencia a cortante oscila en valores cercanos a 0.65%, que equivale a aproximadamente a 5.5 mm en promedio de desplazamiento lateral en nuestra configuración de prueba, pero que los esfuerzos laterales necesarios para generar esa distorsión si tuvieron aumento, lo que indica la influencia de los esfuerzos verticales en la resistencia a cortante de la mampostería.
9. Según la curva envolvente de fallas expuesta en la teoría de Mann y Müller, en la primera zona el rango de esfuerzos cortantes para nuestra configuración de mampostería oscilan entre 6.30 kgf/cm² a 10.93 kgf/cm², mientras que en los datos obtenidos experimentalmente, los valores de esfuerzos requeridos para el trazo de esta zona rondaron entre 9.74 kgf/cm² a 14.66 kgf/cm² en cortante, esto indica que presentaron un incremento de entre 55% y 35% respectivamente; para los siguientes dos puntos de análisis 2 y 2' comprendidos en el inicio de la segunda zona, los valores teóricos de esfuerzos a cortante son de 15.56 kgf/cm² y 18.22 kgf/cm² respectivamente para cada punto, y los valores obtenidos experimentalmente fueron de 22.75 kgf/cm² a 28.63 kgf/cm², lo que refleja nuevamente un incremento respecto a los teóricos, este valor fue aproximadamente de un 25%, con base en lo anterior se puede decir que la predicción de resistencia a cortante de la mampostería con refuerzo interior por medio de la teoría de Mann-Müller, produce valores conservadores con respecto a los obtenidos experimentales.

10. De los resultados obtenidos en resistencia y daño experimentales y haciendo una comparación entre las estimaciones proyectadas, podemos concluir que la mampostería de bloque de concreto con refuerzo integral con la configuración de refuerzo ensayada, supero su comportamiento estructural proyectado en el plano; estos resultados pueden tomarse como un indicativo de la respuesta que tendría una estructura de mampostería de 6, 12 y 20 niveles en equivalencia a los esfuerzos verticales aplicados en las pruebas, tomando en cuenta que estos resultados no definen el comportamiento total de la estructura.
11. Por medio de los resultados obtenidos se puede concluir que, a pesar de analizar la mampostería a través del mecanismo de cortante, y que la teoría de Mann y Müller defina en su curva modos de falla debidos a cortante y compresión, los efectos debidos a flexión también se hicieron presentes en el comportamiento de los modelos, por lo cual estos deben de ser considerados en la predicción y análisis de las estructuras de mampostería.
12. Luego de hacer las respectivas comparaciones entre las demandas sísmicas laterales, y las capacidades de resistencia a cortante de los modelos sujetos a análisis, estas tuvieron valores entre 0.038 y 0.36, lo cual se considera aceptable, tomando en cuenta que lo recomendable para esta relación es el valor de $1/3$, dato propuesto como resultado de diferentes investigaciones, esto con base en la seguridad; el valor de 0.36 obtenido para el modelo BC-M7P2' toma en cuéntala influencia de los vicios en la construcción, la mala calidad de los material y errores en la mano de obra.
13. Para el primer esfuerzo vertical ensayado cercano a 5.30 kgf/cm^2 el cual equivaldría a una edificación tipo condominio de aproximadamente 6 niveles, si esta fuese construida con la configuración de mampostería propuesta para esta investigación, la edificación tendría una demanda sísmica de alrededor de 3.00 kgf/cm^2 y la misma presentaría una resistencia de alrededor de 14.00 kgf/cm^2 , sobre esta edificación los efectos

de cortante serian predominantes, recordando además que la investigación se desarrolló estudiando el comportamiento de la mampostería en el plano.

6.2 RECOMENDACIONES

1. En el caso de retomar los resultados obtenidos en este estudio deberá tomarse en cuenta que los mismos fueron obtenidos para un análisis del comportamiento de la mampostería en el plano, lo cual conlleva a decir que esto representa solo una parte del análisis total que debe hacerse a este tipo de estructuras.
2. Debe tomarse en cuenta que la demanda sísmica se calculó en base a las condiciones propias de nuestra mampostería y características generales de suelo, por lo que se recomienda que al sector construcción que la demanda sísmica específicas para el proyecto deberá considerar los factores propios de la edificación a considerar así como condiciones de suelo.
3. Observando el comportamiento registrado de los modelos en los ensayos se recomienda al sector construcción hacer una supervisión significativa a el control de calidad de los materiales a utilizar y especialmente a las labores de hechura de mezclas, tanto para los morteros de pegue como para los concretos, hacer énfasis en las dosificaciones propuestas y en la relación agua cemento para cada una de ellas, ya que la alteración de la dosificación puede conllevar a resultados pobres en la contribución de estas en la resistencia máxima de las estructuras de mampostería.
4. Se recomienda que para estudios de este tipo a la mampostería, se realicen las pruebas correspondientes a los materiales individuales así como en conjunto, esto con el fin de obtener parámetros propios para el sistema constructivo en estudio, así se evitaren variaciones entre las estimaciones previas y los datos experimentales de prueba.
5. Para efecto de trabajos similares a la investigación que se realizó al sistema de bloque de concreto que no tengan plazos de tiempo cortos, se recomienda hacer el debido control de calidad de los materiales y

agregados antes de que los especímenes sean construidos, esto con el fin de evitar dicha actividad con elementos de mala calidad que puedan perjudicar los resultados finales del estudio.

6. Debido a condiciones de laboratorio, la máxima carga a aplicar en nuestros ensayos fue de 24 toneladas en vertical, lo cual limitó el número de puntos que se deseaban cubrir para el trazo de la curva envolvente de fallas expuesta por Mann y Müller, para el caso se recomienda que al tener las condiciones adecuadas de laboratorio, se continúe con el estudio de los siguientes puntos de dicha curva, los cuales representan la falla por tensión diagonal, hasta llegar a la falla por compresión pura.
7. Para futuras investigaciones, se recomienda verificar el equipo con que se cuenta en laboratorio, para así adaptar de la mejor manera las dimensiones de los modelos y el procedimiento de ensayo, asegurando así resultados más consistentes.
8. El estudio de la mampostería reforzada internamente es extenso, por lo cual se recomienda hacer no solo el análisis del comportamiento en el plano sino también perpendicular a este, así como también hacer una variación en la configuración del acero de refuerzo en relación al propuesto para este estudio.
9. Si las condiciones del laboratorio lo permiten se recomienda realizar investigaciones en especímenes de paredes que puedan contener huecos de puertas y ventanas, para obtener resultados más representativos para este tipo de estructura.

BIBLIOGRAFIA

- ✓ FEMA 273, 1997, NE HRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
- ✓ Francisco Javier Crisafulli, 1997, Seismic Behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.
- ✓ ISCYC, Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto. Construcción de Vivienda
- ✓ Utilizando Mampostería de Bloque de Concreto.
- ✓ M. Tomazevic, 1999. Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Series on Innovation in Structures and Construction Vol. 1. Slovenian National Buildings and Civil Engineering Institute.
- ✓ Ministerio de obras públicas (MOP), [1994]. "Norma técnica para diseño para diseño y construcción estructural de mampostería", Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones, El Salvador, 1994.
- ✓ Ministerio de obras públicas (MOP), [1994]. "Norma especial para el diseño y construcción de viviendas", Ministerio de obras públicas, 1994.
- ✓ Ministerio de obras públicas (MOP), [1994]. "Norma técnica para el control de calidad de los materiales estructurales.
- ✓ Roberto Meli, 1979. Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería, Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México UNAM.
- ✓ TAISHIN, 2008, Informe de resultados de la investigación del sistema constructivo bloque de concreto con refuerzo integral.

ANEXOS

ANEXO A. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y ENSAMBLAJES

Se presentan los procedimientos para verificar la calidad de los materiales, y se presentan las propiedades físicas y mecánicas de los elementos conformantes de la estructura de mampostería.

Entre las propiedades físicas importantes se pueden mencionar la forma y las dimensiones; mientras que en las propiedades mecánicas se pueden mencionar la absorción, resistencia a la compresión, y resistencia a la tensión.

Tabla A-1. Ensayos y normas utilizadas para las unidades de mampostería.

UNIDAD	ENSAYO REALIZADO	NORMATIVA
Acero	Tensión	ASTM A-615
Mortero	Compresión	ASTM C-109
Grout	Compresión	ASTM C-476
Concreto	Compresión	ASTM C-39
Bloque de concreto	Compresión	ASTM C-140
	Absorción	ASTM C-90
Prisma	Compresión	APNMX C145-2002-ONNCCE
Grava	Granulometría	ASTM C-136
Arena	Granulometría	ASTM C-136

a) Ensayo a tensión al acero de Refuerzo

Para realizar el ensayo se tomaron 3 muestras por cada diámetro de varilla, ya que son 2 diámetros diferentes los utilizados en la construcción de los especímenes, entonces el total de muestras tomadas fue de 6 (Como se muestra en la figura A-1), las cuales fueron preparadas para el ensayo; esta preparación consta de cortar las muestras a una longitud de 60 cm, y se toman los datos que especifica la norma para dicho ensayo. Luego de esto las muestras son probadas en la maquina universal como se muestra en la figura A-2.



Figura A-1. Muestras para ensayo a tensión.



Figura A-2. Ensayo a tensión del acero en maquina Universal.

Los resultados de estas pruebas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla A-2. Resultados en prueba de tensión en varillas de 3/8"

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES			
PRUEBA DE TENSION PARA EL ACERO DE REFUERZO			
HOJA No: 1/2		FECHA:	29/02/2012
MUESTRA	M1	M2	M3
(DESCRIPCION)			
DIAMETRO NOMINAL (pulg)	3/8"	3/8"	3/8"
LONGITUD DE MUESTRA (cm)	59,90	60,00	59,80
PESO DE MUESTRA (kg)	0,33	0,34	0,33
PESO/METRO LINEAL (kg/m)	0,55	0,56	0,56
PESO /METRO LINEAL NOMINAL (kg/m)	0,55	0,56	0,56
% VARIACION DE PESO	0,36	0,00	0,18
DIAMETRO INICIAL (cm)	0,91	0,90	0,91
DIAMETRO FINAL (cm)	0,67	0,62	0,62
AREA NOMINAL (cm ²)	0,71	0,71	0,71
AREA EFECTIVA (cm ²)	0,65	0,64	0,65
% VARIACION DE AREA	8,45	9,86	8,45
% REDUCCION DE AREA	26,37	31,11	31,12
LONGITUD INICIAL Lo (cm)	20,00	20,00	20,00
LONGITUD FINAL Lf (cm)	24,70	24,50	24,80
% ELONGACION	23,50	22,50	24,00
CARGA DE FLUENCIA (kg)	2500,00	2350,00	2500,00
ESFUERZO DE FLUENCIA (kg/cm ²)	3521,13	3309,86	3521,13
CARGA MAXIMA (kg)	3700,00	3600,00	3750,00
ESFUERZO ULTIMO (kg/cm ²)	5211,27	5070,42	5281,69
ESFUERZO DE FLUENCIA (PSI)	49965,00	46966,91	49964,83
ESFUERZO ULTIMO (PSI)	73948,00	71949,26	74947,18
RANGO DE CARGA	40000,00	40000,00	40000,00
TIPO DE FRACTURA	DIAGONAL	IRREGULAR	DIAGONAL
ASTM:	A-615		

Tabla A-3. Resultados en prueba de tensión en varillas de 1/2"

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES			
PRUEBA DE TENSION PARA EL ACERO DE REFUERZO			
HOJA No: 2/2		FECHA:	29/02/2012
MUESTRA	M1	M2	M3
(DESCRIPCION)			
DIAMETRO NOMINAL (pulg)	1/2"	1/2"	1/2"
LONGITUD DE MUESTRA (cm)	59,90	59,90	59,75
PESO DE MUESTRA (kg)	0,59	0,58	0,58
PESO/METRO LINEAL (kg/m)	0,98	0,98	0,98
PESO /METRO LINEAL NOMINAL (kg/m)	0,98	0,97	0,97
% VARIACION DE PESO	0,20	0,21	0,51
DIAMETRO INICIAL (cm)	1,20	1,20	1,20
DIAMETRO FINAL (cm)	0,90	0,94	0,85
AREA NOMINAL (cm ²)	1,27	1,27	1,27
AREA EFECTIVA (cm ²)	1,13	1,13	1,13
% VARIACION DE AREA	11,02	11,02	11,02
% REDUCCION DE AREA	25,00	21,67	29,17
LONGITUD INICIAL Lo (cm)	20,00	20,00	20,00
LONGITUD FINAL Lf (cm)	24,90	24,30	24,20
% ELONGACION	24,50	21,50	21,00
CARGA DE FLUENCIA (kg)	4600,00	4600,00	4600,00
ESFUERZO DE FLUENCIA (kg/cm ²)	3622,05	3622,05	3622,05
CARGA MAXIMA (kg)	6900,00	6900,00	6900,00
ESFUERZO ULTIMO (kg/cm ²)	5433,07	5433,07	5433,07
ESFUERZO DE FLUENCIA (PSI)	51396,89	51396,89	51396,89
ESFUERZO ULTIMO (PSI)	77095,26	77095,26	77095,26
RANGO DE CARGA	40000,00	40000,00	40000,00
TIPO DE FRACTURA	IRREGULAR	IRREGULAR	IRREGULAR
ASTM:	A-615		

b) Ensayo a compresión al mortero

Para el ensayo del mortero utilizado como material ligante de las unidades de mampostería, se tomaron muestras de la mezcla proveniente de una misma bachada, luego se llenaron los moldes según el “Método de ensayo estándar para la resistencia a compresión de morteros de cemento hidráulico” (Ver figura A-3), las muestras fueron desamoldadas a las 24 horas para ser sometidas al curado, y luego ser ensayadas a los 14 y 28 días como se muestra en la figura A-4.



Figura A-3. Molde con muestras de mortero.



Figura A-4. Ensayo a compresión a cubos de mortero.

Los resultados de los ensayos se muestran en las siguientes tablas:

Tabla A-4. Resultados de la prueba a compresión de cubos de mortero de la muestra uno.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES												
PRUEBA DE COMPRESION DE CUBOS DE MORTERO (MUESTRA 1)												
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Lado 1 (cm)	Lado 2 (cm)	Lado 3 (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estand.	Prom (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	24/02/2012	14	5,04	5,00	5,10	25,20	0,26	2365,10	93,85	3,76	99,10	3,79
C-2	24/02/2012	14	5,10	5,10	5,08	26,01	0,26	2664,69	102,45			
C-3	24/02/2012	14	5,10	5,08	5,05	25,91	0,26	2616,73	101,00			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :										90,52		
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Lado 1 (cm)	Lado 2 (cm)	Lado 3 (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estand.	Prom (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	02/03/2012	28	5,10	5,10	5,00	26,01	0,25	2303,98	88,58	10,46	101,57	10,30
C-2	02/03/2012	28	5,00	5,10	5,00	25,50	0,25	2912,25	114,21			
C-3	02/03/2012	28	5,10	5,09	5,10	25,96	0,25	2645,72	101,92			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :										80,77		
Esfuerzo obtenido en prueba						Esfuerzo min según norma ASTM 1019-02						
80,77 kgf/cm²						125 kgf/cm²						

Tabla A-5. Resultados de la prueba a compresión de cubos de mortero de la muestra dos.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES												
PRUEBA DE COMPRESION DE CUBOS DE MORTERO (MUESTRA 2)												
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Lado 1 (cm)	Lado 2 (cm)	Lado 3 (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estand	Prom (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	29/02/2012	14	5,09	5,10	5,11	25,96	0,26	2813,37	108,38	2,31	109,21	2,12
C-2	29/02/2012	14	5,10	5,18	5,10	26,42	0,27	2823,98	106,90			
C-3	29/02/2012	14	5,09	5,11	5,09	26,01	0,27	2922,76	112,37			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :										103,7		
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Lado 1 (cm)	Lado 2 (cm)	Lado 3 (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estand	Prom (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	15/03/2012	29	5,10	5,10	5,09	26,01	0,27	3003,37	115,47	2,89	113,92	2,54
C-2	15/03/2012	29	5,10	5,10	5,15	26,01	0,27	3028,27	116,43			
C-3	15/03/2012	29	5,11	5,10	5,09	26,06	0,26	2863,47	109,88			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :										107,1		
Esfuerzo obtenido en prueba						Esfuerzo min según norma ASTM 1019-02						
107,12 kgf/cm²						125 kgf/cm²						

c) Ensayo a compresión al Grout

Para el ensayo a compresión al grout se tomaron 4 muestras de la mezcla de una misma bachada y 4 de otra, esto debido a que la construcción de los modelos se realizó en 2 tándem, un grupo de 8 modelos y otro de 7. Los moldes cilíndricos son llenados en 3 capas cada una de las cuales se compacta dando 25 golpes con una varilla de punta de bala, estas muestras fueron desamoldadas a las 24 horas para ser sometidas al curado (Ver figura A-5), luego de esto se realizar las pruebas correspondientes a los 14 y 28 días, como se muestra en la figura A-6.



Figura A-5. Muestra de grout para ensayo a compresión.



Figura A-6. Ensayo a compresión en cilindros de grout.

Tabla A-6. Resultados de prueba a compresión de cilindros de grout, muestra uno.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA											
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL											
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES											
PRUEBA DE COMPRESION DE CILINDROS DE GROUT (MUESTRA 1)											
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estan.	Promedio (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	24/02/2012	14	10,55	19,30	87,42	3,58	2200,00	25,17	4,34	29,50	14,70
C-2	24/02/2012	14	10,60	19,70	88,25	3,63	2986,12	33,84			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :									21,57		
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estan.	Promedio (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	09/03/2012	28	10,50	19,20	86,59	3,53	3050,00	35,22	1,44	36,67	3,94
C-2	09/03/2012	28	10,50	19,60	86,59	3,618	3300,00	38,11			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :									33,38		
Esfuerzo obtenido en prueba						Esfuerzo min según norma ASTM 1019-02					
33,38 kgf/cm²						140 kgf/cm²					

Tabla A-7. Resultados de prueba a compresión de cilindros de grout, muestra dos.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES											
PRUEBA DE COMPRESION DE CILINDROS DE GROUT (MUESTRA 2)											
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estan.	Promedio (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	29/02/2012	14	10,60	19,00	88,25	3,53	2296,32	26,02	3,28	29,30	11,20
C-2	29/02/2012	14	10,45	19,10	85,77	3,508	2794,69	32,58			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :									22,89		
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estan.	Promedio (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	15/03/2012	30	10,60	19,40	88,25	3,62	3700,00	41,93	0,57	41,36	1,37
C-2	15/03/2012	30	10,60	18,60	88,25	3,50	3600,00	40,79			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :									39,99		
Esfuerzo obtenido en prueba						Esfuerzo min según norma ASTM 1019-02					
39,99 kgf/cm²						140 kgf/cm²					

d) Prueba a compresión al Concreto

Para el ensayo a compresión al concreto se tomaron 4 muestras de la mezcla de una misma batchada (Ver figura A-7). Los moldes cilíndricos fueron llenados en 3 capas cada una de las cuales se compactó dando 25 golpes con una varilla con punta de bala, estas muestras fueron desamoldadas a las 24 horas para ser sometidas al curado, luego de esto se realizaron las pruebas correspondientes a los 14 y 28 días, como se muestra en la figura A-8.



Figura A-7. Muestra de concreto.



Figura A-8. Ensayo a compresión en cilindros de concreto.

Los resultados obtenidos en los ensayos se muestran en las siguientes tablas:

Tabla A-8. Resultados de ensayo a cilindros de concreto.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES											
PRUEBA DE COMPRESION DE CILINDROS DE CONCRETO											
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estandar.	Prom (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	29/02/2012	14	15,35	30,40	185,06	12,45	31650,00	171,03	23,51	147,52	15,94
C-2	29/02/2012	14	15,25	30,20	182,65	12,30	22650,00	124,00			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :									105,48		
Espec.	Fecha de ensayo	Días	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Peso (Kgf)	Carga de falla (Kgf)	Esfuerzo (Kgf/cm ²)	Desv. Estandar.	Prom (Kgf/cm ²)	C.V. (%)
C-1	15/03/2012	28	15,30	29,90	183,85	12,54	32750,00	178,13	18,11	160,02	11,32
C-2	15/03/2012	28	15,20	30,10	181,46	12,03	25750,00	141,91			
Esfuerzo con coeficiente de variación (kgf/cm ²) :									124,72		

e) Prueba a compresión al bloque de concreto

El procedimiento para la prueba de compresión simple de los bloques de concreto se da a conocer en la norma ASTM C140, antes de aplicar la carga vertical gradual sobre el bloque, este debe ser preparado con anterioridad, este proceso incluye la toma de dimensiones del espécimen así como también su peso en condición natural, para luego proceder con el refrentado (Ver figura A-9) el cual consiste en aplicar una capa de compuesto de azufre en las caras del espécimen que tendrán contacto con la base de la máquina universal y el yugo de la misma, esto con el fin de distribuir de mejor manera la carga vertical que se aplicará sobre el área neta del bloque, en total se ensayaron 6 unidades de mampostería con dimensiones nominales de 15x20x40 (fotos).



Figura A-9. Refrentado de bloque de concreto.



Figura A-10. Ensayo a compresión de bloque de concreto.

La resistencia a compresión en este ensayo se obtiene con el promedio de tres unidades; los resultados obtenidos se detallan a continuación

Tabla A-9. Resultados de ensayo a compresión de bloque de concreto.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES									
PRUEBA DE COMPRESION DE BLOQUES						FECHA DE ENSAYO: 16/03/2012			
DIMENSIONES NOMINALES: 15X20X40 cm									
RESULTADOS INDIVIDUALES EN LAS UNIDADES DE BLOQUE DE CONCRETO									
MUESTRA	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LARGO (cm)	PESO (kg)	CARGA (kgf)	AREA (cm ²)		ESFUERZO (kgf/cm ²)	
						GRUESA	NETA	GRUESO	NETO
B-1	14,00	19,00	39,00	9,75	54500,00	546,00	316,28	99,82	172,31
B-2	14,00	19,00	38,90	9,51	43500,00	544,60	316,75	79,88	137,33
B-3	13,90	18,90	38,90	9,74	55000,00	540,71	317,89	101,72	173,01

f) Prueba de absorción al bloque de concreto

Para la prueba de absorción de los bloques de concreto se siguió el procedimiento señalado en la norma ASTM C140, el cual indica que las muestras deben de ser secadas al horno a una temperatura constante de 170°C durante 24 horas (Ver figura A-11) y luego, ser sumergidas por un periodo de 24 horas, esto con el fin de obtener el peso del bloque en la condición “triple ese” para luego sacar la diferencia con el respectivo peso seco, y así obtener el porcentaje de absorción de los bloques.

Los datos obtenidos en la prueba de absorción de los bloques, fueron utilizados también para el cálculo del área neta de los mismos, dato necesario para la investigación ya que es influyente en la determinación de la resistencia a cortante y a compresión teórica que se estima para los especímenes que serán sometidos a pruebas.



Figura A-11. Bloque secos 24 horas en horno.



Figura A-12. Bloques sumergidos 24 horas.

El cálculo y los correspondientes resultados de este apartado se presentan a continuación.

Tabla A-10. Resultados de las pruebas de área neta y absorción.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA														
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL														
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES														
PRUEBA DE COMPRESION DE BLOQUES												FECHA DE ENSAYO: 23/03/2012		
DIMENSIONES NOMINALES: 15X20X40 cm														
MUESTRA	ANCHO (cm)	ALTO (cm)	LARGO (cm)	PESO SECO(kgf)	PESO SAT. (kgf)	PESO SUMER (kgf)	% ABS	PROM ABS (%)	DESV ESTAN ABS	C.V. (%) ABS	ABS (Kgf/m3)	PROM ABS (%)	DESV ESTAN ABS	C.V. (%) ABS
B-1	14,00	19,00	38,90	9,50	10,77	4,76	11,78	12,05	0,35	2,88	177,69	176,52	1,53	0,87
B-2	14,00	18,60	39,00	9,14	10,45	4,56	12,54				174,35			
B-3	14,00	19,00	39,00	9,54	10,82	4,78	11,82				177,51			
VOLUMEN (m3)	DENSI. (Kgf/m3)	AREA NETA (cm2)	PROM. AREA NETA	DESV. ESTAN.	C.V. (%) AREA NETA	Absorción con coeficiente de variación (%): 11,24 Absorción con coeficiente de variación (Kgf/m3) : 172,77 Área Neta con coeficiente de variación (cm2) : 315,30								
0,0060	1580,86	316,28	316,98	0,68	0,21									
0,0059	1551,19	316,75												
0,0060	1579,27	317,89												

g) Prueba de absorción al bloque de concreto

Se entenderá como prisma a aquel elemento conformado por unidades de mampostería ligadas con mortero, este elemento se toma como representación de una sección de una pared conformada con dicho sistema constructivo, los cuales son ensayados para determinar propiedades mecánicas específicas de las estructuras de mamposterías, en este caso específico el esfuerzo de compresión de la mampostería de bloque de concreto f'_m .

Según la norma APNMX C145-2002-ONNCCE los prismas a ensayar deberán tener una relación alto-ancho que varíe entre 2 y 5 y los resultados obtenidos para la prueba de compresión deberán de ser multiplicados por los factores correspondiente para dicha relación, estos factores son presentados en la tabla A-11, el resultado a considerar será el promedio de seis unidades.

Tabla A-11. Factores de corrección para el cálculo de los esfuerzos.

Relación de esbeltez	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

La preparación para este ensayo requiere de la construcción de 6 prismas (Ver figura A-13), estos están conformados por la mitad en altura de un bloque de concreto como base, un bloque completo al medio y otra mitad al tope, unidos por mortero; los prismas son curados durante 7 días, y son ensayados como mínimo a los 28 días; antes de aplicar la carga gradual las unidades son refrentadas (Ver figura A-14) de igual manera como se hizo con los bloques de concreto, los resultados obtenidos para este ensayo se presentan en la tabla A-12.



Figura A-13. Prismas para prueba de compresión de mampostería.



Figura A-14. Ensayo de compresión en prismas.

Tabla A-12. Resultados de ensayo a compresión en prismas de mampostería.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA					
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL					
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES					
	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5
Fecha de ensayo	20-Mar-12	29-Mar-12	29-Mar-12	29-Mar-12	29-Mar-12
Edad de prismas (Días)	30	10	10	10	10
Espesor de junta 1 (cm)	1,25	1,20	1,10	1,12	1,15
Espesor junta 2 (cm)	1,20	1,13	1,17	1,08	1,21
Ancho (cm)	14,05	14,00	14,00	14,00	14,00
Alto (cm)	39,00	39,80	39,50	39,40	39,80
Largo (cm)	39,00	38,90	39,00	39,90	39,00
Espesor de caras 1 (cm)	2,76	3,10	2,71	2,85	2,80
Espesor de caras 2 (cm)	3,25	3,23	3,12	3,08	3,20
Espesor de almas 1 (cm)	3,15	3,38	3,10	2,95	3,10
Espesor de almas 2 (cm)	3,19	3,30	3,18	3,18	3,20
Espesor de almas 3 (cm)	3,25	3,55	3,33	3,50	3,30
Área neta (cm ³)	315,30	315,30	315,30	315,30	315,30
Peso (kgf)	20,18	21,56	20,37	21,04	20,90
Carga total aplicada (kgf)	28500,00	28700,00	26850,00	26550,00	27650,00
Esfuerzo a compresión de la mampostería (kgf/cm²)	90,39	91,03	85,16	84,21	87,70
Esfuerzo a comp. Prom de la mampostería (kgf/cm²)	87,70				
Relación Alto/Ancho	2,78	2,84	2,82	2,81	2,84
Factor de corrección	0,87	0,88	0,87	0,87	0,88
Resistencia a compresión corregida (kgf/cm ²)	76,30	77,17	76,30	76,30	77,17
Resistencia a comp. Prom. corregida (kgf/cm ²)	76,65				
Desviación estándar	0,43				
Coefficiente de variación	0,56				
Esf a comp corregida prom de la mampostería (kgf/cm²)	75,59				

h) Ensayo granulométrico para arena y grava.

Para realizar el ensayo granulométrico se realizó el cuarteo luego se tomaron muestras de 450 gramos de arena y 10,000 gramos de grava, estas muestras se hacen pasar por los tamices correspondientes según la ASTM C-136, colocadas en el vibrador mecánico por un lapso de 10 minutos (Ver figura A-15), luego se verifican los pesos obtenidos en las mallas, y estos son graficados como se muestra en las tablas siguientes.



Figura A-15. Tamices para granulometría de grava.



Figura A-16. Tamices para granulometría de arena.



Figura A-17. Cuantificación de material retenido en cada tamiz.

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**

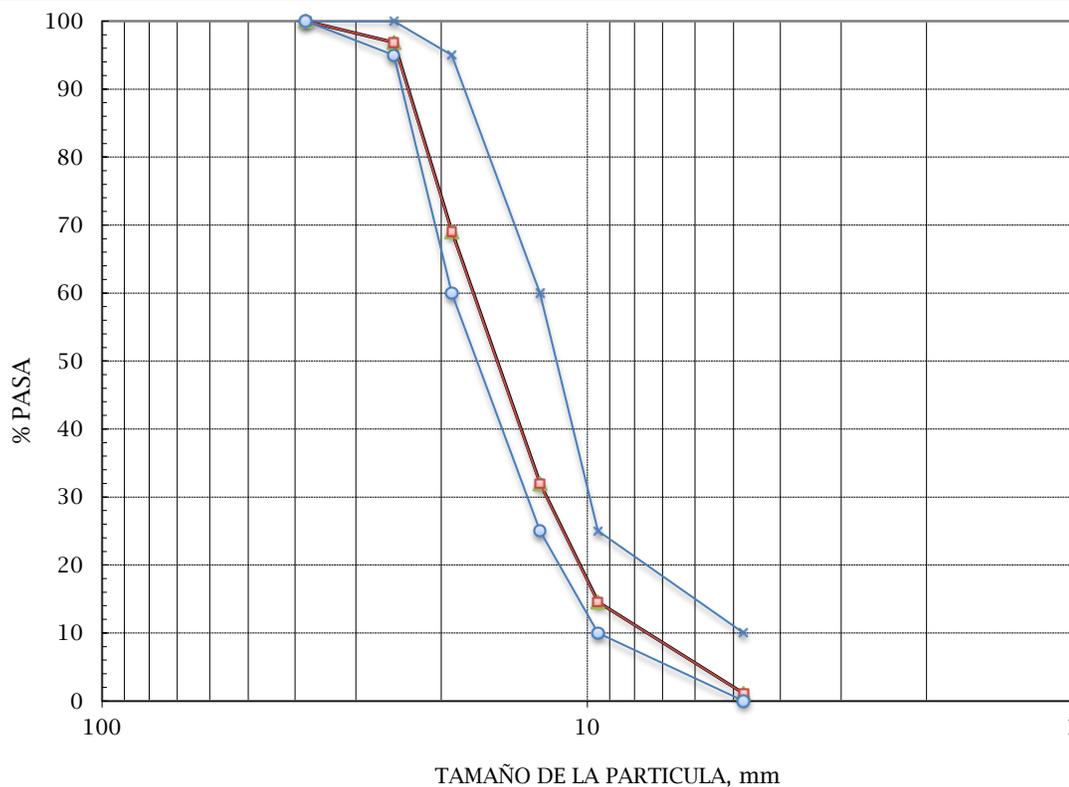
CLASIFICACION: GRAVA

FECHA DE ENSAYO: 23-Feb-12

**ENSAYO DE GRANULOMETRIA
 ASTM C 136**

MALLA		Peso Retenido parcial	Porcentaje Retenido parcial	Porcentaje Ret. acumulado	Porcentaje que pasa	Especificaciones	
Número	mm					Min	Max
1 1/2"	38	0	0	0	100	100	100
1"	25	314,23	3,14	3,14	96,86	95,00	100,00
3/4"	19	2784,80	27,85	30,99	69,01	60,00	95,00
1/2"	12,5	3707,00	37,07	68,06	31,94	25,00	60,00
3/8"	9,5	1740,70	17,41	85,47	14,53	10,00	25,00
N° 4	4,76	1343,55	13,44	98,90	1,10	0,00	10,00
FONDO		109,73	1,10	100,00	0,00	0,00	5,00
TOTALES		10000,0	96,9				

GRAVAS: $\frac{98,90}{100}$ %
 ARENAS: $\frac{1,10}{100}$ %
 FINOS: $\frac{0,00}{100}$ %
 SUMA 100 %



**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**

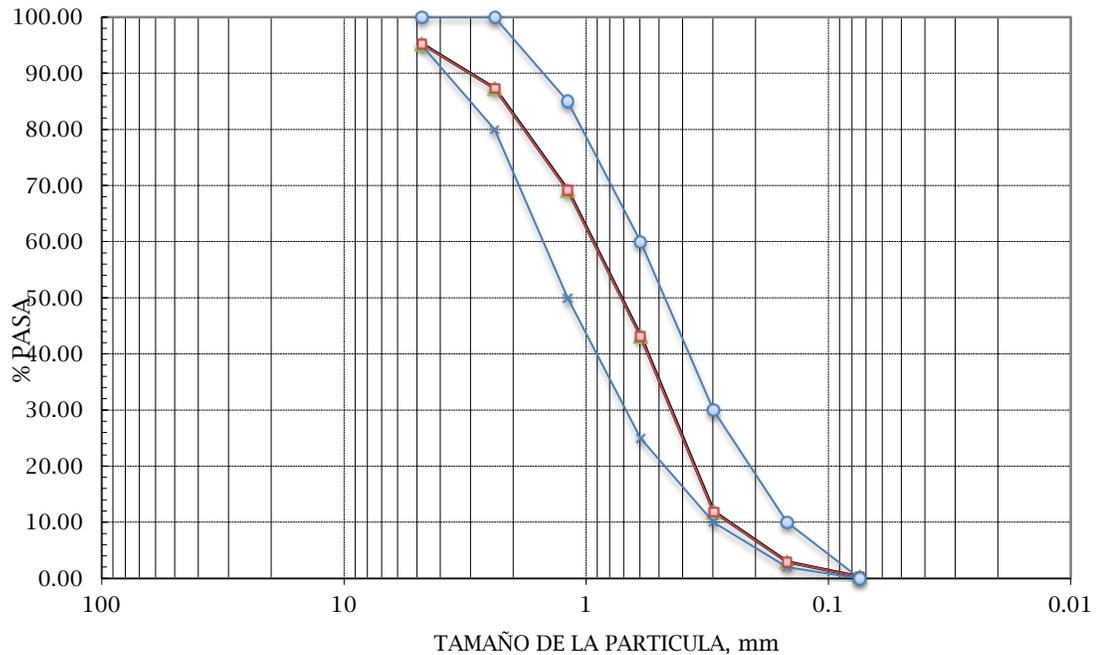
CLASIFICACION: ARENA

FECHA DE ENSAYO: 23-Feb-12

**ENSAYO DE GRANULOMETRIA
ASTM C 136**

MALLA		Peso	Porcentaje	Porcentaje	Porcentaje	Especificaciones	
Número	mm	Retenido parcial	Retenido parcial	Ret. acumulado	que pasa	Min	Max
3/8"	9,5	0	0,00	0,00	100,00		
Nº 4	4,76	21,5	4,78	4,78	95,22	95,00	100,00
Nº 8	2,38	35,75	7,95	12,72	87,28	80,00	100,00
Nº 16	1,19	81,65	18,15	30,87	69,13	50,00	85,00
Nº 30	0,595	116,95	25,99	56,86	43,14	25,00	60,00
Nº 50	0,297	140,60	31,25	88,11	11,89	10,00	30,00
Nº 100	0,148	40,30	8,96	97,07	2,93	2,00	10,00
Nº 200	0,074	11,95	2,66	99,72	0,28	0,00	0,00
FONDO		1,25	0,28	100,00	0,00		
TOTALES		450,0	100,0				

GRAVAS: 4,78 %
 ARENAS: 94,94 %
 FINOS: 0,28 %
 SUMA 100 %



ANEXO B. ESQUEMA DE EDIFICACION TIPO CONDOMINIO.

