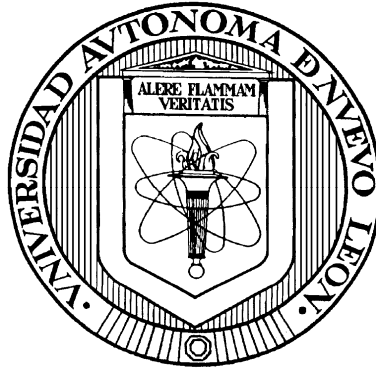


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**EFFECTO SÍSMICO DE TRES MODELOS HISTERÉTICOS
PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN LOS
ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICOS**

Por

JAFET JAIR ESCOBAR MARTÍNEZ

**Como requisito parcial para obtener el grado de
MAESTRIA EN CIENCIAS con especialidad en
Ingeniería Estructural**

Diciembre 2014.

RESUMEN

Jafet Jair Escobar Martínez

Fecha de Graduación: Diciembre, 2014

Universidad Autónoma de Nuevo León

Facultad de Ingeniería Civil

Título del estudio: EFECTO SÍSMICO DE TRES MODELOS HISTERÉTICOS PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN LOS ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICOS.

Número de páginas: 179

Candidato para el grado de Maestría en Ciencias con especialidad en Ingeniería Estructural

Area de Estudio: Dinámica Estructural (Ingeniería Sísmica)

Propósito y método del estudio: Se estudia la importancia del efecto inducido por el tipo de representación histerética para muros aislados de mampostería confinada, en la respuesta sísmica no lineal de un sistema dinámico de un grado de libertad horizontal. El efecto se analizó mediante la comparación de la demanda máxima observada en los espectros de respuesta. Se utilizó una serie de 10 eventos sísmicos registrados en la zona de alto riesgo perteneciente a la ciudad de Los Angeles California y preparada para desarrollar diversos fines de investigación en el proyecto SAC Phase 2 Steel. Se implementaron los siguientes: (1) Elastoplástico sin degradación de rigidez y resistencia. (2) Con degradación de rigidez y degradación cíclica por ablandamiento a la misma deformación. (3) Con degradación de rigidez, degradación cíclica de resistencia y adelgazamiento cerca del origen. La evaluación numérica para cada instante de la excitación sísmica y la correspondiente actualización de las propiedades estructurales no lineales del muro se realizó mediante el método numérico corrector predictor Adams-Bashforth-Moulton, capaz de dar solución a la ecuación diferencial que representa al sistema dinámico estructural.

Contribuciones y Conclusiones: El empleo de modelos histeréticos simplificados para muros aislados de mampostería confinada, con respecto a los de mayor elaboración en la determinación de respuestas máximas, no genera variaciones de consideración. Por consiguiente, las demandas máximas contenidas en las respuestas de desplazamiento, velocidad y aceleración pueden determinarse aceptablemente mediante el empleo del modelo simplificado elástico perfectamente plástico, cuando se requiera de importante cantidad de procesamientos y con resultados a una precisión mínima en el intervalo del periodo. Debido a que los modelos f2 y f3 requieren ajustes y calibraciones para su funcionamiento que complican el proceso de cálculo; se pueden emplear cuando se requieran estudios refinados. Finalmente, cabe recomendar que nuevos modelos histeréticos pueden formularse para evitar las complicaciones mencionadas.

FIRMA DEL ASESOR: _____

PADRE CREADOR, nos exhortas a ser tolerantes con nuestro prójimo y más aún con aquellos que entorpecen nuestro camino. Verdaderamente es una actitud para seres avanzados, pero estaré trabajando en en ello hasta dejar de esforzarme. La conclusión de este trabajo involucra a muchas personas; GRACIAS. Me permitirá continuar con otras fases y proyectos personales.

AGRADECIMIENTOS

PADRE CREADOR, nos exhortas a ser tolerantes con nuestro prójimo y más aún con aquellos que entorpecen nuestro camino. Verdaderamente es una actitud para seres avanzados, pero estaré trabajando en ello hasta dejar de esforzarme. La conclusión de este trabajo involucra a muchas personas; GRACIAS. Me permitirá continuar con otras fases y proyectos personales.

ÍNDICE DE CONTENIDO

	Página
1. INTRODUCCIÓN.	1
1.1 Muros de mampostería.	1
1.2 Motivación para el presente estudio.	3
1.3 Hipótesis.	6
1.4 Objetivo.	6
2. MARCO TEÓRICO.	9
2.1 Introducción.	9
2.2 Propiedades índice del conjunto de piezas de mampostería	10
2.3 Comportamiento experimental en muros aislados de mampostería.	20
2.4 Tipos de modelos histeréticos.	42
2.5 Modelos histeréticos para muros aislados de mampostería confinada	49
2.6 Espectros de respuesta inelásticos	68
2.7 Conclusiones parciales.	71
3. IMPLEMENTACIÓN DE MODELOS PARA MUROS AISLADOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.	73
3.1 Introducción.	73
3.2 Descripción del modelo elástico perfectamente plástico sin deterioro de rigidez y resistencia.	74
3.3 Descripción del modelo Flores-Alcocer con degradación de rigidez y degradación de resistencia por ablandamiento a la misma deformación	83
3.4 Descripción del modelo Ruiz y Miranda con degradación de rigidez y degradación cíclica de resistencia.	94
3.5 Conclusiones parciales.	119
4. DISEÑO DE MURO PROTOTIPO.	121
4.1 Introducción.	121
4.2 Criterios para dimensionamiento	122
4.3 Conclusiones parciales.	131

	Página
5. RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL.	132
5.1 Introducción.	132
5.2 Parámetros estudiados.	133
5.3 Software empleado para la solución de la ecuación diferencial de equilibrio dinámico.	137
5.4 Metodología para la determinación de espectros de respuesta y calibración de las funciones histeréticas para la implementación en la ecuación diferencial.	145
5.5 Análisis y resultados	153
5.6 Conclusiones parciales.	163
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	166
REFERENCIAS.	169
APÉNDICES.	176
APÉNDICE A.- HISTORIA DE CARGA EXPERIMENTAL PARA EL MURO M1/4E6.	177

LISTA DE SÍMBOLOS

@	Indica una separación o intervalo de colocación.
β	Parametro que depende del grado de acoplamiento en los extremos del elemento.
δ	Tolerancia aceptada en la precisión.
Δ	Desplazamiento horizontal medido en la parte superior del muro.
ε	Porcentaje de amortiguamiento.
η	Modifica la pendiente de la rama de carga al sobrepasar el desplazamiento máximo alcanzado del ciclo anterior.
κ_i	Error en la evaluación de las variables corregidas.
λ	Define la pendiente del eje de deslizamiento.
μ	Ductilidad de la curvatura.
σ	Esfuerzo axial actuando en la sección transversal del muro.

LISTA DE ABREVIATURAS

A_P	Área circunscrita compuesta por el paralelogramo.
A_s	Área de acero de refuerzo longitudinal.
A_{sh}	Área de acero de refuerzo horizontal colocado entre las juntas.
A_T	Área de la sección transversal del muro.
c	Amortiguamiento del sistema.
D_T	Precisión de lectura de los acelerogramas.
E_m	Modulo de elasticidad de la mampostería.
E_T	Energía disipada equivalente.
f_b	Resistencia a la compresión del mortero de junta.
F_C	Factor de carga.
F_E	Factor de reducción por excentricidad y esbeltez.
f_m^*	Resistencia de diseño a compresión de las pilas de mampostería.
f_p^*	Resistencia de diseño a la compresión de la pieza.
F_R	Factor de reducción de resistencia.
$f_{(u)}$	Fuerza restitutiva del modelo histerético.
f'_y	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal.
f'_{yh}	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo horizontal colocado entre juntas.
f'_{yt}	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo transversal.

G_m	Modulo de rigidez a cortante de la mampostería.
H	Altura del muro.
H/L	Relación de aspecto del muro.
I	Momento de inercia de la sección transformada del muro.
K	Rigidez inicial del muro.
\bar{K}	Rigidez de la rama de carga al sobrepasar el desplazamiento máximo alcanzado del ciclo anterior.
K_{asc}	Rigidez ascendente del lazo histerético.
K_{des}	Rigidez descendente del lazo histerético.
K_{e1}	Rigidez del primer tramo de la envolvente.
K_{e2}	Rigidez del segundo tramo de la envolvente.
K_{e3}	Rigidez del tercer tramo de la envolvente.
K_{e4}	Rigidez del cuarto tramo de la envolvente.
K_{ed}	Rigidez del eje de deslizamiento.
L	Longitud de un muro.
m	Masa del sistema dinámico.
M	Momento flector actuando en sección crítica de un muro.
M_R	Resistencia a flexocompresión en el plano del muro.
P_R	Resistencia a compresión de la mampostería.
S_0	Aceleración del terreno.
t	Espesor del muro.
T	Periodo natural de vibrar.
t_{rec}	Mortero de recubrimiento.
U	Desplazamiento asociado a la fuerza cortante actuando en la sección crítica de un muro.

U_1	Desplazamiento asociado con la fuerza cortante del primer punto de la envolvente de capacidad.
U_{e1}	Desplazamiento asociado con la fuerza cortante del punto de agrietamiento.
U_{e2}	Desplazamiento asociado con la fuerza cortante del segundo punto de la envolvente de capacidad.
U_{e3}	Desplazamiento asociado con la fuerza cortante del tercer punto de la envolvente de capacidad.
U_{e4}	Desplazamiento asociado con la fuerza cortante del cuarto punto de la envolvente de capacidad.
U_{max}	Desplazamiento máximo alcanzado del semiciclo.
V	Fuerza cortante actuando en la sección crítica de un muro.
V_1	Fuerza cortante del punto de agrietamiento.
V_{e1}	Fuerza cortante del primer punto de la envolvente de capacidad.
V_{e2}	Fuerza cortante del segundo punto de la envolvente de capacidad.
V_{e3}	Fuerza cortante del tercer punto de la envolvente de capacidad.
V_{e4}	Fuerza cortante del cuarto punto de la envolvente de capacidad.
V_{mR}	Fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal
V_m^*	Resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes de mampostería.
V_{max}	Fuerza máxima alcanzada del semiciclo
V_{RDF-MR}	Resistencia lateral máxima asociada con la falla por flexión.
V_{RDF-V}	Resistencia lateral máxima asociada con la falla por corte.
V_{sR}	Fuerza cortante resistida por la mampostería.

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1	Ensayo de pilas o prismas de mampostería a compresión axial. 14
2.2	Ensayo de pilas de muretes de mampostería a compresión diagonal. 18
2.3	Envolventes de la respuesta carga lateral - desplazamiento de muros de mampostería confinada con castillos externos y con castillos ahogados (Astroza, Delfín, Aguila y Muñoz, 1992). . . 23
2.4	Comportamiento elasto plástico 42
2.5	Comportamiento elasto plástico e incremento de resistencia por endurecimiento 43
2.6	Casos con degradación de rigidez cíclica 44
2.7	Adelgazamiento cerca del origen. 45
2.8	Casos de degradación cíclica de resistencia. (a) Por incremento del nivel de desplazamiento; (b) Por repetición al mismo nivel de desplazamiento 45
2.9	Comportamiento histerético combinado. Degradación de rigidez y degradación cíclica de resistencia (Ruiz y Miranda, 2005) 46
2.10	Comportamiento histerético combinado. Degradación de rigidez y degradación de resistencia incluida en los ciclos. 47
2.11	Curva envolvente de capacidad fuerza desplazamiento. 48
2.12	Curva envolvente de los ciclos 49
2.13	Modelo trilineal para cargas monótonas en muros de mampostería (Meli, 1979). 51

Figura	Página
2.14 Modelo trilineal para cargas cíclicas en muros de mampostería (Meli, 1979)	53
2.15 Modelo hysterético para muros de mampostería confinada (Bazan, 1980 adaptado de Meli, 1979)	53
2.16 Modelo hysterético para muros de mampostería confinada (Astroza, Moroni y Navarrete, 1991).	54
2.17 Envolverte trilineal con degradación de resistencia (Flores, 1995).	57
2.18 Envolvertes normalizadas y rigideces ascendentes y descendentes de semiciclos positivos y negativos de muros de mampostería confinada.	58
2.19 Ajuste de rigideces ascendentes y descendentes de semiciclos positivos y negativos de muros de mampostería confinada.	60
2.20 Envolverte trilineal (Tomazevic y Lutman, 1996)	62
2.21 Definición de las reglas hysteréticas (Tomazevic y Lutman, 1996).	64
2.22 Modelo de los tres parámetros (Park, 1987)	65
2.23 Influencia de los parámetros de degradación en el comportamiento hysterético.	66
2.24 Comparación entre la respuesta experimental y analítica del modelo M-1/4-E6.	67
3.1 Valores límite en el modelo.	81
3.2 Reglas hysteréticas para el primer ciclo. $i=1$	83
3.3 Reglas hysteréticas para ciclos posteriores. Ciclo $i=n$	84
3.4 Historia de carga experimental; b) Respuesta hysterética experimental. Muro M-1/4-E6	85

Figura	Página
3.5 a) Respuesta analítica (línea continua). b) Superposición de respuesta analítica y experimental (línea discontinua). Muro M-1/4-E6.	88
3.6 Valores límite de la envolvente	90
3.7 Reglashederéticas para el primer ciclo inelástico. $i=1$	92
3.8 a) Respuesta analítica (línea continua). b) Superposición de la respuesta analítica y experimental (línea discontinua). Muro M-1/4-E6.	99
3.9 Puntos límite en la envolvente.	101
3.10 Visualización de las rigideces.	102
3.11 Influencia de las constantes en el modelo.	103
3.12 Reglas histeréticas para el primer ciclo inelástico. $i=1$	104
3.13 Reglas histeréticas para el segundo ciclo inelástico. $i=2$	107
3.14 Reglas para la determinación de la energía disipada equivalente.	108
3.15 Reglas histeréticas para el tercer ciclo inelástico. $i=3$	110
3.16 a) Respuesta analítica (línea continua). b) Superposición de la respuesta analítica y experimental (línea discontinua). Muro M-1/4-E6	122
4.1 Características del muro M-1/4-E6	127
4.2 Elementos mecánicos actuando sobre el muro	132
5.1 Sistema dinámico - funciones histeréticas - fuerza sísmica y respuesta	151
5.2 Espectros de respuesta para desplazamiento, velocidad y aceleración evaluando un registro sísmico para las cuatro funciones histeréticas.	153
5.3 Curvas de envolventes de capacidad para cada periodo natural de f_2	155

Figura	Página
5.4 Curvas de envolventes de capacidad para cada periodo natural de f3.	157
5.5 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{1Y} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	159
5.6 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{2Y} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	160
5.7 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{3X} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	161
5.8 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{4Y} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	162
5.9 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{5X} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	163
5.10 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{6Y} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	164
5.11 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{7X} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	165
5.12 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{8Y} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	166
5.13 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{9Y} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	167
5.14 Espectros de respuesta para cada modelo hysterético evaluando el sismo S _{10X} . (fe: función elástica; f ₁ : función elastoplástica; f ₂ : Flores y Alcocer; f ₃ : Ruiz y Miranda).	168

LISTA DE TABLAS

Tabla		Página
2.1	Coeficientes del modelo de Flores para muros de mampostería confinada	60
2.2	Parámetros seleccionados para reproducir el comportamiento histerético.	67
3.1	Parámetros seleccionados para reproducir el comportamiento histerético.	92
3.2	Parámetros seleccionados para reproducir el comportamiento histerético.	103
5.1	Organización de los resultados de interés	139
5.2	Serie de eventos sísmicos seleccionados.	141
5.3	Ajuste de los parametros en la curva envolvente	155
5.4	Ajuste de los parametros para la trayectoria de las ramas de carga y descarga.	156
5.5	Ajuste de los parametros en la curva envolvente	157
5.6	Ajuste de los parametros para la trayectoria de las ramas de carga y descarga.	158

PRÓLOGO

Con el propósito de mostrar claramente lo desarrollado en esta tesis, se consideró adecuado seguir la estructura que se muestra a continuación:

Contenido.

Capítulo 1. Introducción. Motivación para el estudio, hipótesis, objetivos y alcances.

Capítulo 2. Marco Teórico. Investigación destacada, a escala internacional, relacionada al comportamiento estructural de la mampostería.

Capítulo 3. Implementación de Tres Modelos Histeréticos para Muros Aislados de Mampostería Confinada. Descripción del funcionamiento de los modelos histeréticos.

Capítulo 4. Diseño de Muros Prototipo. Estimación de la resistencia estructural de muros prototipo de mampostería mediante los procedimientos típicos utilizados en la práctica profesional.

Capítulo 5. Respuesta Sísmica de Muros. Análisis sísmico paso a paso en el tiempo, de sistemas estructurales de mampostería involucrando a los modelos histeréticos para representar el comportamiento inelástico.

Capítulo 6. Conclusiones y Recomendaciones.

Apéndice A. Historia de Carga Experimental para el Muro M-1/4-E6. Se anexa la historia de carga experimental del muro referido para llevar a cabo la comprobación del funcionamiento de los modelos histeréticos.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Muros de mampostería.

Se entiende por muro de mampostería a una agrupación de piezas de origen pétreo, naturales o artificiales, unidas con un mortero. En la actualidad es un elemento estructural de relevancia en la construcción de edificios habitacionales, comerciales, y públicos en diversos países. Los muros se construyen con piezas prismáticas y comúnmente se utiliza en las siguientes modalidades:

- A. Muro de mampostería. Conjunto de piezas apiladas y unidas con mortero para formar un panel generalmente rectangular y sin ningún tipo de refuerzo.

- B. Muro de mampostería confinada. Panel de mampostería contenido en todo su perímetro por elementos rectangulares de concreto armado, elaborados después de la construcción del panel.

C. Muro de mampostería confinada con refuerzo horizontal. Incluye barras de acero corrugado colocadas horizontalmente y ahogadas en el mortero de las juntas.

D. Muro de mampostería con refuerzo de acero interior. El refuerzo es mediante barras o alambres corrugados de acero, uniformemente distribuido de forma horizontal y vertical en todo el panel, ahogado en mortero ya sea en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas.

En ocasiones, los muros se usan como elementos estructurales principales en los edificios, para transmitir cargas verticales y horizontales de un nivel al nivel inferior hasta la cimentación. En edificios cuya estabilidad depende principalmente de marcos de concreto reforzado, se utilizan como elementos divisorios o como elementos diafragma para aumentar la resistencia ante fuerzas horizontales.

En la actualidad, el uso masivo que se le ha dado a los muros de mampostería confinada en la construcción de la vivienda común y de edificios departamentales, ha propiciado el interés en diversos países acerca del estudio de su comportamiento, principalmente por la fragilidad observada en algunas edificaciones de este tipo ante eventos sísmicos. Es así como en los últimos años pruebas experimentales realizadas en su mayoría sobre muros aislados, han mostrado que su uso mediante un buen detallado y configuración estructural, dan lugar a edificaciones con niveles de desempeño y seguridad aceptables.

1.2 Motivación para el presente estudio.

La aceptación que ha tenido la metodología de diseño sismorresistente por desempeño, aplicada inicialmente a edificios conformados por marcos de concreto reforzado y de acero, ha sido en base al propósito de predecir y evaluar diferentes niveles de desempeño ante respectivas sollicitaciones sísmicas, mediante el control de las demandas máximas del desplazamiento lateral (**Moehle 1992, Priestley 1993, 2000**). La finalidad no sólo es evitar el daño estructural, sino también lograr un control post-sísmico del estado de las instalaciones de aporte estético y del tipo funcional; las cuales en un gran número de casos resultan ser las de mayor costo económico.

Esta metodología ha tenido un gran impulso en México en el esfuerzo por adecuar su aplicación a edificios estructurados en base a muros de mampostería confinada, requiriendo para lo anterior, de modelos capaces de pronosticar el comportamiento histerético de los muros y de modelos de análisis que tomen en cuenta la no linealidad geométrica del sistema estructural; estos dos aspectos resultan de gran importancia para llevar a cabo un estimado aceptable de la respuesta sísmica no lineal en el tiempo, del edificio y su respectivo daño relacionado a las demandas de desplazamiento lateral.

En lo referente al modelado de los muros, los intentos por realizar una adecuada y simplificada representación de su respuesta sísmica tomó auge en México y en otros países a finales de la década de 1960, y gradualmente

la ingeniería de la mampostería se ha visto enriquecida con las diversas investigaciones que cada institución continuó realizando, según sus posibilidades.

El resultados de tales investigaciones se puede observar en los trabajos desarrollados por **Meli (1979)**, **Astroza y otros (1991)**, **Flores y Alcocer (1996)**, **Tomazevic (1999)**, por **Ruiz y Miranda (2003)**, entre otros. Algunas de las anteriores son adaptaciones o calibraciones realizadas para mejorar la reproducción del comportamiento histerético y usarse en la práctica profesional para efectuar el análisis de estructuras cuya estabilidad dependa principalmente de muros de mampostería confinada.

Al igual que muchos fenómenos observados en la naturaleza, el comportamiento histerético experimental involucra características que se pueden considerar como complejas, por tal razón la mayoría de los investigadores elabora sus modelaciones ignorando algunos detalles, para reproducir de manera simplificada el fenómeno observado e ir refinándolas conforme se avanza en el conocimiento del problema.

Del estudio de algunos de los trabajos realizados hasta la actualidad, se pueden observar diferencias en la forma de representar las características propias del comportamiento histerético. Por una parte, algunos de ellos hacen uso de reglas simples como las observadas en el modelo elasto-plástico perfecto y otros las mejoran involucrando leyes que tratan de

asemejar la trayectoria de los ciclos de carga y descarga, así como la respectiva degradación de resistencia y de rigidez cíclica.

Por consiguiente y en base a lo mencionado con anterioridad, a continuación se define el *problema científico* con el propósito de justificar el presente estudio:

Se requiere conocer el efecto que provocaría el tipo de representación histerética, para muros aislados de mampostería confinada ante carga lateral, en la respuesta sísmica no lineal de un sistema dinámico estructural. Con este propósito, se evalúa en base a procedimientos analíticos, aspectos tales como: la importancia de aplicar leyes simples o mas elaboradas en un modelo, la importancia de las variables relacionadas en la representación de la degradación estructural y, en caso de ser necesario, elaborar recomendaciones para la implementación del modelo.

Es entonces que para dar solución a la necesidad expuesta en el problema científico, la *hipótesis de trabajo* a comprobar y el *objetivo general* a seguir, se definen como sigue.

1.3 Hipótesis.

Si se utilizan modelos analíticos de muros aislados de mampostería confinada que difieran en las reglas y parámetros histeréticos, para la estimación de espectros de respuesta inelásticos mediante un sistema dinámico de un grado de libertad, entonces se obtendrán variaciones significativas en las demandas sísmicas en términos de la ley de comportamiento; lo que permitirá mostrar la importancia de una selección adecuada del modelo a utilizar en el análisis sísmico de estructuras completas de mampostería.

1.4 Objetivo.

Implementar tres modelos histeréticos para muros aislados de mampostería confinada que difieran en las reglas y parámetros histeréticos, para construir espectros de respuesta inelásticos. El propósito es demostrar la importancia del uso de una modelación adecuada, con base en el análisis comparativo de las demandas sísmicas observadas, en términos de la ley de comportamiento histerético.

1.4.1 Objetivos Específicos:

1.4.1.1 Recopilar y estudiar información acerca de algunos modelos analíticos, propuestos hasta la actualidad, del comportamiento histerético

para muros aislados de mampostería confinada y sometidos a la acción de carga lateral cíclica.

1.4.1.2 Seleccionar tres modelos que difieran en la forma de representar el comportamiento histerético con las características descritas a continuación y describir su funcionamiento paso a paso:

- A. Comportamiento elasto-plástico, sin degradación de rigidez ni de resistencia.
- B. Comportamiento con degradación de rigidez y degradación de resistencia por ablandamiento a la misma deformación.
- C. Comportamiento con degradación de rigidez, degradación de resistencia debida a repetición de ciclo y estrechamiento de los lazos histéresis cerca del origen.

1.4.1.3 Seleccionar un método numérico y describir paso a paso, el funcionamiento para dar solución a la ecuación diferencial ordinaria de segundo grado que representa al sistema dinámico de un grado de libertad horizontal.

1.4.1.4 Desarrollar e implementar mediante algoritmos computacionales, los tres modelos seleccionados y el método numérico que da solución a la ecuación diferencial de movimiento, para evaluar el efecto de los parámetros

más significativos que caracterizan el comportamiento histerético. Este efecto se estima mediante la comparación de la demanda sísmica observada en un espectro de respuesta inelástica correspondiente a un muro aislado de mampostería confinada, el cual es sometido a un conjunto de sismos representativos de la región sísmica del sur de California, E.U.A.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción.

En este capítulo se describen aspectos relacionados con el comportamiento de la mampostería cuando es utilizado como un material estructural. Se hace mención de las diversas pruebas experimentales realizadas para estimar los parámetros que definen las propiedades índice de la mampostería. Se realiza una breve descripción del comportamiento y los modos de falla observados en pruebas experimentales sobre muros aislados, ante determinada aplicación de carga y, finalmente, se presenta una breve revisión de algunos de los modelos analíticos propuestos para simular el comportamiento histerético de los muros ante cargas laterales cíclicas reversibles.

2.2 Propiedades índice del conjunto de piezas de mampostería.

Se ha comprobado que la resistencia de los muros estructurales sometidos a diferentes solicitaciones puede asociarse, mediante fórmulas empíricas, con propiedades mecánicas básicas o propiedades índice, obtenidas a partir del ensayo de conjuntos pequeños de piezas y mortero, sujetos a solicitaciones simples. Enseguida se describen algunos de éstos, de los que se deducen propiedades que se relacionan con la respuesta de muros sometidos, tanto a carga vertical, como a cargas laterales.

2.2.1 Materiales.

2.2.1.1 Piezas.

La resistencia a la compresión de las piezas o unidades es una de las propiedades estructurales más importantes, tanto en piezas de origen natural como artificial, resultando ser estas últimas las que actualmente dominan el mercado. En términos generales, la dispersión de la resistencia es alta, aún para piezas fabricadas industrialmente, lo cual se explica porque en el control de calidad suele dársele más importancia al cuidado de las dimensiones y a la apariencia de las unidades, que a su resistencia. Los coeficientes de variación fluctúan alrededor de un 25% para fabricación artesanal y de un 15% para producción industrial. Además de la resistencia a la compresión, la absorción y el módulo de ruptura son otras propiedades físicas de las que depende el buen comportamiento de la mampostería.

Resultados de los trabajos de **Meli y Hernández (1971)** y de **Meli y Reyes (1971)** para piezas producidas en la ciudad de México, fueron la base para establecer los valores indicativos de resistencias y calibrar las expresiones que se incorporaron por primera vez en las normas técnicas de 1977, las cuales fueron complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal (**DDF, 1977**). Estos valores y expresiones se han venido conservando sin modificación en las ediciones subsecuentes del reglamento y, hasta la fecha, se utilizan para diseñar estructuras en otras poblaciones debido a la ausencia de reglamentaciones locales en la gran mayoría de las entidades federativas.

2.2.1.2 Mortero

Las principales funciones del mortero son las de constituir la cama de asiento y de material adherente de las unidades entre sí; permitir la correcta colocación y nivelación de las piezas, compensando sus irregularidades tolerables; constituir con las piezas un conjunto resistente a la compresión y al cortante, principalmente en el plano del muro; alojar y adherir las varillas de refuerzo cuando éste sea el caso y sellar las juntas entre las piezas impidiendo el paso de agua y aire.

Las propiedades del mortero que más influyen en la respuesta de elementos estructurales de mampostería son: la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, que afectan la resistencia a carga vertical y la deformabilidad de

la mampostería; así como la resistencia a la adherencia o a la tensión, que afecta a su vez la resistencia a la compresión diagonal de la mampostería. El tipo de mortero se identifica usualmente por las proporciones en volumen de sus componentes $x:y:z$, en función del contenido de cemento portland, cal y arena respectivamente.

La cantidad de agua suele especificarse en forma cualitativa, como la mínima necesaria para dar como resultado un mortero de buena trabajabilidad. El control de calidad se hace en la mayoría de los países mediante la obtención y el ensayo a la compresión de cubos de 5 cm de arista. Este procedimiento está bien establecido y normado, y su uso se ha generalizado debido a la facilidad de obtención y ensayo de las muestras, y porque sus resultados pueden asociarse a otras propiedades de la mampostería **(Alcocer y Klingner, 1994)**.

Cada uno de sus componentes aporta ciertas características al mortero. El cemento portland contribuye a la resistencia y a la durabilidad. La arena confiere cuerpo al mortero y contribuye a reducir el agrietamiento por contracción. El agua se requiere para la hidratación de los cementantes y actúa como lubricante para facilitar el mezclado. La cal contribuye a mejorar la trabajabilidad. Además, la incorporación de cal a los morteros aporta otros beneficios tales como mejor adherencia pieza-mortero, menor agrietamiento, mayor deformabilidad, y finalmente, economía al poderse usar una mayor proporción de arena **(Orús, 1977; Atkinson y Schuller, 1993)**.

En general, la mayoría de los países del continente americano han adoptado la norma ASTM C270 de la Sociedad Americana Para Pruebas y Materiales (**ASTM, 1991**), para especificar el tipo de mortero que deberá utilizarse en una determinada obra; ya sea en forma directa, o introduciéndole adecuaciones para tomar en cuenta los usos y costumbres de cada país. En México los proporcionamientos recomendados en volumen, se encuentran en la norma mexicana (**GDF, 2004**).

Alcocer (1997) menciona que se ha comprobado que el comportamiento ante sollicitaciones cíclicas de muros de mampostería unida con morteros de cal, exhibe una mayor disipación de energía; induciendo un incremento del amortiguamiento de la estructura. Esto ocurre porque los muros se agrietan por cortante a lo largo de las juntas de mortero, propiciando la disipación de una gran cantidad de energía, por el calor resultante de la fricción entre las piezas a lo largo de las grietas. Alcocer también apunta, que este fenómeno puede explicar la supervivencia de monumentos históricos; cuyas piezas fueron pegadas con morteros de cal o de cal y puzolanas.

2.2.2 Pilas o Prismas a Compresión Axial

Tanto la resistencia como el comportamiento esfuerzo-deformación a compresión de la mampostería, se determinan mediante el ensayo de pilas o prismas; que se fabrican con piezas superpuestas unidas con mortero. En la mayoría de los países americanos, para la ejecución de esta prueba se sigue la

norma de la Sociedad Americana Para Pruebas y Materiales ASTM E447 (**ASTM, 1992**), cuyo principal objetivo es el obtener un valor confiable de la resistencia a compresión de la mampostería; f_m . Con el objeto de aminorar los efectos del confinamiento y restricción que ejercen los cabezales de las máquinas de prueba, las pilas deben tener una relación altura/anchura entre 2 y 5. Algunos países han desarrollado su propia norma para también obtener el módulo de elasticidad en compresión, a partir del ensayo de pilas. Tal es el caso del proyecto de norma mexicana (**ONNCCE, 2002**). Ver Figura 2.1.

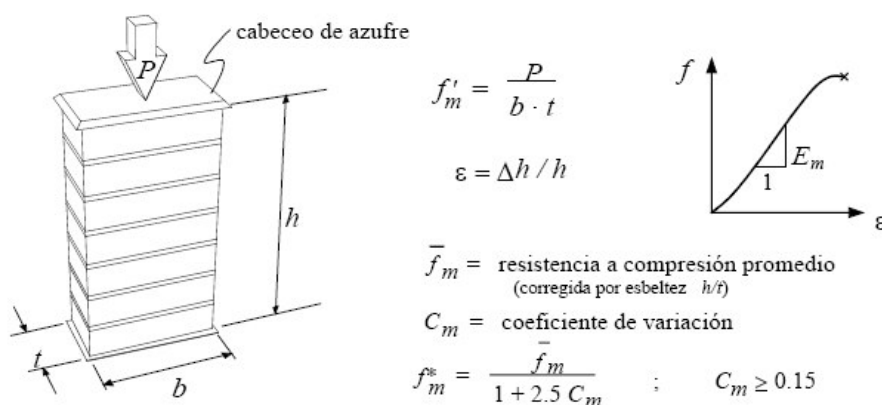


Figura 2.1. Ensayo de Pilas o Prismas de Mampostería a Compresión Axial.

El comportamiento y modo de falla de pilas sometidas a cargas concéntricas de compresión, dependen de la interacción pieza-mortero. La resistencia a compresión f_m de una pila de unidades de mampostería de resistencia f_p , pegadas con un mortero de resistencia f_j , menor a f_p , es invariablemente mayor que la resistencia del mortero, pero menor que la de las piezas. La falla sobreviene por agrietamiento vertical de las unidades, y no por aplastamiento del mortero (**Paulay y Priestley, 1992**). Este modo de falla es consecuencia del

denominado “efecto de junta” (*Hilsdorf, 1967, citado por Meli y Reyes, 1971*) el cual, a su vez, tiene su origen en la disparidad de las propiedades del mortero y de las piezas respectivamente, y se explica como sigue:

Siendo la resistencia y consecuentemente el módulo de elasticidad del mortero de pega menores que los de las piezas, tanto las deformaciones axiales como las transversales del mortero son mayores que las de las piezas. Por otra parte, cuando el esfuerzo axial se aproxima a la resistencia a la compresión del mortero sin confinar, su relación de Poisson se incrementa significativamente y, en consecuencia, sus deformaciones transversales aumentan en forma importante, a menos que le sean impedidas.

El efecto combinado de módulo de elasticidad bajo y de relación de Poisson alta, conduce a que las deformaciones transversales del mortero excedan fuertemente las deformaciones transversales de las piezas. Dado que la fricción y la adherencia en la interfase mortero–mampostería restringe e iguala las deformaciones transversales del mortero con las de las piezas, se inducen esfuerzos transversales biaxiales auto–equilibrantes de tensión en las unidades y de compresión en el mortero.

El estado de compresión triaxial resultante en el mortero, mejora su resistencia con respecto a la que se obtendría de un ensayo a compresión simple; mientras que la combinación de compresión vertical y tensiones biaxiales

transversales en las unidades, reducen su resistencia con respecto a la que se obtiene en el ensayo individual de las mismas a compresión.

El comportamiento anterior trae como resultado el modo de falla por agrietamiento vertical de las unidades que hemos comentado, inducido por los esfuerzos de tensión generados en las piezas, por las deformaciones transversales que sufre el mortero de pega, sometido a compresión axial por las propias piezas. Como ya lo mencionamos, este mecanismo se presenta cuando la resistencia del mortero es baja en comparación con la resistencia de las unidades.

Arango-Tobón (2005) ha comprobado experimentalmente que, cuando se utilizan morteros de alta resistencia ($f_j > 1.4 f_p$), las unidades llegan primero a la falla antes que el mortero de pega comience a deformarse transversalmente en forma significativa lo cual permite a la mampostería alcanzar valores de resistencia a la compresión del mismo orden de magnitud que el de las piezas.

La relación esfuerzo-deformación registrada en ensayos de pilas a compresión axial es prácticamente lineal hasta la falla, que se presenta generalmente en forma frágil. Únicamente para el caso de piezas de baja resistencia, la curva tiende a ser parabólica y la falla se presenta en forma dúctil (**Miranda, 1999**). Se ha observado que el módulo de elasticidad E_m aumenta al aumentar la resistencia de la pila f_m . Para ladrillos de arcilla se ha propuesto $E_m = 450 f_m$, y

para bloques de concreto $E_m = 600 fm$ (**CIFI, 1990a**). Estos valores son comparables con los estipulados en la norma mexicana vigente a la fecha (**GDF, 2004**).

2.2.3 Muretes a Compresión Diagonal

La resistencia de la mampostería en ensayos de compresión diagonal, se utiliza como una medida indirecta de la resistencia y de la rigidez a cortante que permite caracterizar la tensión diagonal real en muros por efectos de sismos, hundimientos y cargas verticales irregulares. En la norma ASTM–E519 (**ASTM, 1988**) de la Sociedad Americana Para Pruebas y Materiales, cuyo objetivo es el determinar la resistencia a cortante de la mampostería v_m , se describe un procedimiento consistente en el ensayo a compresión diagonal de muretes cuadrados. De manera análoga al ensayo de pilas a compresión axial, algunos países han desarrollado su propia norma para también obtener el módulo de rigidez a cortante G_m a partir del ensayo de muretes, como es el caso de México (**ONNCCE, 2002**). Ver Figura 2.2.

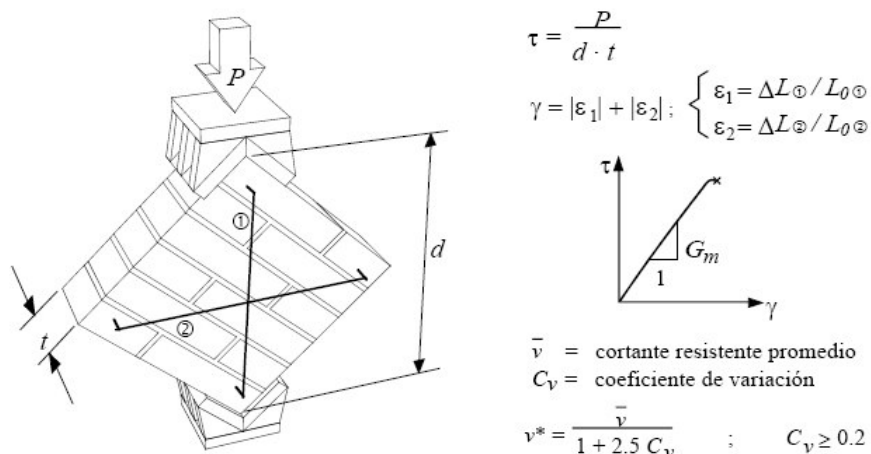


Figura 2.2. Ensayo de Pilas de Muretes de Mampostería a Compresión Diagonal.

Los valores de resistencia más bajos que se han medido en ensayos a compresión diagonal, han sido en muretes de piezas huecas, pegadas con morteros de bajo contenido de cemento. La respuesta esfuerzo-deformación es no lineal desde niveles bajos de deformación, manifestándose una severa degradación de rigidez, poco antes de la falla. Las deformaciones angulares a la falla son típicamente de 0.006, independientemente del tipo de pieza y de mortero.

El módulo de elasticidad al corte o módulo de rigidez G_m obtenido en ensayos de muretes a compresión diagonal se ha comparado con el módulo de elasticidad en compresión E_m obtenido en ensayos de pilas. Los resultados han mostrado que el cociente G_m/E_m fluctúa entre 0.1 para unidades de alta resistencia y 0.3 para piezas más débiles (**Meli, 1979**). Este último valor, es el que ha sido generalmente adoptado en diversos reglamentos de diseño (**Alcocer y Klingner, 1994**).

Los modos de falla de la mampostería, en un ensayo de compresión diagonal son básicamente tres: a) agrietamiento a lo largo de las juntas, que se presenta cuando la resistencia a tensión de las piezas es mayor en relación con la resistencia de adherencia del mortero de pega con las piezas; b) agrietamiento diagonal a través de las piezas, que ocurre cuando la resistencia a tensión de las piezas es menor en relación con la resistencia de adherencia del mortero de pega con las piezas y; c) agrietamiento mixto, tanto en las piezas como en las juntas, que ocurre cuando la resistencia a tensión de las piezas es comparable con la resistencia de adherencia del mortero de pega con las piezas (**Miranda, 1999**).

En conclusión, la rigidez y resistencia de muretes con piezas del mismo tipo dependen de manera importante de las características del mortero utilizado. A partir de los resultados obtenidos en pruebas de tensión diagonal se ha establecido que la resistencia a cortante de la mampostería es proporcional a la raíz cuadrada de su resistencia a compresión $v_m = \sqrt{f_m}$.

2.3 Comportamiento Experimental en Muros

Aislados de Mampostería Confinada

2.3.1 Ante Cargas Laterales

El comportamiento mecánico de la mampostería confinada difiere significativamente de la mampostería simple. El confinamiento se logra mediante elementos de concreto reforzado denominados “castillos” y “dalas”; los cuales, si son colocados adecuadamente, dan origen a la formación de tableros ligados entre sí en una forma que resulta ser muy efectiva. Este confinamiento se traduce en un excelente desempeño del sistema, principalmente cuando es solicitado por fuerzas horizontales de gran magnitud, como las inducidas en regiones de alta sismicidad. Lo anterior ha sido confirmado, al observar las siguientes características típicas de su comportamiento estructural:

A. Función de los Castillos

Meli (1979) y otros investigadores han reportado que la contribución de los castillos de proporciones usuales —sección transversal y armado— a la carga de agrietamiento diagonal es poco significativa. Esto se refleja en las normativas de diferentes países (**GDF, 2004; ININVI, 2003; INPRES-CIRSOC, 1991; EUROCODE 6, 1995**). Sin embargo, se reconoce que los castillos tienen un efecto benéfico muy importante en la reserva de resistencia o diferencia

entre la resistencia máxima y la carga de agrietamiento, en la ductilidad o capacidad de deformación, en el control de la degradación de resistencia y en el mantenimiento de la estabilidad de los elementos después de ocurrir el agrietamiento diagonal inducido por cargas horizontales o asentamientos diferenciales.

Alcocer (1997) señala que, basándose en este reconocimiento, algunos investigadores han propuesto que los extremos de los castillos sean diseñados para soportar la mitad de la resistencia demandada, lo cual significa suponer que el mecanismo resistente a carga lateral está controlado por la formación de un puntal de compresión, cuya componente horizontal reacciona contra los extremos de los castillos. Esto a su vez implica que, para cada dirección de la sollicitación, una cuarta parte de la demanda deberá ser resistida por el extremo inferior de uno de los castillos confinantes, y la otra cuarta parte por el extremo superior del castillo opuesto.

Otros criterios para el dimensionamiento de los castillos han sido adoptados en algunos códigos de diseño (**reglamento chileno INN, 2003**), en el cual se estipula que la cuantía de estribos para cada extremo de los castillos se calcule para una carga de magnitud igual a la diferencia entre la carga de agrietamiento inclinado del muro y la resistencia suministrada por el concreto del castillo. Se acepta la analogía de la armadura, de forma semejante a como se hace en vigas de concreto reforzado; es decir, se considera que varios estribos en los extremos de los castillos serán cruzados por grietas a 45°, lo

cual implica suponer que el acero de los estribos fluya, cuando se alcance la resistencia del muro.

Sin embargo, **Alcocer (1997)** señala que en 18 muros de mampostería de barro, artesanal e industrializado, con y sin refuerzo horizontal, con y sin mallas de refuerzo embebidas en los aplanados, ensayados en México, y en los que se instrumentaron decenas de estribos en los extremos de los castillos, no se registró plastificación de los mismos. Asimismo, *Alcocer* menciona que de las observaciones derivadas de estos ensayos, **Díaz y Vázquez del Mercado (1995), Flores (1995), Pineda (1996) y Aguilar (1997)** propusieron un modelo en el que la función de los estribos es la de reducir la longitud no arriostrada de las varillas longitudinales de los castillos, y refiere que **Dei-Poli, Di-Prisco y Gambarova (1993)** concluyeron que de acuerdo con este modelo, la resistencia proviene del trabajo del refuerzo como espiga o pasador de cortante.

La importancia de los castillos para conservar la estabilidad ante cargas verticales de muros con agrietamiento diagonal severo, fue evidente al observar el comportamiento de muros a escala reducida, ensayados en mesa vibradora (**Alcocer, Muriá y Peña, 1999**). Estos modelos se colapsaron cuando el agrietamiento diagonal penetró y cizalló los extremos de los castillos, lo cual sugiere que para altas distorsiones, en las que la mampostería está severamente dañada, la capacidad de carga vertical es sostenida y garantizada

por los castillos. Al penetrar las grietas, dislocan el extremo del castillo plegando el refuerzo longitudinal y permitiendo rotaciones locales que conducen al agotamiento de la capacidad de carga vertical.

En otros estudios, se ha comparado el comportamiento de muros confinados con castillos externos y con castillos ahogados dentro de las celdas de las unidades (*Hernández y Meli, 1976; Decanini, Payer, Sarrano y Terzariol, 1985; Astroza, Delfín, Aguila y Muñoz, 1992; Alcocer, Zepeda y Ojeda, 1997*). De estos trabajos se ha concluido que los muros confinados con castillos externos exhiben un comportamiento más estable, aún a distorsiones altas, del orden del 0.5%. También se concluye que para niveles semejantes de distorsión, los muros confinados con castillos ahogados, exhiben un mayor grado de daño que los muros confinados con castillos externos, y que la tasa de degradación de rigidez de estos últimos, es menor que la de los primeros. Ver Figura 2.3.

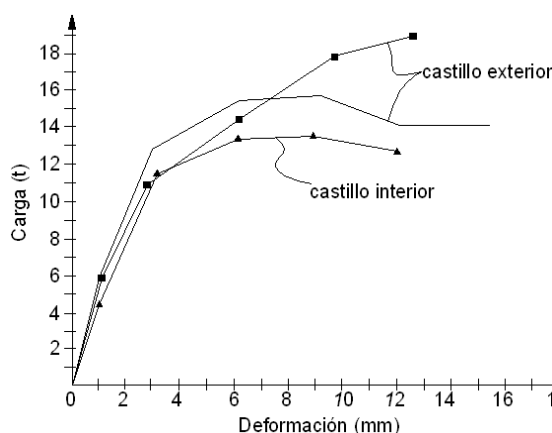


Figura 2.3. Envolventes de la Respuesta Carga Lateral – Desplazamiento de Muros de Mampostería Confinada con Castillos Externos y con Castillos Ahogados (Astroza, Delfin, Aguila y Muñoz, 1992).

B. Influencia de las Cargas Axiales

La influencia de cargas axiales de diferente magnitud mantenidas constantes durante los experimentos, en la respuesta de muros de mampostería confinada sometidos a cargas laterales cíclicas; ha sido estudiada ampliamente para niveles de esfuerzo que oscilaron entre 1.5 y 10 kg/cm² (0.15 y 1.0 MPa). En todos los casos, la carga vertical incrementó la resistencia a carga lateral, en comparación con muros idénticos ensayados sin carga vertical. La tasa de incremento de resistencia, fue prácticamente proporcional al incremento de la carga axial.

Por otra parte, en muros sin refuerzo horizontal, la degradación de resistencia y rigidez es más acelerada para mayores niveles de carga axial. Por el contrario, para muros reforzados horizontalmente y con iguales magnitudes de carga axial la degradación es más lenta y controlada, aún para niveles altos de distorsión, del orden de 1%. Con esta base, se ha recomendado que los muros sometidos a esfuerzos axiales mayores al 5% de la resistencia a compresión de la mampostería, sean reforzados horizontalmente con cuantías de 0.1% **(Echevarría y San Bartolomé, 1990)**.

C. Influencia del Refuerzo Horizontal

La opción de colocar acero de refuerzo horizontal ahogadas en las juntas de mortero para mejorar el comportamiento de muros confinados, ha sido evaluada experimentalmente por diferentes investigadores. Destacan los trabajos realizados en México, Chile, Perú, Colombia y Eslovenia **(Hernández y**

Meli, 1976; Meli, 1979; Tomazevic y Zarnic, 1986; Diez, Pastorutti y San Bartolomé, 1990; Astroza, Delfín, Aguila y Muñoz, 1992).

Como ejemplo de las investigaciones realizadas en Latinoamérica, el trabajo de **Pastorutti y San Bartolomé (1990)** consistió en investigar el comportamiento a carga lateral cíclica de cinco muros de 240 x 240 x 13.2 cm, construidos con ladrillos sólidos de arcilla de fabricación industrial, con resistencia a la compresión de 101.5 kg/cm² (10 MPa), pegados con mortero 1:1:5.

En cuatro muros, el refuerzo longitudinal de los castillos consistió de cuatro varillas de 13 mm de diámetro, grado 42. El quinto muro se reforzó con cuatro varillas de 9.5 mm de diámetro. El refuerzo transversal de los castillos para los cinco muros consistió de estribos de alambroón de 6.3 mm; el primero se colocó a 5 cm, los cuatro siguientes @ 10 cm y el resto @ 25 cm. Las cuantías de refuerzo horizontal fueron de 0%, 0.08%, y 0.16%. En uno de los muros el refuerzo horizontal de 0.08% consistió de dos varillas de 13 mm embebidas en una dala de 13.2 x 10 cm de sección, colocada a la mitad de la altura del muro.

Los resultados mostraron que: a) los patrones de daño fueron los típicos de fallas por cortante y estuvieron dominados por agrietamientos diagonales que penetraron en los castillos confinantes; b) el refuerzo horizontal no influyó sobre el cortante al primer agrietamiento diagonal, pero sí aumentó la resistencia ligeramente, un 11%; c) los muros con refuerzo horizontal, exhibieron mayores capacidades de deformación que los muros sin refuerzo horizontal; d) cuanto

mayor es el refuerzo horizontal, las grietas a grandes distorsiones son más finas y las unidades se deterioran menos, lo cual indica que los esfuerzos se distribuyen más uniformemente; y e) el espécimen con el refuerzo horizontal concentrado en la dala intermedia se colapsó después de que las grietas diagonales no pudieron atravesarla, provocando que el medio tablero arriba de la dala comenzara a deslizarse y a girar alrededor de la unión castillo-dala intermedia causando el aplastamiento y el desconchamiento del concreto en ese sector, por lo que los autores no recomiendan concentrar el refuerzo horizontal en la zona intermedia del muro.

Los resultados descritos en el párrafo anterior coinciden con las conclusiones a que llegan los autores de las otras investigaciones. Al considerar que la mayoría de ellas fueron realizadas en especímenes construidos con unidades industrializadas, **Alcocer, Sánchez, Vázquez del Mercado y Díaz, 1994; Díaz y Vázquez del Mercado, 1995; y Aguilar y Alcocer, 2001** estudiaron el efecto del tipo y cuantía del refuerzo horizontal en muros de ladrillo de barro recocido de fabricación artesanal, dado que en México aproximadamente la mitad de las viviendas de bajo costo, se construyen con este tipo de mampostería.

En estos trabajos se ensayaron seis especímenes a escala natural: tres muros aislados y tres sistemas de dos muros acoplados por una dala y una losa, dejando una abertura en forma de puerta. Como refuerzo horizontal se utilizaron varillas corrugadas grado 60 y “escalerillas” de alambre grado 50 trefilado en frío. Los modelos fueron diseñados y construidos con base en el

reglamento vigente en la ciudad de México en la época del estudio (**DDF, 1987**) para fallar por cortante. Para simular el efecto de las cargas gravitacionales, los especímenes se sometieron a un esfuerzo vertical de 5 kg/cm^2 (0.5 MPa) el cual se mantuvo constante durante todas las pruebas.

Los resultados de las investigaciones anteriores mostraron que: a) la presencia de refuerzo horizontal favorece una distribución uniforme del daño, aumentando significativamente la capacidad de deformación y la resistencia a cargas laterales; b) los valores de cortante de agrietamiento y la distorsión a la que se presentan, son similares en todos los casos; c) la rigidez inicial no se modifica por la presencia de refuerzo horizontal, y las tendencias de degradación de rigidez son similares; d) los especímenes reforzados horizontalmente disiparon mayor cantidad de energía, que los muros sin refuerzo horizontal; y e) el comportamiento del muro reforzado con escalerilla, fue similar al del muro sin refuerzo horizontal.

La falla estuvo dominada por deformaciones al corte y se activó por la fractura de los alambres de una de las escalerillas a una distorsión de 0.6%, la cual propició una reacción en cadena; es decir, debido a la redistribución de las fuerzas internas, las escalerillas en otras juntas fallaron. En todos los casos las fracturas fueron adyacentes al punto de soldadura del alambre transversal, con planos de falla ortogonales al eje del alambre, y sin reducción de la sección transversal. Por lo tanto, se recomienda evitar el uso de este tipo de refuerzo,

para incrementar la resistencia en muros que estarán sujetos a cargas laterales significativas.

D. Influencia del Tipo de Acero en los Elementos Confinantes

Las investigaciones encaminadas al estudio de la influencia del tipo o calidad del acero utilizado para el armado de los castillos y dadas confinantes son sumamente pocas. En México, el único trabajo realizado con este objetivo específico, fue el que llevaron a cabo **Hernández y Guzmán (1987)**. Comprendió el ensayo de cuatro muros cuadrados, de mampostería confinada de ladrillo rojo de arcilla de fabricación artesanal, de 2.0 m de lado y 12.5 cm de espesor, sometiéndolos a cargas laterales alternadas en ausencia de carga vertical.

El refuerzo de los castillos respectivamente para cada muro consistió de: a) cuatro varillas corrugadas longitudinales de 9.5 mm de diámetro con $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ (412 MPa) y estribos lisos de 6.3 mm de diámetro con $f_y = 2,300 \text{ kg/cm}^2$ (226 MPa) a cada 20 cm; b) armazón electrosoldado de cuatro varillas corrugadas longitudinales de 6.3 mm de diámetro, y estribos lisos de alambre de 4.1 mm de diámetro a cada 15.8 cm, ambos con $f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$ (490 MPa) ; c) armazón electrosoldado de cuatro varillas corrugadas longitudinales de 5.7 mm de diámetro, y estribos lisos de alambre de 4.1 mm de diámetro a cada 14 cm, ambos con $f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$ (490 MPa); y d) igual al anterior, pero agregando un estribo adicional en cada esquina de los castillos para reducir su separación a 7 cm.

Las piezas fueron pegadas con mortero cemento–cal–arena en proporción 1:1:6, con resistencia a la compresión de 47.6 kg/cm^2 (4.7 MPa). La resistencia a compresión axial de la mampostería obtenida del ensayo de cuatro pilas fue de 32 kg/cm^2 (3.1 MPa) y la resistencia a compresión diagonal obtenida del ensayo de cuatro muretes fue de 4.7 kg/cm^2 (0.46 MPa). La resistencia del concreto de los castillos, no fue reportada.

Del referido estudio, los autores concluyeron que los muros reforzados con armazones electrosoldados, manifestaron mayor capacidad de deformación y menor grado de daño que el muro reforzado con armado tradicional, y sugieren que se continúe realizando investigación en torno a esta materia.

E. Influencia de la Relación de Aspecto

Se define como relación de aspecto de un muro al cociente entre su altura y su longitud. Al cambiar la relación de aspecto de un muro también cambia la importancia relativa de los esfuerzos cortantes y flexionantes. Es frecuente que la relación de aspecto se describa en términos del factor adimensional (M/VL) donde M y V son el momento flector y la fuerza cortante que actúan en la sección transversal crítica del muro, y L es su longitud.

De este modo, en muros en voladizo, a mayor cociente (M/VL), más importantes en el desempeño son las deformaciones y los esfuerzos inducidos

por la flexión. Si bien estos esfuerzos no logran cambiar el modo de falla, sí contribuyen a reducir la resistencia a cortante del muro. Por el contrario, en muros cargados en compresión diagonal, la resistencia al corte aumenta con el cociente (M/VL). De acuerdo con esto, al diseñar muros portantes debe considerarse que la resistencia al corte disminuye al aumentar la relación de aspecto, mientras que al diseñar muros diafragma debe considerarse que aumenta.

El efecto de la relación de aspecto en la resistencia al cortante en muros de mampostería ha sido estudiado por varios investigadores (***Torrealva y Macciotta, 1986; Simms y Williams, citados por Meli, 1979; Michelini, Olivencia y Maldonado, 1987; San Bartolomé, citado por Alcocer, 1997; Blondet, Mayes, Kelly, Villablanca y Klingner, 1989***). Una revisión excelente de estos trabajos, y de criterios de interacción carga de agrietamiento–relación de aspecto, fue realizada por ***Álvarez y Alcocer (1994)***, en la cual se reúnen las principales conclusiones de los referidos trabajos. En síntesis, es posible afirmar que la resistencia, la rigidez y la ductilidad, disminuyen al aumentar la relación de aspecto; mientras que la disipación de energía, no se altera significativamente al cambiar dicha relación.

Álvarez y Alcocer (1994) señalan que la disminución de la carga de agrietamiento inclinado con el aumento en la relación de aspecto de los muros, es un tema que no contemplan las normatividades vigentes en países de

América Latina tales como México, Perú, Colombia, Chile y Argentina; y subrayan la importancia que esto puede tener, sobre todo en el caso de los muros de planta baja de edificaciones de varios niveles, donde el cociente (M/VL) puede tomar valores muy por encima de uno, y por ende, tener una resistencia al agrietamiento inclinado, menor a la calculada.

F. Influencia del Acoplamiento a Flexión

En el contexto de la temática de este documento, se entiende por acoplamiento la interacción que se produce entre muros de mampostería, a través de elementos estructurales que los unen. **Alcocer, Meli, Sánchez y Flores (1994)** evaluaron experimentalmente el efecto del grado de acoplamiento a flexión entre dos muros con relaciones de aspecto 1.0 y 1.5. Con ese propósito construyeron tres sistemas de muros de ladrillo de barro recocido de fabricación artesanal, con diferentes relaciones (M/VL).

Los resultados indicaron que: a) la relación (M/VL) claramente influyó en el patrón final de agrietamiento; b) el modo de falla fue dominado por deformaciones de corte independientemente del grado de acoplamiento; c) el agrietamiento inclinado ocurrió a distorsiones comparables; d) las fuerzas cortantes correspondientes al agrietamiento diagonal fueron similares para los tres modelos, independientemente del grado de acoplamiento; e) los ciclos de comportamiento histerético, fueron estables hasta distorsiones de 0.6%; e) aunque la relación (M/VL) sí tuvo un efecto significativo en la rigidez inicial de

los modelos, la tendencia en la degradación de rigidez fue similar para todos ellos durante las pruebas; f) el grado de acoplamiento no tuvo efecto significativo, en la disipación de energía; g) la rotación de los extremos del conjunto dala-losa disminuyó a valores despreciables después del agrietamiento diagonal, lo cual indica que en la etapa post-elástica del comportamiento, el acoplamiento a flexión fue muy bajo.

G. Influencia de Aplanados de Mortero reforzados con Mallas Electrosoldadas

El efecto de recubrir muros de mampostería confinada con mortero reforzado con malla electro-soldada fue estudiado mediante el ensayo de tres muros de ladrillo rojo de arcilla recocido de fabricación artesanal (*Pineda, 1996; Zepeda, Pineda y Alcocer, 1996*). Las variables estudiadas fueron la cuantía del refuerzo de malla, así como el tipo y espaciamiento de los anclajes de la malla al muro.

Los especímenes fueron reforzados con una, dos y tres veces la cuantía mínima de refuerzo horizontal estipulada por la norma mexicana vigente en la época del estudio (*DDF, 1987*). En el cálculo de la cuantía se consideró el espesor total de los muros, incluyendo los aplanados de mortero de cemento, de 2.5 cm de espesor, que se colocaron por ambas caras. Las mallas fueron de acero grado 50 y se fijaron directamente sobre ambas caras de los muros. No se dejaron separadores entre el muro y las mallas, en virtud de que en ensayos preliminares se comprobó que su uso disminuye la resistencia al corte del

conjunto muro-conector-malla, aumenta la flexibilidad del conector y propicia su extracción.

En los dos muros con cuantías menores; se emplearon clavos para madera, de 64 mm de longitud, con densidades de 9 y 16 clavos por metro cuadrado. Los clavos se insertaron 40 mm en el muro, cerca de la intersección de los alambres, y la cabeza se dobló para fijar la malla. En el muro con mayor cuantía; se usaron conectores de 51 mm de longitud, con arandela, instalados con pistola neumática, y con una densidad de 9 conectores por metro cuadrado.

Para mejorar el confinamiento en los castillos, un tramo de malla fue colocado alrededor de ambos castillos del muro con cuantía intermedia, y alrededor de uno de los castillos en los muros con las cuantías menor y mayor. Esta malla se traslapó 50 cm con la malla principal de los muros y se ancló solamente a la mampostería.

Las siguientes conclusiones fueron obtenidas de las observaciones de los ensayos y del análisis de los resultados: a) mientras que en el muro sin refuerzo horizontal y sin mallas las grietas se concentraron a lo largo de las diagonales, en los reforzados con mallas el agrietamiento se distribuyó más uniformemente; b) el “encamisado” de los muros condujo a un incremento notable en la resistencia al corte, disipación de energía y capacidad de deformación, en comparación con el muro sin refuerzo horizontal y sin mallas;

c) el comportamiento histerético fue más estable, cuando los castillos se rodearon con malla y mortero; d) tanto los clavos para madera sin separadores, como los conectores instalados con pistola neumática, resultaron efectivos para fijar las mallas, y finalmente; e) se recomienda una densidad de 9 anclajes por metro cuadrado, y que la distorsión máxima de diseño sea de 0.7%.

Finalmente **Alcocer (1997)** explica que a menor resistencia del mortero, menor será la contribución del refuerzo de mallas ya que si la resistencia a la compresión del mortero es baja, éste se aplastará y se desprenderá a bajos niveles de distorsión, lo que anulará el comportamiento del muro como sección compuesta.

H. Influencia de los Diferentes Tipos de Ensayo

Los tipos de ensayos destructivos que predominan en la actualidad para el estudio experimental en laboratorio de la respuesta de estructuras, sometidas a la acción simultánea de cargas verticales y laterales, son: el cuasiestático, el dinámico o de mesa vibradora y el ensayo en línea controlado por computadora o pseudo-dinámico (**Calvi, Kingsley y Magenes, 1996**).

El término “cuasi-estático” implica que el ensayo se lleva a cabo lo suficientemente lento para que los efectos de la velocidad de aplicación de las cargas sean insignificantes y puedan ignorarse. Los ensayos cuasi-estáticos pueden ser monotónicos o cíclicos. En el caso de muros o estructuras de mampostería es usual realizar los ensayos ante cargas laterales cíclicas en dos

etapas; en la primera se aplican progresivamente cargas de magnitud controlada creciente, hasta que ocurra el primer agrietamiento diagonal; y en la segunda se somete al espécimen a desplazamientos crecientes controlados, hasta el agotamiento de la capacidad de carga.

En los ensayos de modelos en mesa vibradora; se introduce la historia de aceleraciones correspondientes a un sismo real en la base del espécimen, mediante una plataforma accionada por actuadores servo-hidráulicos, cuyos movimientos se controlan por sistemas automáticos. Así, las fuerzas y desplazamientos relativos en el modelo son generados por la propia respuesta dinámica de la estructura. Los modelos destinados a ensayarse en mesa vibradora suelen construirse a escala reducida ya que, generalmente, las limitaciones impuestas por la capacidad del equipo, no permiten la utilización de modelos a escala natural.

Los ensayos “pseudo-dinámicos” combinan técnicas analíticas y experimentales, para someter a las estructuras a sollicitaciones equivalentes a las inducidas por una perturbación dinámica real. En este tipo de ensayos se pueden utilizar especímenes contruidos a escala natural, desplantados sobre una base fija, los que se someten a fuerzas dinámicas por medio de actuadores servo-controlados, simulando las fuerzas de inercia sísmicas. El control del ensayo se realiza con base en la respuesta de la estructura predicha analíticamente, pero actualizada en tiempo real con el comportamiento

inelástico, manifestado efectivamente por el modelo durante el desarrollo de la prueba.

Para esto, la estructura que será ensayada se representa matemáticamente como un sistema discreto con un número finito de grados de libertad, cada uno de los cuales será controlado por un actuador. En el proceso, la historia de desplazamientos del espécimen se calcula mediante un sistema de cómputo en línea, en el que se resuelven las ecuaciones diferenciales del movimiento por un procedimiento de integración numérica paso a paso, el cual se retroalimenta con los resultados obtenidos durante el experimento.

En cada paso, los desplazamientos calculados son aplicados en forma cuasi-estática al modelo por medio de los actuadores servo-controlados por computadora, y las fuerzas restauradoras desarrolladas por el sistema, son medidas directamente del espécimen. Estas fuerzas son utilizadas para calcular el desplazamiento del siguiente paso, con base en las propiedades de inercia y amortiguamiento del espécimen, y en la historia de la excitación especificada numéricamente. El proceso se repite hasta obtener la historia completa de la respuesta.

Por lo anterior, el procedimiento pseudo-dinámico es conceptualmente similar a un análisis dinámico estructural, excepto que las propiedades de rigidez son medidas directamente del espécimen durante la prueba, en lugar de ser calculadas mediante un modelo matemático; por lo que las incertidumbres

asociadas con el comportamiento no lineal del espécimen, son eliminadas. Asimismo, puede considerarse que este procedimiento es comparable a una prueba dinámica en mesa vibradora, pero realizada a diferente escala de tiempo (**Alcocer, Flores, López-Bátiz, Aguilar y Elías, 1997**).

Otra técnica para estudiar experimentalmente el comportamiento dinámico de estructuras que es pertinente mencionar, son las pruebas no destructivas de vibración forzada y de vibración ambiental. Mediante estas pruebas es posible obtener los períodos de vibración, las formas modales y el amortiguamiento de estructuras reales, o bien de especímenes que posteriormente serán sometidos a los ensayos destructivos arriba descritos. Mientras que en los ensayos de vibración ambiental las excitaciones son generadas por la acción del viento o del tráfico vehicular; en los de vibración forzada se utilizan generadores, que son colocados en puntos específicos de la estructura con objeto de inducir la excitación necesaria para la prueba.

Por otra parte, **Calvi, Kingsley y Magenes (1996)** señalan que, aún y cuando se reconoce que los ensayos dinámicos constituyen la mejor simulación de una excitación sísmica real, los ensayos cuasi-estáticos tienen varias ventajas con respecto a los ensayos en mesa vibradora; como son: a) la aplicación de fuerzas de gran magnitud a los especímenes, es más sencilla; b) llevar grandes especímenes al colapso, requiere de equipos menos costosos; c) la medición de fuerzas y de desplazamientos, puede hacerse con mucha mayor precisión; y

d) fenómenos como el agrietamiento y evolución del daño, pueden ser observados y estudiados con mayor detenimiento.

Asimismo, **Calvi, Kingsley y Magenes** hacen notar que los ensayos cuasi-estáticos tienden a inducir mayor daño, y a manifestar menores resistencias que los ensayos dinámicos; y apuntan que esto se explica en virtud de que la mampostería exhibe un comportamiento que depende de la velocidad de aplicación de las cargas, como lo confirma la propagación del agrietamiento, que se observa frecuentemente bajo cargas o desplazamientos impuestos, de magnitud constante.

Como consecuencia de lo anterior, subrayan que en alguna medida, existirán diferencias entre los resultados de ensayos cuasi-estáticos y dinámicos, en respuestas tales como resistencia, rigidez, energía disipada y propagación del daño. Finalmente, puntualizan que la técnica de ensayos cíclicos cuasi-estáticos es en general conservadora.

2.3.2 Ante Flexión y a Flexo-Compresión

El modo de falla por flexión se caracteriza por el agrietamiento horizontal en la zona de momento máximo; generalmente en la base del muro, asociado a la fluencia y eventual rotura del acero de refuerzo vertical, o al aplastamiento del extremo a compresión del muro. Cuando ocurre esto último, la resistencia a carga lateral se debe principalmente al trabajo a cortante de la zona de

compresión, por lo que es frecuente que la degradación de resistencia sea muy rápida al ir aumentando el agrietamiento y el aplastamiento de la mampostería, en ese sector.

Como consecuencia del agrietamiento por flexión, cambia la posición del eje neutro desplazándose hacia la zona de compresión de tal forma que tanto las deformaciones como los esfuerzos de compresión se concentran en una región relativamente pequeña, con el consiguiente desconchamiento de la mampostería y pérdida de sección; situaciones que conducen a un incremento en las demandas de compresión en la zona, lo cual, a su vez, se traduce en un mayor aplastamiento de dicha zona, hasta que finalmente sobreviene el colapso.

Sánchez, Flores y Alcocer (1996) realizaron mediciones que confirman que las deformaciones normales a la sección transversal, no siguen una ley lineal en la longitud del muro; es decir, la hipótesis cinemática de Bernoulli que establece que las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma, no se cumple. Esto era de esperarse, ya que el comportamiento de los muros está ampliamente dominado por deformaciones de cortante. No obstante, las expresiones para el cálculo de la resistencia a flexo-compresión que se incluyen en diferentes códigos, fueron derivadas partiendo de la hipótesis de Bernoulli (**EUROCODE 6, 1995; GDF, 2004; INN, 2003; ININVI, 2003; INPRES-CIRSOC, 1991**).

Además, estas expresiones suponen que la distribución de esfuerzos en la región de compresión de la mampostería, puede representarse mediante un bloque rectangular equivalente, semejante al usado en el diseño a flexión de concreto reforzado. **Alcocer (1997)** afirma que se ha verificado que los parámetros que se usan para dimensionar el bloque equivalente de esfuerzos en concreto reforzado, pueden aplicarse en mampostería de concreto y de arcilla, y que los resultados que se obtienen con estas fórmulas son razonablemente buenos, aún y cuando la distribución real de deformaciones no sea lineal.

2.3.3 Modos de Falla

Con base en los resultados de investigaciones experimentales y en el comportamiento observado en estructuras reales que fueron sometidas a sismos, se han identificado los siguientes tres modos de falla en muros de mampostería confinada; los cuales dependen de la calidad de los materiales, de la geometría del muro, de las condiciones de borde en la interfase mampostería–castillos, de la magnitud y el tipo de las cargas actuantes, y finalmente, de la cuantía de refuerzo en los castillos confinantes (**Gallegos, 1991a; Paulay y Priestley, 1992; Alcocer, 1997**):

Falla por flexión, que puede ocurrir en muros esbeltos —con relación de aspecto $h/l > 4/3$ aproximadamente— en los que se presentan esfuerzos altos

en los castillos de confinamiento, que producen fluencia del acero de refuerzo vertical en el extremo de tensión, así como el aplastamiento de la mampostería en el extremo opuesto a compresión.

Falla por cortante, que se caracteriza por el agrietamiento diagonal a través de las piezas, o siguiendo las juntas de mortero, y ocurre cuando los esfuerzos principales de tensión diagonal exceden la resistencia de la mampostería. Una variante de este modo es la falla por compresión diagonal, que se produce por el efecto de puntal que genera grandes esfuerzos de compresión en las esquinas del tablero, lo cual puede conducir al aplastamiento de las piezas cuando éstas son de baja calidad, o cuando se usan unidades multiperforadas, o son huecas de pared delgada. También puede ocurrir cuando los muros fueron reforzados a lo largo de las juntas horizontales, o con mallas embebidas en los aplanados con cuantías altas, generalmente mayores al 0.2%, o bien cuando la carga horizontal se combina con una carga vertical alta.

Falla por deslizamiento, que se produce a lo largo de las juntas horizontales de mortero; como consecuencia de una falla de adherencia —por cizallamiento— en la junta; esto es, a bajos niveles de carga vertical.

2.4 Tipos de Modelos Histeréticos

Con el propósito de involucrarnos en nuevos conceptos relacionados a los modelos histeréticos y sin importar por el momento el sistema estructural para el cual fueron ajustados, en este apartado se describirá brevemente el tipo o las características de los modelos que han sido desarrollado con el fin de caracterizar el comportamiento de un material o elemento estructural. Mayor información puede ser encontrada en el documento **FEMA P440A (2009)** de dominio público.

2.4.1 Comportamiento Elasto-Plástico

Es el más simple dentro de los modelos histeréticos debido a que no incorpora degradación de resistencia y rigidez cuando está sujeto a cargas cíclicas reversibles. Durante la etapa de carga, el comportamiento del sistema es elástico lineal hasta que la resistencia de fluencia es alcanzada, posteriormente la rigidez cambia a cero. Durante la etapa de descarga, la rigidez es igual a la rigidez elástica de la rama de carga. Ver Figura 2.4.

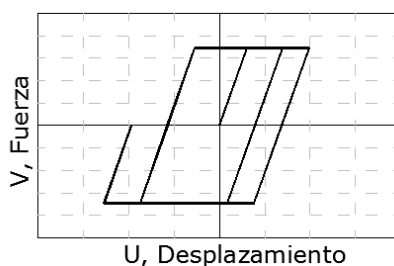


Figura 2.4. Comportamiento Elasto-Plástico.

2.4.2 Comportamiento Elasto-Plástico e Incremento de Resistencia por Endurecimiento (Strenght-Hardening)

Con respecto al modelo elastoplástico, lo único que varía es el valor de la rigidez post-fluencia la cual adopta un valor mayor a cero. Muchos materiales exhiben aumento en resistencia cuando están sujetos a altos niveles de deformación posterior al límite de fluencia. Ver Figura 2.5.

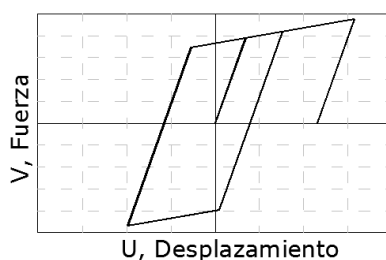


Figura 2.5. Comportamiento Elasto-Plástico e Incremento de Resistencia por Endurecimiento

2.4.3 Comportamiento con Degradación de Rigidez (Stiffness-Degrading)

Diversos sistemas y componentes estructurales exhiben niveles de degradación de rigidez cuando están sujetos a cargas cíclicas reversibles. La degradación de rigidez en elementos de concreto reforzado comúnmente es resultado del agrietamiento, pérdida de continuidad o interacción con grandes esfuerzos de corte o del tipo axial; por otra parte, los niveles de degradación de rigidez depende de las características de la estructura (propiedad de materiales, geometría, tipo de conexión) así como de la historia de carga (intensidad en cada ciclo, número de ciclos, secuencia de los ciclos de carga).

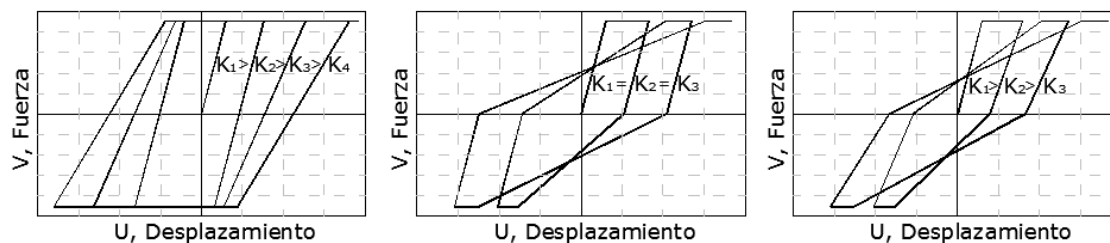


Figura 2.6. Casos con Degradación de Rigidez Cíclica.

En la Figura 2.6 se muestran tres ejemplos de modelos que exhiben degradación de rigidez cíclica. En el primer modelo, la rigidez en las etapas de carga y descarga son iguales, y la rigidez se degrada conforme aumenta el desplazamiento. En el segundo modelo la rigidez en la etapa de carga decrece en función del máximo desplazamiento alcanzado, pero la rigidez en la etapa de descarga permanece constante e igual a la rigidez inicial. El tercer modelo se caracteriza por la degradación de rigidez en las etapas de carga y descarga en función del desplazamiento máximo, éstas varían conforme aumenta el desplazamiento.

2.4.4 Comportamiento con Adelgazamiento cerca del Origen (Pinching)

El adelgazamiento es caracterizado por largas reducciones de rigidez durante la recarga después de la descarga cerca del origen. Este comportamiento es común en componentes de concreto reforzado, madera, ciertos tipos de mampostería y algunas conexiones en estructuras de concreto. Ver Figura 2.7.

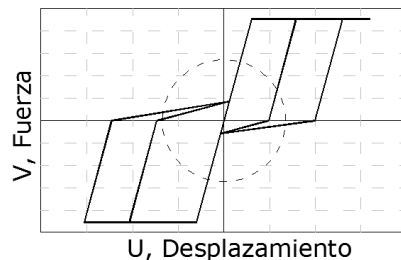


Figura 2.7. Adelgazamiento Cerca del Origen.

El adelgazamiento normalmente es producido por la apertura de las grietas cuando el desplazamiento es impuesto en una dirección. Cuando se inducen desplazamiento en el sentido contrario ocurre una recuperación parcial de rigidez debido a que las grietas se cierran.

2.4.5 Comportamiento con Degradación Cíclica de Resistencia

La degradación cíclica de resistencia es la reducción de la resistencia lateral en un elemento o sistema estructural como resultado de la aplicación de cargas cíclicas reversibles.

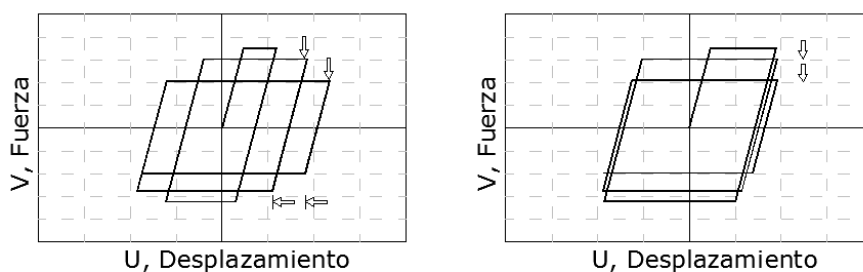


Figura 2.8. Casos de Degradación Cíclica de Resistencia. (a) Por Incremento del Nivel de Desplazamiento; (b) Por Repetición al mismo Nivel de Desplazamiento.

La reducción en la resistencia ocurre después de que la carga ha cambiado de dirección o durante subsecuentes ciclos de carga. La Figura 2.8(a) muestra a

un sistema elasto-plástico experimentando degradación de resistencia en ciclos subsecuentes de carga conforme el nivel de desplazamientos inelásticos incrementa; Por otra parte, la Figura 2.8(b) representa al mismo sistema elasto-plástico experimentando degradación cíclica de resistencia a un mismo nivel de desplazamiento inelástico impuesto determinado número de veces.

2.4.6 Comportamiento Combinado. Degradación de Rigidez y Degradación Cíclica de Resistencia.

El efecto de la degradación de rigidez en combinación con la degradación cíclica de resistencia, en ciclos subsecuentes y a un mismo nivel de desplazamiento, se muestra en la Figura 2.9. En estos sistemas, la resistencia lateral es reducida en función de la demanda máxima de desplazamiento y la demanda de energía histerética.

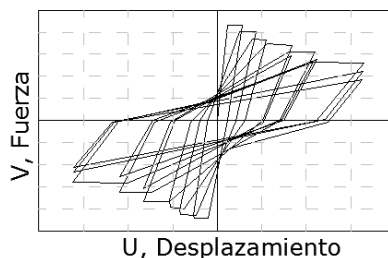


Figura 2.9. Comportamiento Histerético Combinado. Degradación de Rigidez y Degradación Cíclica de Resistencia (Ruiz-García y Miranda, 2005).

2.4.7 Comportamiento Combinado. Degradación de Rigidez y Degradación de Resistencia incluida en los Ciclos (In-Cycle Strength Degradation).

En combinación con la degradación de rigidez, la degradación de resistencia en los ciclos está caracterizada por una pérdida de resistencia dentro del mismo ciclo pero a distintos niveles de desplazamientos. Conforme los desplazamientos laterales adicionales son impuestos, una resistencia lateral menor es desarrollada. Esto resulta en una rigidez negativa post-fluencia dentro de un ciclo dado. Ver Figura 2.10.

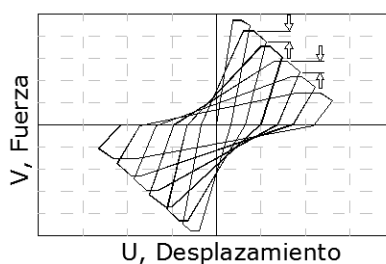


Figura 2.10. Comportamiento Histerético Combinado. Degradación de Rigidez y Degradación de Resistencia Incluida en los Ciclos.

2.4.8 Curva Envolvente (Backbone curve)

El término curva envolvente se ha empleado para definir aspectos tales como; el límite del comportamiento fuerza-deformación de un elemento estructural; gráficas fuerza-desplazamiento derivadas del análisis no lineal pushover de un sistema estructural; curvas conteniendo la respuesta fuerza-desplazamiento de un elemento estructural sometido a cargas cíclicas; y curvas que definen la respuesta fuerza-desplazamiento de un elemento estructural sometido a cargas monotónicas. Con el objetivo de manejar los términos adecuados en referencia a los diferentes aspectos que definen el comportamiento histerético, es necesario distinguir la diferencia entre *la curva envolvente de capacidad fuerza-desplazamiento* y *la curva envolvente de los ciclos*.

Curva envolvente de capacidad fuerza-desplazamiento

Una característica importante de los modelos histeréticos con degradación consiste en la previa definición de la máxima resistencia que un elemento estructural puede desarrollar a un cierto nivel de deformación. Como ejemplo, un patrón de respuesta cíclica no puede cruzar el límite impuesto por la curva de capacidad fuerza-desplazamiento. Tal y como se muestra en la Figura 2.11, si un elemento es inducido a incrementar su deformación y el límite es alcanzado, entonces la resistencia que puede ser desarrollada en el elemento está limitada y la respuesta debe continuar a lo largo de la curva envolvente.

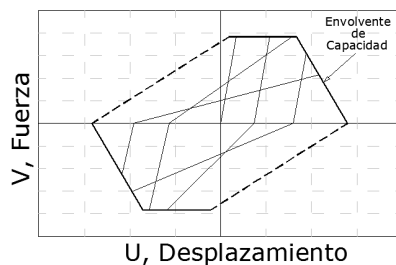


Figura 2.11. Curva Envolvente de Capacidad Fuerza-Desplazamiento.

Curva envolvente de los ciclos

La envolvente de los ciclos es una curva fuerza-deformación que envuelve el comportamiento histerético de un elemento o sistema que está sujeto a cargas cíclicas. La Figura 2.12 muestra una envolvente para los ciclos, la cual es definida conectando la máxima fuerza de respuesta alcanzada por

cada semiciclo. En algunos casos se unen los puntos máximos de desplazamiento alcanzado.

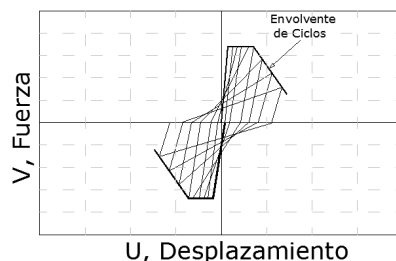


Figura 2.12. Curva Envolvente de los Ciclos.

2.5 Modelos Histeréticos para Muros Aislados de Mampostería Confinada

Se hace mención de algunos de los modelos que en su momento han logrado representar con suficiente aproximación a los resultados deducidos a partir de pruebas experimentales.

2.5.1 Modelo Matemático Propuesto por Meli (1974)

A partir de resultados de una serie de ensayos realizados en las décadas de los años sesenta y setenta en la Universidad Nacional Autónoma de México, sobre muros aislados en voladizo y sujetos a compresión diagonal (**Meli, 1974**), se observó que independientemente del tipo de refuerzo, los muros asemejan un comportamiento elástico lineal antes de que sucedan agrietamientos importantes por flexión o tensión diagonal, Después del agrietamiento diagonal inclinado, el comportamiento se caracteriza por una disminución paulatina de la

rigidez y la resistencia. En estos estudios se registraron distorsiones de hasta 0.001 y 0.003 para las cargas de agrietamiento y máxima, respectivamente.

Meli (1979) propuso que el comportamiento de los muros ante cargas monótonas, puede ser idealizado por una relación trilineal carga lateral – distorsión, en la cual el primer tramo describe el comportamiento hasta el agrietamiento inclinado; el segundo tramo está limitado por el agrietamiento y la carga máxima, y por último, un tercer tramo horizontal que finaliza en la carga de falla.

Esta relación trilineal se define con cinco parámetros, de los cuales la carga de agrietamiento y la rigidez inicial, pueden predecirse teóricamente; mientras que los otros tres parámetros, que definen el comportamiento post-agrietamiento, se obtienen a partir de datos experimentales, en función del tipo de estructuración y del tipo de carga. Ver Figura 2.13.

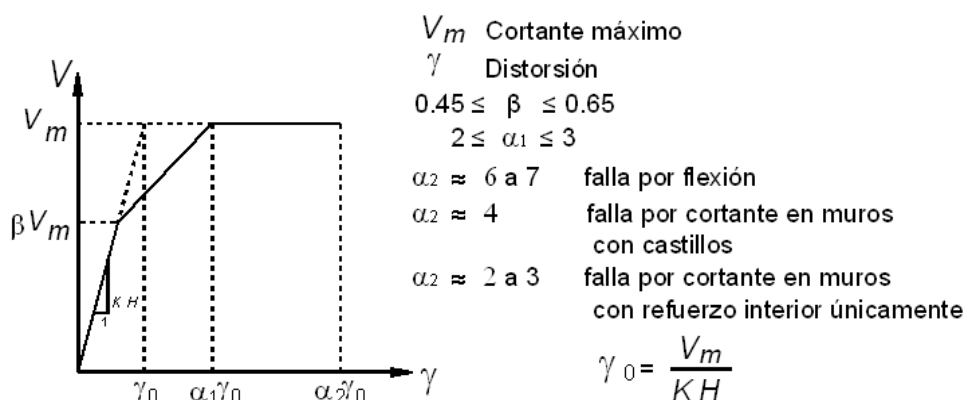


Figura 2.13. Modelo Trilineal para Cargas Monótonas en Muros de Mampostería (Meli, 1979).

Para calcular la rigidez inicial de los muros considerando tanto las deformaciones por cortante como las deformaciones por flexión, es aceptable el uso de expresiones derivadas de la teoría de resistencia de materiales, de tal forma que se propuso usar:

$$\Delta = \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{3EI} \quad (2-1)$$

$$K = \frac{V}{\Delta} \quad (2-2)$$

Donde K es la rigidez inicial del muro; V es la fuerza cortante aplicada en la parte superior del muro; Δ es el desplazamiento horizontal medido en la parte superior del muro; H es la altura del muro; A es el área del muro; I es el momento de inercia de la sección transformada; E es el módulo de elasticidad; y G es el módulo de rigidez al cortante

Para representar el comportamiento ante cargas cíclicas, **Meli (1979)** definió cuatro parámetros adicionales, que configuran lazos histeréticos formados también por tramos rectos. Acepta que el comportamiento es elástico, sin deterioro, hasta la carga de agrietamiento; y que entre ésta y la carga máxima se presentan ligeros deterioros de rigidez y de resistencia, que crecen apreciablemente para desplazamientos más grandes, conformando lazos histeréticos diferentes para el tramo entre la carga de agrietamiento y la máxima, y para distorsiones que excedan esta última. Ver Figura I.5. De acuerdo con los resultados experimentales, se considera que todo el deterioro se produce en el segundo ciclo para cada nivel de distorsión.

Estas características se precisan mediante las relaciones V_H/V_m y A_H/A_o entre las cargas máximas en un ciclo histeréticos deteriorado y en el ciclo inicial, y entre las áreas encerradas por los lazos histeréticos deteriorados e inicial, respectivamente. Los valores de ambas relaciones, para la distorsión asociada a la carga máxima y para la distorsión última, constituyen los cuatro parámetros adicionales que definen el modelo histerético. **Bazán (1980)** presenta un compendio de valores adaptado de **Meli (1979)** de los parámetros citados, obtenidos experimentalmente para cuatro casos de estructuración y modos de falla

Por otra parte, **Meli (1979)** señala que los lazos histeréticos pueden construirse como la suma de curvas simples, representativas de modelos elastoplásticos con distintos grados de resistencia y rigidez. **Bazán (1980)** comparó los valores experimentales de los parámetros que definen los lazos histeréticos con los obtenidos combinando modelos elasto-plásticos simples, y concluyó que éstos últimos reproducen en forma aceptable, todos los parámetros deducidos experimentalmente. En la Figura 2.15 se presentan las gráficas de comportamiento histerético del tercer caso estudiado por Bazán, correspondiente a muros de piezas huecas confinados por castillos y dalas.

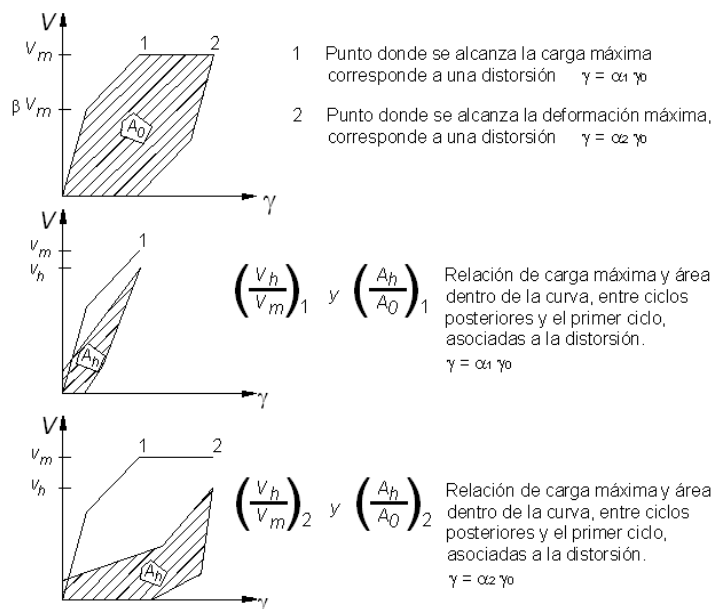


Figura 2.14. Modelo Trilineal para Cargas Cíclicas en Muros de Mampostería (Meli, 1979).

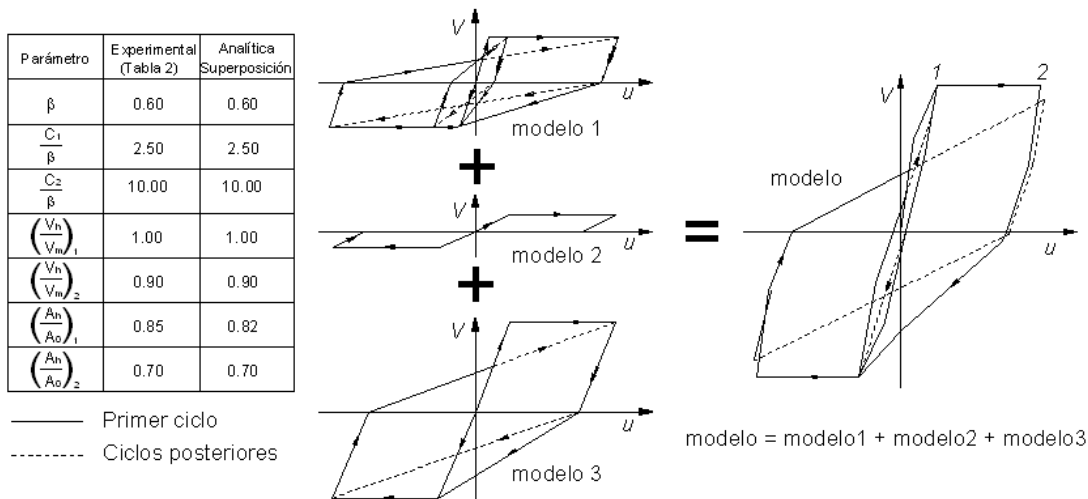


Figura 2.15. Modelo Histerético para Muros de Mampostería Confinada (Bazán, 1980 adaptado de Meli, 1979).

2.5.2 Modelo de Astroza, Moroni y Navarrete.

A partir de los ensayos realizados por **Diez (1987)** y por **Herrera (1991)** en la Universidad de Chile sobre muros de mampostería confinada construidos con ladrillos de arcilla hechos a máquina, **Navarrete (1991)** y **Astroza, Moroni y**

Navarrete (1991) propusieron un modelo para representar el comportamiento no lineal observado.

La representación del comportamiento de los muros para cargas cíclicas consiste en la propuesta de una envolvente trilineal y lazos histeréticos de rigidez degradante, cuyas trayectorias de descarga pasan por un mismo punto. Ver Figura 2.16. Los parámetros que definen la envolvente son los siguientes: V_1 : carga lateral del primer cambio significativo de rigidez debido a la aparición de grietas por corte; V_2 : carga lateral máxima; K_e : rigidez elástica inicial; γ_0 : distorsión de “fluencia” de un sistema elasto-plástico equivalente, de rigidez efectiva K_e y carga lateral V_2 ; $\gamma_0 = V_2 / K_e h$; γ_2 : distorsión para la carga lateral máxima V_2 ; γ_3 : distorsión máxima disponible, correspondiente a una reducción de 20% de su capacidad resistente.

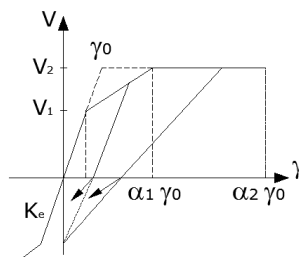


Figura 2.16. Modelo Histerético para Muros de Mampostería Confinada (Astroza, Moroni y Navarrete, 1991).

El parámetro K_e es aproximadamente igual a un tercio de la rigidez tangente obtenida de los primeros ciclos experimentales a distorsiones pequeñas, y puede calcularse como:

$$K_e = \frac{G_m A_e}{3h} \quad (2-3)$$

Donde $A_e = A_m + 2\eta_g A_c$ y $\eta_g = G_c / G_m$. Las variables G_m y G_c se refieren al módulo de rigidez de la mampostería y del concreto respectivamente; A_m y A_c al área de la mampostería y de los castillos confinantes; y h a la altura del muro.

Las cargas laterales V_1 y V_2 dependen del esfuerzo vertical aplicado σ_0 , y del esfuerzo resistente a cortante de la mampostería v_m , y pueden estimarse con las siguientes ecuaciones:

$$V_1 = (0.23v_m + 0.12\sigma_0)A_m \leq 0.35A_m v_m \quad (2-4)$$

$$V_2 = (0.45v_m + 0.30\sigma_0)A_m \quad (2-5)$$

Para γ_2 y γ_3 se sugieren valores de $3\gamma_0$ y $10\gamma_0$ respectivamente, que fueron los que mejor se ajustaron a los resultados experimentales. La degradación de rigidez se introduce estableciendo un punto común sobre el eje y , con ordenada $(-V_1/2)$ y dirigiendo las ramas de descarga hacia ese punto, hasta cruzar el eje de las abscisas. Después del punto de intersección, las líneas se dirigen hacia los puntos previos máximos o mínimos.

Posteriormente, **Moroni, Astroza y Tavonatti (1994)**, con base en resultados de investigaciones experimentales realizadas en varios países de América Latina, sugirieron las siguientes expresiones para estimar V_1 y V_2 :

$$V_1 = (0.19v_m + 0.12\sigma_0)A_m \quad (2-6)$$

$$V_2 = (0.37v_m + 0.43\sigma_0)A_m \quad (2-7)$$

Por otra parte, para piezas industrializadas de arcilla propusieron tomar $\gamma_2 = 5\gamma_0$ y $\gamma_3 = 14\gamma_0$, mientras que para piezas de arcilla de fabricación artesanal recomendaron considerar $\gamma_2 = 6\gamma_0$ y $\gamma_3 = 19\gamma_0$.

2.5.3 Modelo Matemático Propuesto por Flores

Basándose en las investigaciones realizadas en el Centro Nacional de Prevención de Desastres de México, durante la primera mitad de la década de los años noventa, **Flores (1995)** propuso un modelo histerético cuya envolvente es trilineal, pero a diferencia de los dos anteriores, el tercer tramo considera degradación de resistencia.

El modelo fue calibrado con los resultados de ensayos ante carga lateral cuasi-estática, de muros de mampostería confinada de unidades de arcilla de fabricación artesanal, a escala natural, de uno y dos pisos, aislados o formando un conjunto acoplado por losas y dadas, con y sin refuerzo horizontal ahogado en las juntas. Durante los ensayos, los muros estuvieron sometidos a un esfuerzo vertical constante del orden de 5 kg/cm^2 (0.5 Mpa). (**Alcocer, Sánchez y Meli, 1993; Alcocer, Meli, Sánchez y Flores, 1994; Álvarez y Alcocer, 1994; Díaz y Vázquez, 1995**).

En este modelo, la envolvente trilineal queda definida por seis parámetros como los son: carga lateral que produce el primer agrietamiento inclinado, carga lateral máxima o resistencia, carga lateral última y sus distorsiones asociadas (V_1 , V_2 , V_3 , γ_0 , γ_1 , γ_2), como se muestra en la Figura 2.17.

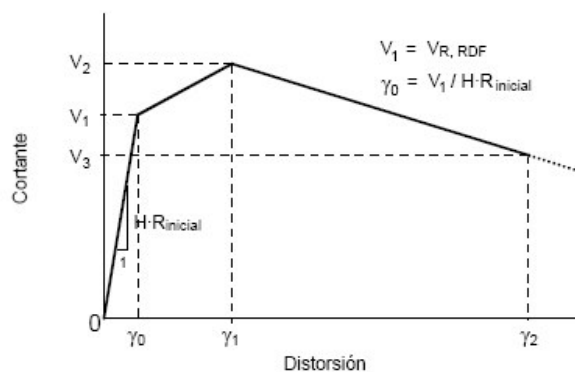


Figura 2.17. Envolvente Trilineal con Degradación de Resistencia (Flores, 1995).

Las envolventes obtenidas experimentalmente fueron normalizadas con respecto a la resistencia a cargas laterales, calculada de acuerdo con la normatividad mexicana vigente. Para obtener la curva de mejor ajuste, las rigideces de las ramas ascendentes y descendentes de los lazos histeréticos experimentales fueron normalizadas con respecto a la rigidez inicial.

Las rigideces experimentales se obtuvieron como la pendiente de la secante trazada desde el punto con carga cero del semiciclo anterior, hasta el pico de carga en el siguiente semiciclo. La rigidez inicial se obtuvo como la pendiente de la secante trazada a partir del origen, hasta el punto en el que la pendiente de la envolvente experimental cambia significativamente.

En la Figura 2.18 se incluye una gráfica que muestra las curvas envolventes de los ciclos positivos y negativos correspondientes a especímenes sin refuerzo horizontal, y otra en la que se grafican los puntos correspondientes a las rigideces normalizadas contra la distorsión máxima alcanzada en el semiciclo anterior (γ_{max}), para las ramas ascendentes o de carga, de los especímenes sin refuerzo horizontal.

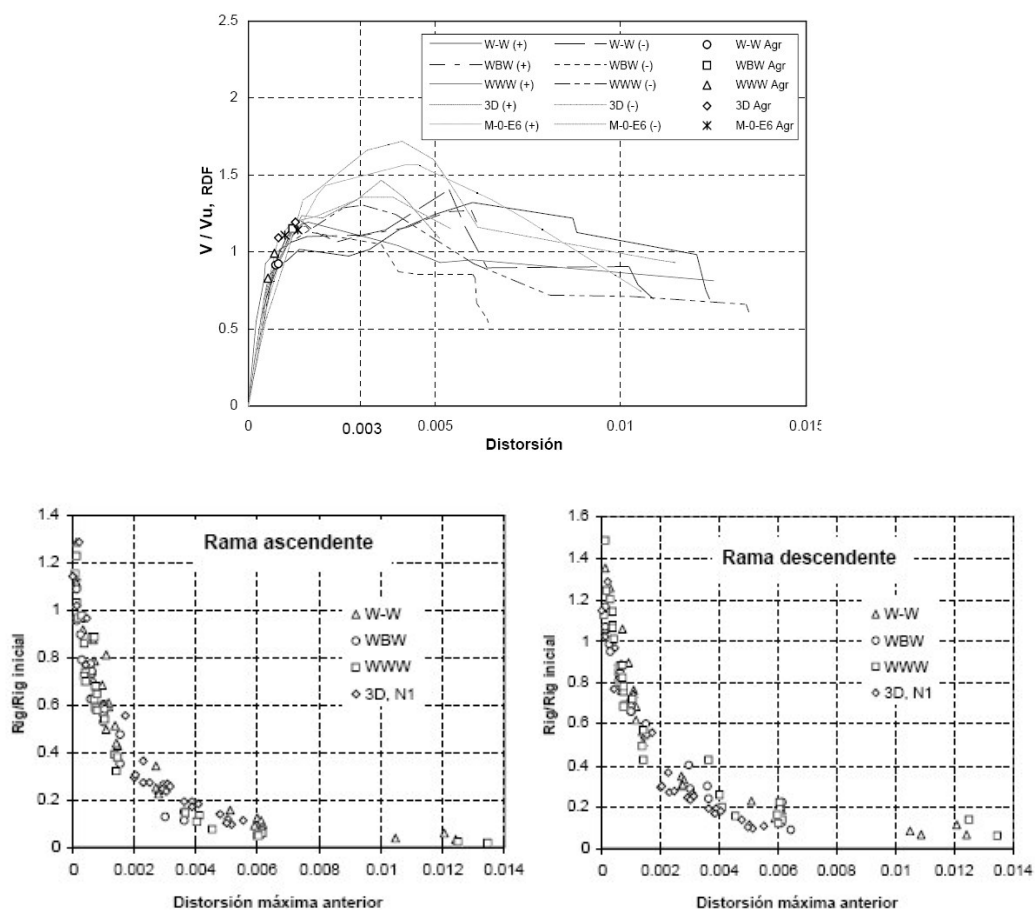


Figura 2.18. Envolventes Normalizadas y Rigideces Ascendentes y Descendentes de Semiciclos Positivos y Negativos de Muros de Mampostería Confinada (Flores, 1995).

Las rigideces ascendentes o descendentes – carga o descarga – siguen la ecuación:

$$Rig_{asc,desc.} = Rig_{inicial} [a(\gamma_{max})^4 + b(\gamma_{max}) + 1]^{-1} \quad (2-8)$$

En la que los coeficientes a y b son resultado de un ajuste de mínimos cuadrados y adoptan los valores mostrados en la Tabla 2.1. En la Figura 2.19 se muestran las curvas correspondientes a las ramas ascendentes y descendentes para muros sin refuerzo horizontal. De acuerdo con el modelo propuesto, la rigidez en las ramas de carga es constante hasta alcanzar la envolvente. Si se imponen distorsiones mayores, la rama de carga seguirá la curva envolvente.

TABLA 2.1
COEFICIENTES DEL MODELO DE FLORES PARA MUROS DE
MAMPOSTERÍA CONFINADA.

$$\gamma_0 = V_1 / H * R_{inicial}; \gamma_1 = 0.003; \gamma_2 = 0.01; V_1 = V_{R,RDF}; V_2 = 1.25V_1; V_3 = 0.8V_1$$

Parámetro	Muros sin refuerzo horizontal		Muros con refuerzo horizontal	
	Rama ascendente	Rama descendente	Rama ascendente	Rama descendente
a	1×10^9	1×10^8	1×10^8	1×10^7
b	1000	600	1000	300

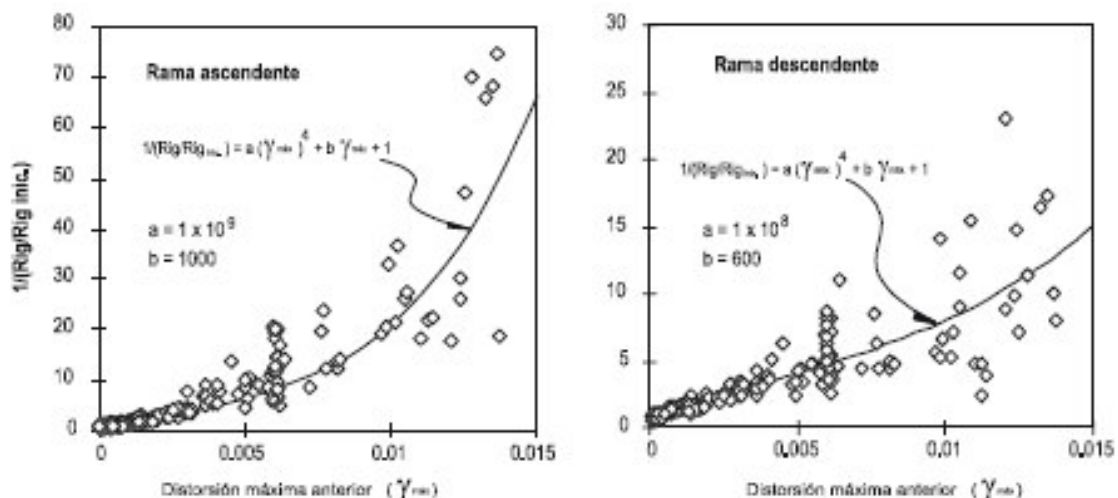


Figura 2.19. Ajuste de Rigideces Ascendentes y Descendentes de Semiciclos Positivos y Negativos de Muros de Mampostería Confinada. Muros sin Refuerzo Horizontal (Flores, 1995).

Recientemente, el modelo fue evaluado comparando la respuesta calculada contra la respuesta experimental de especímenes a escala reducida, de edificaciones de uno y tres pisos, sometidos en mesa vibradora a sismos reales y artificiales, representativos de los que ocurren en la costa mexicana del Pacífico. En general, los resultados mostraron una buena concordancia en el cortante basal. En cuanto a distorsiones, se observaron algunas diferencias que sugieren la necesidad de mejorar la modelación no lineal de sistemas complejos de mampostería confinada, con énfasis en el efecto de la velocidad de aplicación de las cargas en la degradación de rigidez (**Alcocer, Arias y Flores, 2004**).

2.5.4 Modelo Matemático Propuesto por Tomazevic y Lutman

Tomazevic y Lutman (1996) desarrollaron un modelo en base al propuesto por **Park, Reinhorn y Kunnath (1987, citados por Tomazevic y Lutman, 1996)**, conocido en la literatura como el “modelo de los tres parámetros”, para reproducir la respuesta histéreticas de 32 muros de mampostería reforzada interiormente, ensayados en el Instituto Nacional de Edificaciones e Ingeniería Civil de Ljubljana, Eslovenia (**Tomazevic, Lutman y Petkovic, 1996**).

El modelo de Park y colaboradores, que fue calibrado originalmente para representar el comportamiento histérico de estructuras de concreto reforzado, utiliza tres parámetros que controlan la degradación de la resistencia, de la rigidez, y el adelgazamiento de los lazos histéricos cerca del origen. **Tomazevic y Lutman (1996)** adaptaron los parámetros de acuerdo con los resultados obtenidos en sus ensayos.

La envolvente de los lazos histéricos es trilineal y se determina por tres pares de valores de distorsión y carga lateral ($d_{cr}, H_{cr}; d_{Hmax}, H_{max}; d_u, H_{du}$); que definen el primer agrietamiento, la máxima carga lateral o resistencia; y la carga lateral asociada al máximo desplazamiento alcanzado durante el ensayo, respectivamente. Ver Figura 2.20.

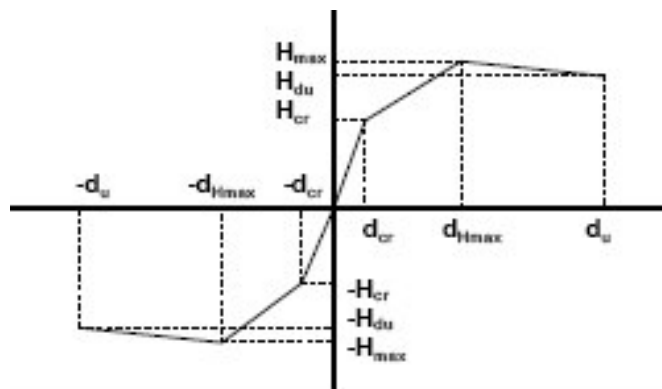


Figura 2.20. Envolvente Trilineal (Tomazevic y Lutman, 1996)

La forma de los lazos histeréticos se determina mediante los tres parámetros siguientes: los parámetros de degradación de rigidez C_K y C_F que definen la pendiente y la forma de las ramas de descarga; y el parámetro de degradación de resistencia, que define el tercer tramo de la envolvente trilineal. En este modelo, la forma sensiblemente curva de las ramas de descarga se representa mediante dos rectas, y la degradación de resistencia se asocia a la energía disipada en los ciclos histeréticos.

Las reglas que definen el comportamiento histerético se muestran en la Figura 2.21. El segmento 1 de la rama de carga O-1-A-2-B describe el comportamiento elástico con rigidez inicial K_e en las direcciones de carga positiva y negativa. Cuando el modelo es demandado por una resistencia o una distorsión mayores que las correspondientes al punto A, o punto del primer agrietamiento (d_{cr} , H_{cr}), se adopta la pendiente del segundo tramo de la envolvente, hasta que las fuerzas externas que actúan sobre el sistema cambian el sentido de la deformación en el punto B.

El parámetro C_K define la rigidez de la rama de descarga B-3-C y el parámetro C_F establece la ordenada del punto C. La trayectoria del segmento C-4-D se dirige hacia el punto D o punto del primer agrietamiento en sentido negativo ($-d_{cr}$, $-H_{cr}$), a partir del cual el segmento 5 coincide con la envolvente, de manera semejante al segmento 2. Los lazos histeréticos continúan en la forma descrita, mientras la distorsión no alcance el valor asociado a la carga lateral máxima d_{Hmax} y se incurse en el tramo de la envolvente con degradación de resistencia.

El parámetro β se integra en la respuesta cuando se ingresa a la etapa de degradación de resistencia. En esta etapa, el segmento 6 sigue la trayectoria del último tramo de la envolvente hasta que cambie nuevamente el sentido de la deformación en el punto F. El parámetro C_K define la rigidez de la rama de descarga negativa F-7-G y el parámetro C_F establece la ordenada del punto G, en forma similar al segmento B-3-C. Cuando la descarga es mayor que el límite impuesto por el parámetro C_F , existe nuevamente un cambio de rigidez para continuar con el segmento 8 que cierra el ciclo.

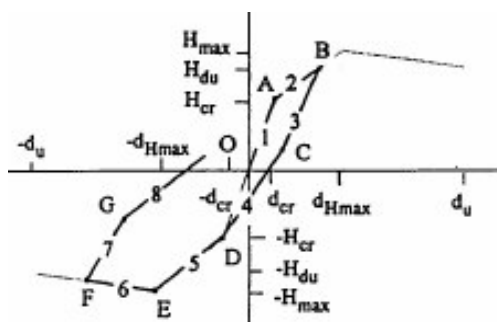


Figura 2.21. Definición de las Reglas Histeréticas (Tomazevic y Lutman, 1996).

2.5.5 Modelo Matemático Propuesto por Ruiz y Miranda.

Ruiz y Miranda (2003) calibró una versión modificada por **Cheok y colaboradores (1998, citados por Ruiz y Miranda (2003))** del modelo de los tres parámetros con la finalidad de reproducir adecuadamente la degradación de resistencia ante cargas cíclicas reversibles de muros de mampostería confinada, mediante la selección apropiada de dos parámetros que dependen de la energía disipada acumulada en cada ciclo (*HBE*) y el nivel de deformación inelástica (*HBD*).

Es conocido que el modelo original de los tres parámetros incorpora indicadores de degradación de rigidez (*HC*), deterioro de resistencia (*HB*) y adelgazamiento de los lazos histeréticos cerca del origen (*HS*). Representa también el comportamiento histerético por medio de cambios de un estado lineal a otro en función de una historia de deformaciones para estructuras de concreto reforzado. En la Figura 2.22 es posible observar que el deterioro de la resistencia depende de la energía disipada, *HBE*, y del nivel de deformación inelástica, *HBD*.

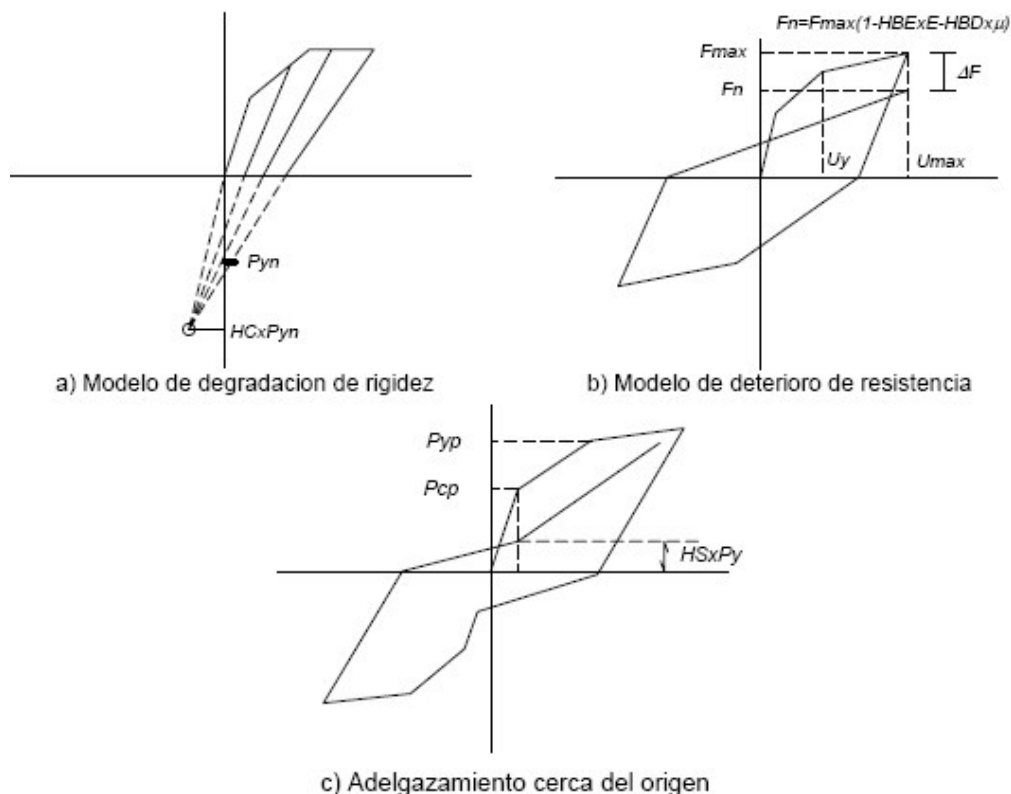
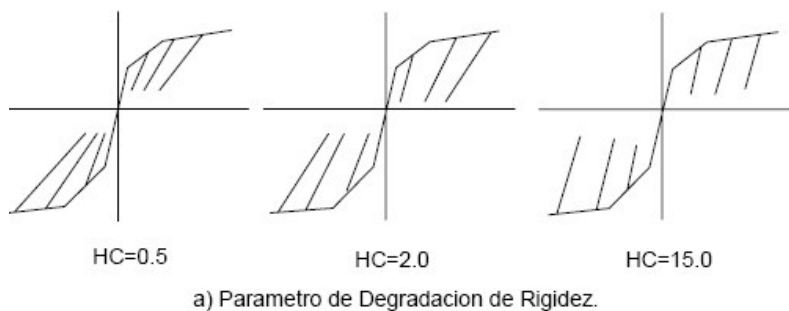


Figura 2.22. Modelo de los Tres Parámetros (Park, 1987).

Mediante la adecuada selección del valor de los parámetros, es posible modelar de manera aceptable la respuesta global de las estructuras de mampostería. La Figura 2.23 muestra la influencia de cada uno de éstos en el comportamiento histerético.



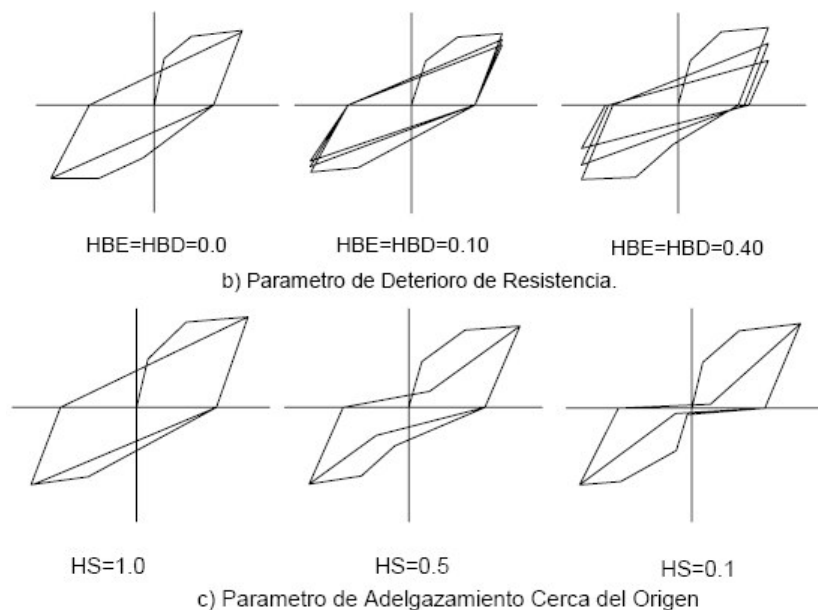


Figura 2.23. Influencia de los Parámetros de Degradación en el Comportamiento Histerético.

Para realizar la calibración del modelo se utilizaron resultados de la respuesta carga deformación de 14 especímenes de mampostería, de los cuales 4 fueron construidos de mampostería confinada, 4 de mampostería confinada con refuerzo interior, 2 de mampostería con refuerzo interior y 4 construidos de mampostería confinada con refuerzo exterior, todos ensayados previamente en programas de investigación pertenecientes a México y Eslovenia. El modelo analítico y los parámetros que controlaron la respuesta histerética fueron cuidadosamente ajustados mediante un proceso iterativo, para minimizar la diferencia entre la respuesta medida y la calculada.

En general, la modelación para cada espécimen fue aceptable. En la Figura 2.24 se muestra la respuesta experimental y analítica del espécimen M-1/4-E6 ensayado por **Aguilar (1997)** reforzado horizontalmente con dos alambres

corrugados de 6.3 mm de alta resistencia estirados en frío colocados horizontalmente entre las juntas de mortero.

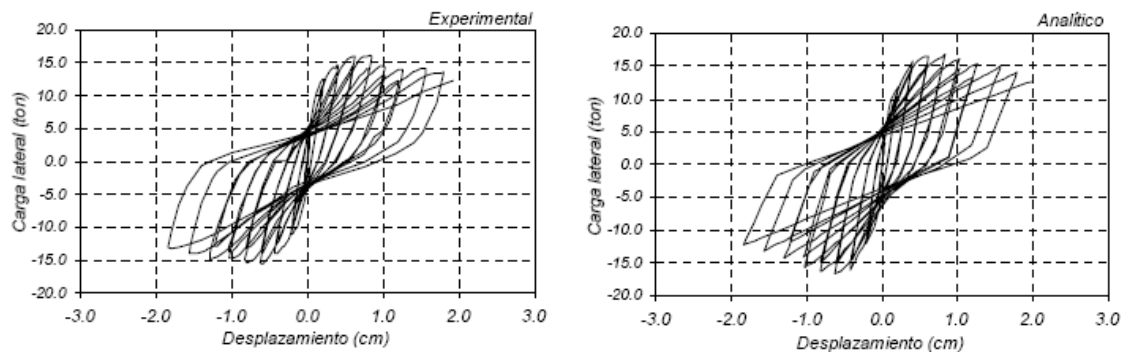


Figura 2.24. Comparación entre la Respuesta Experimental y Analítica del Modelo M-1/4-E6.

Finalmente, se eligieron parámetros representativos para cada tipo de mampostería: mampostería confinada, mampostería con refuerzo interior y mampostería con refuerzo exterior, según se muestra en la Tabla 2.2.

TABLA 2.2

PARÁMETROS SELECCIONADOS PARA REPRODUCIR EL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.

Tipo de mampostería	Parámetros del modelo analítico			
	HC	HBD	HBE	HS
Mampostería confinada	3.5	0.060	0.060	0.015
Mampostería con refuerzo interior	3.0	0.025	0.025	0.015
Mampostería con refuerzo exterior	2.4	0.040	0.040	0.030

2.6 Espectros de Respuesta Inelásticos

El primer intento para estudiar las características de un conjunto de espectros de respuesta elásticos lineales fue hecho por **Housner (1959)**, quien determinó el promedio utilizando ocho registros sísmicos. En un inicio los espectros de respuesta de sistemas inelásticos fueron estudiados por **Veletsos (1969)** quien los determinó para excitaciones tipo pulso y dos registros sísmicos. **Newmark y Hall (1973)** estudiaron a los espectros de respuesta elásticos e inelásticos con un sistema SDOF de 5% de amortiguamiento sujeto a tres registros sísmicos y excitaciones tipo pulso. Basado en estudios estadísticos, propusieron el método para construir los espectros de respuesta inelásticos a partir de los espectros de respuesta elásticos.

Riddell y Newmark (1979) evaluaron estadísticamente espectros de respuesta inelásticos utilizando 10 sismos registrados en suelos de condiciones rocosas y de aluvi3n. Para el estudio se emplearon 3 modelos histeréticos que por sus características se denominaron como: elastoplástico, bilineal y con degradación de rigidez. De acuerdo con sus resultados el modelo elastoplástico se desempeña de manera conservadora. **Riddell, et al. (1989)** presentó un promedio de espectros de respuesta inelásticos de cuatro sismos registrados en su mayoría en Sudamérica, con énfasis en los factores de reducción para la construcción de espectro de diseño inelásticos suavizados a partir de los elásticos lineales. **Nassar y Krawinkler (1991)** evaluaron un promedio de

espectros de respuesta inelásticos determinados con sistemas bilineales y con degradación de rigidez sujetos a 15 sismos registrados en suelo firme en el oeste de los Estados Unidos. Se propusieron formas funcionales del factor R con respecto a la ductilidad, periodo natural y la segunda pendiente del modelo bilineal. Recientemente, **Miranda (1993)** desarrollo estudios similares a los presentados por **Nassar y Krawinkler (1991)** pero utilizando una mayor cantidad de registros sísmicos y considerando el efecto de diferentes condiciones del suelo.

Hun Y., et al. (1999) utilizo el modelo de los tres parámetros elaborado por **Cheok (1998)** para estudiar el efecto de sus cuatro características por separado en los espectros de diseño inelásticos. A cada característica la denomino como: modelo bilineal, modelo con degradación de resistencia, modelo con degradación de rigidez y modelo con adelgazamiento cerca del origen, incluyendo además el modelo elastoplástico. Se utilizaron 40 registros sísmicos relacionados a condiciones de suelo duro. Los resultados indicaron que los espectros de respuesta inelásticos son dependientes del modelo histerético al igual que el periodo natural y ductilidad del sistema estructural. Existen otros estudios que difiere en los objetivos pero con énfasis a estructuras de concreto

En lo referente a estructuras de mampostería, las investigaciones enfocadas al estudio de la respuesta inelástica mediante espectros de respuesta pueden

considerarse limitadas. En la práctica mexicana destaca lo desarrollado por **Ruiz y Miranda (2003)** el cual emplea un modelo histerético bilineal y otro con degradación de rigidez para estudiar la respuesta inelástica representativa de estructuras de mampostería y lograr otros objetivos relacionados a los factores de reducción de resistencia por ductilidad.

2.7 Conclusiones Parciales.

Se realizó una breve descripción de los estudios realizados en México para comprender la importancia de las propiedades índice del conjunto de piezas de mampostería en la resistencia de muros estructurales sometidos a diferentes solicitaciones. Es notable que se ha logrado un avance importante en la caracterización de las propiedades de este material.

Por otra parte, se llevó a cabo una breve reseña de las investigaciones realizadas a nivel internacional relacionadas al estudio del comportamiento experimental en muros aislados de mampostería confinada. Es notable el avance que se ha logrado en la comprensión estructural al relacionar las diversas configuraciones estructurales, calidad de materiales, tipo de aplicación de carga y tipo de daño generado.

Además, se presentaron algunos modelos histeréticos para muros de mampostería con la finalidad de conocer como ha sido el proceso de mejoramiento y ajuste, hasta lograr reglas histeréticas de mayor elaboración a partir de reglas simples. Por otra parte es importante conocer la diferencia entre la curva envolvente de capacidad y curva envolvente de los ciclos histeréticos debido a que tales elementos conforman al modelo.

Respecto al desarrollo de los modelos analíticos, un aspecto importante a destacar es el avance que se tiene en la representación analítica de los muros

típicos de mampostería confinada, los cuales ya pueden ser empleados aceptablemente para la revisión sísmica de edificios completos. Se continúa aún trabajando para poder extrapolar la capacidad predictiva de los modelos a otras configuraciones geométricas y propiedades de los materiales componentes

Finalmente, se realizó una breve descripción de la literatura relacionada a la determinación de espectros de respuesta inelásticos. Durante el proceso de recopilación de información fue notable la tendencia de las investigaciones hacia las estructuras de concreto. Los estudios relacionados a las estructuras de mampostería pueden considerarse como limitados.

CAPITULO 3

IMPLEMENTACIÓN DE TRES MODELOS HISTERÉTICOS PARA MUROS AISLADOS DE MAMPOSTERÍA.

3.1 Introducción

En este tercer capítulo se expone el funcionamiento paso a paso de los tres modelos elegidos para realizar nuestro estudio comparativo. A pesar de que estos y otras representaciones son de fácil adquisición mediante artículos disponibles en Internet, su contenido no detalla el procedimiento numérico para ser implementados en la práctica o éste, solo se explica parcialmente y por lo tanto su fiel comprensión queda entre las personas cercanas a la institución que los desarrolló.

3.2 Descripción del Modelo Elástico Perfectamente Plástico sin Deterioro de Rigidez y Resistencia.

3.2.1 Características Generales.

Modelación del comportamiento de un muro aislado ante cargas laterales cíclicas de manera semejante a lo observado en un material elástico perfectamente plástico sin deterioro cíclico de rigidez y resistencia. La rutina necesaria para su implementación se describe a continuación.

3.2.2 Procedimiento.

Paso 1. Definir valores límite.

Como valor límite solo es necesario definir la fuerza V_1 a la cual aparece el primer agrietamiento diagonal, esta nomenclatura es equivalente a la fuerza de fluencia V_y utilizada comúnmente en elementos de concreto reforzado; como apoyo visual ver la Figura 3.1. Este valor junto con su desplazamiento asociado U_1 puede ser definido adoptando valores experimentales o ser estimado adecuadamente mediante la expresión de las NTCDF (**GDF, 2004**) para muros de mampostería de la siguiente manera:

$$V_1 = Vu_{RDF} = F_R (0.5v^* + 0.3\sigma)A_T \leq F_R 1.5v^* A_T \quad (3-1)$$

En donde F_R es el factor de reducción de resistencia; ν^* es el esfuerzo cortante resistente de diseño; σ el esfuerzo vertical actuante sobre el muro y A_T el área de la sección transversal del muro.

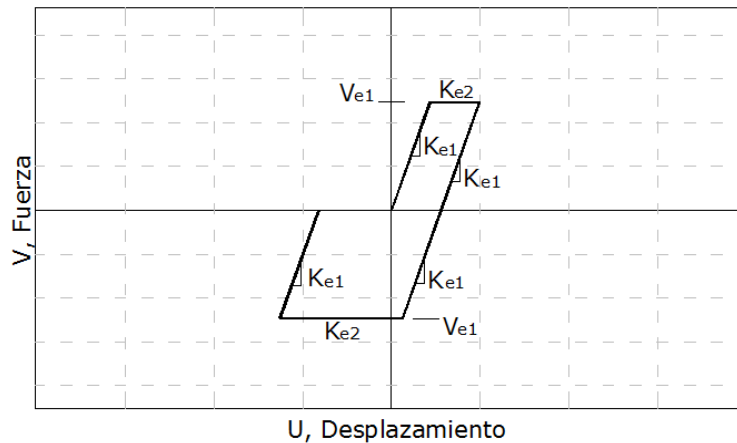


Figura 3.1. Valores Límite en el modelo.

Es importante aclarar que V_{e1} aplica para muros de mampostería confinada con o sin refuerzo horizontal. Según se expuso en el capítulo 2 del presente trabajo, este valor límite del comportamiento elástico no varía significativamente con la inclusión de algún tipo de refuerzo.

Paso 2. Definir rigideces.

La estimación de la rigidez elástica (K) para la rama de carga y descarga será la misma para ambos sentidos y se determinará analíticamente empleando la siguiente expresión de resistencia de materiales:

$$K = \left(\frac{H^3}{\beta EI} + \frac{H}{A_T G} \right)^{-1}; \quad \text{donde } 3 \leq \beta \leq 12 \quad (3-2)$$

β es un parámetro que depende del grado de acoplamiento en los extremos del elemento de tal manera que para un muro en voladizo, 3 es un valor adecuado y 12 para una condición de doble empotramiento; H es la altura total del muro; A_T es el área de la sección transversal del muro ó área de contacto en la que se apoya la losa; E es el modulo de elasticidad de la mampostería cuyo valor al igual que el modulo de elasticidad al corte G , pueden tomarse del *RDF(DDF,2004)*; finalmente I se refiere a la inercia de la sección transversal del muro deducida analíticamente para un elemento rectangular.

En caso de muros cortos en los que influyen las deformaciones por flexión, se corrige el área de éstos con la siguiente fórmula incluida en el *RDF(DDF,2004)*:

$$A_T = L \cdot t \left(1.33 \frac{L}{H} \right)^2 \leq L \cdot t ; \quad (3-3)$$

L es la longitud del muro y t su espesor.

Paso 3. Reglas histeréticas.

El funcionamiento de esta representación es simple debido a que no incluye degradación de rigidez y resistencia cuando el muro está sujeto a cargas cíclicas reversibles, es así que el ciclo inicial es de la siguiente forma.

Ciclo $i=1$

En referencia a la Figura 3.2, la rama de carga $a-1-b$ describe el permanente comportamiento elástico lineal hasta alcanzar V_{e1} con lo cual la fuerza dentro de este segmento es fácilmente deducida como $V=U \cdot K_{e1}$. Si el desplazamiento

inducido (U) sobrepasa al punto b definido por $U_{e1}=V_{e1}/K_{e1}$ entonces el tramo $b-2-c$ adopta una rigidez $K_{e2}=0$ y la fuerza resultante en cualquier punto dentro de esta zona será igual a $V=V_{e1}$. El punto c se define una vez que el sentido de las deformaciones cambia y estará representado por el desplazamiento y fuerza máxima alcanzados ($U_{max\ i}, V_{max\ i}$).

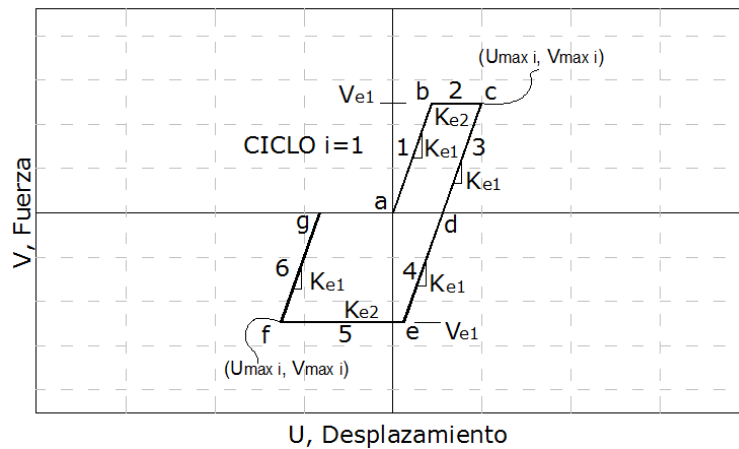


Figura 3.2. Reglas Histeréticas para el Primer Ciclo. $i=1$.

Posteriormente para construir la trayectoria de la rama de descarga $c-3-d$ y la rama de carga para el sentido negativo $d-4-e$, se hace empleo de la misma rigidez utilizada en el segmento 1. El segmento 5 es análogo al 2 y el ciclo $i=1$ finaliza con la rama de carga $f-6-g$ la cual empleará la misma rigidez del segmento 1.

Ciclo $i=n$

Los ciclos posteriores cumplen con los mismos pasos descritos en el ciclo $i=1$ debido a que el valor límite V_{e1} y la rigidez K_{e1} son constantes ante cualquier historia cíclica de desplazamientos.

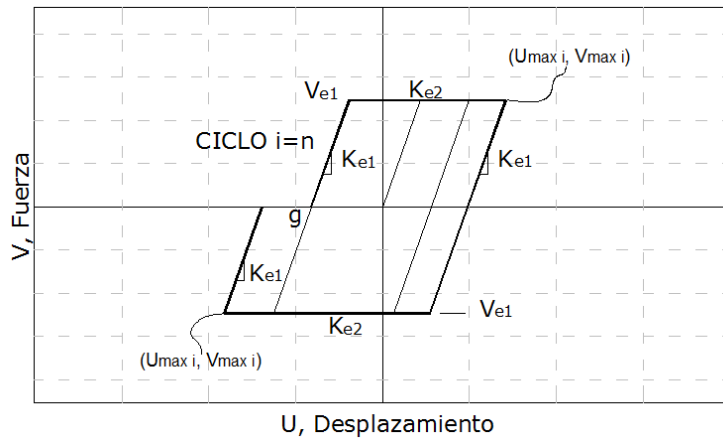
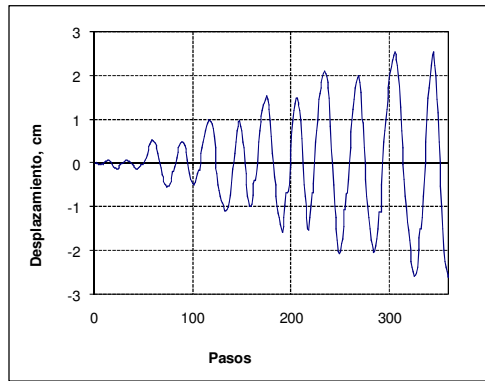


Figura 3.3. Reglas Histeréticas para Ciclos Posteriores. Ciclo $i=n$.

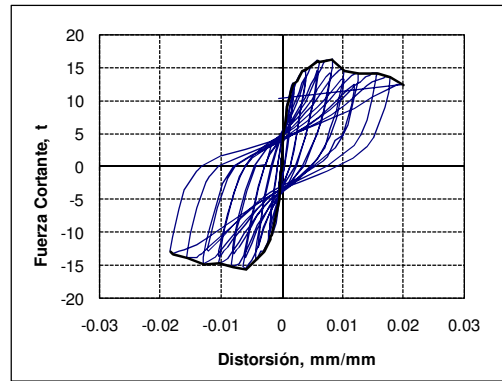
Con esto último finalizamos la descripción de este modelo y a continuación se presentan valores de diseño correspondiente a un muro prototipo.

3.2.3 Pseudocódigo.

Se presenta el procedimiento previamente descrito a nivel pseudocódigo el cual se dividió en tres partes; entrada de datos, proceso y salida de resultados. Se incluyen algunos datos de entrada del muro M1/4E6 ensayado en el CENAPRED y gráficamente mostrado mediante la Figura 3.4. La historia de carga experimental se presenta en el Apéndice A.



a)



b)

Figura 3.4. a) Historia de Carga Experimental;
b) Respuesta Histerética Experimental. Muro M1/4E6.

El pseudocódigo es de la siguiente manera.

Entrada.

Lectura: Datos de señal externa asignada a variable.

$Us = \text{textread}('M14E6_displacement_pattern.txt', '%f')$

Leer datos del muro:

$H = 250 \text{ cm}$

Leer datos de la envolvente:

$Ue0 = 0$	y	$Ve0 = 0$
$Ue1 = 0.2941 \text{ cm}$	y	$Ve1 = 10.50 \text{ ton}$
$Ue2 = 4.59 \text{ cm}$	y	$Ve2 = Ve1$

Determinar rigideces de cada tramo de la curva envolvente:

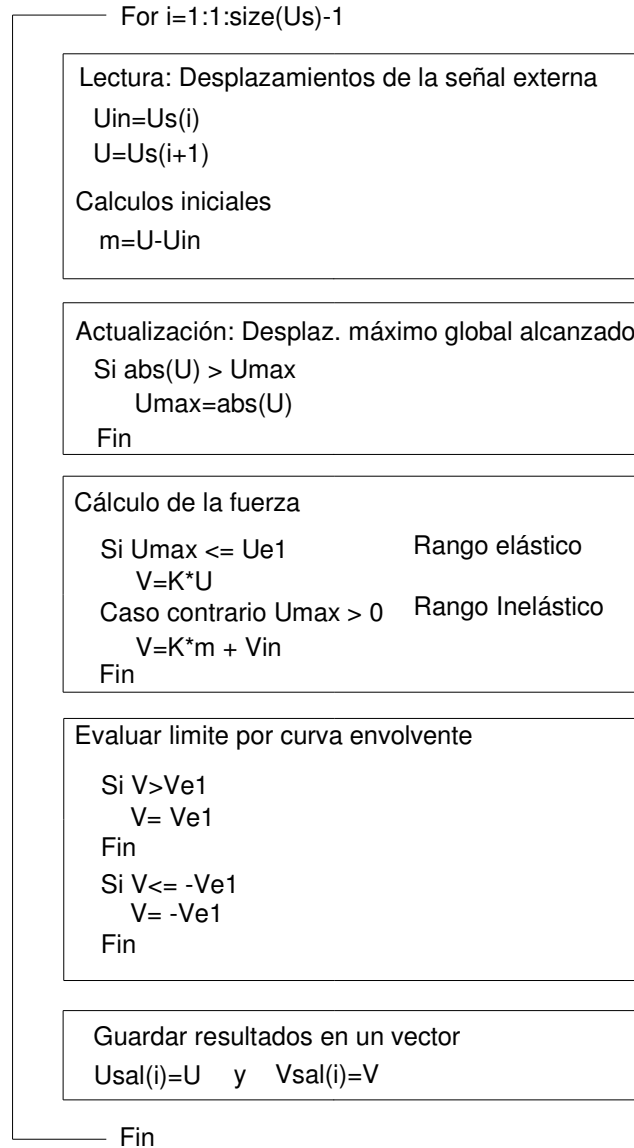
$Ke1 = (Ve1/Ue1)$.

$Ke2 = 0$

Leer a las variables con valor inicial:

$V = 0; Vin = 0; Dmax = 0.$

Proceso.



Salida.

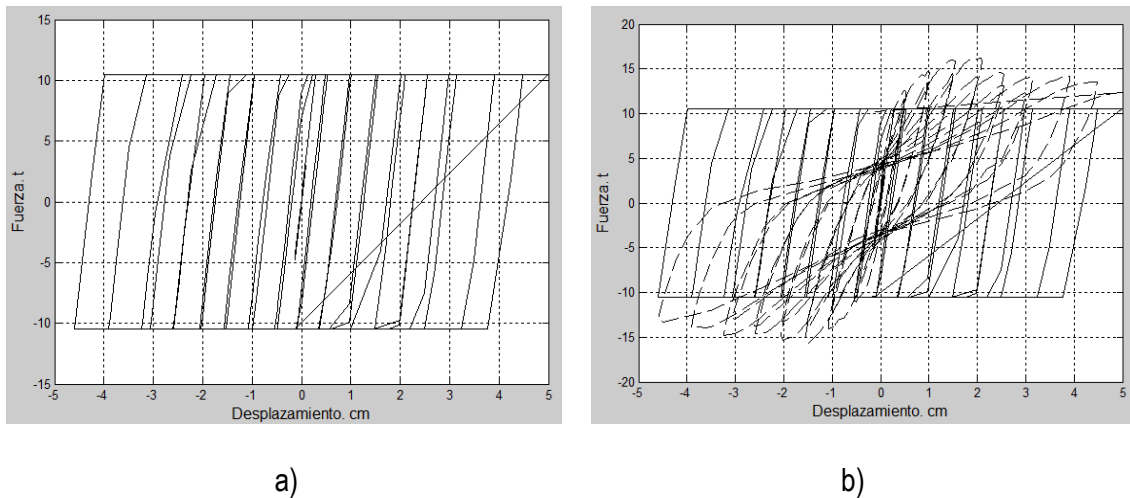
```

Graficado fuerza - desplazamiento
Plot(Usal, Vsal)

```

3.2.4 Resultado Gráfico.

El presente modelo se automatizó en el lenguaje de programación MATLAB R2012. Para emplear el código se utilizaron los datos experimentales del M1/4E6 del CENAPRED resultando en lo siguiente.



a) b)
Figura 3.5. a) Respuesta Analítica (línea continua) . b) Superposición de Respuesta Analítica y Experimental (línea discontinua). Muro M-1/4-E6.

3.3 Descripción del Modelo Flores-Alcocer con Degradación de Rigidez y Degradación de Resistencia por Ablandamiento a la Misma Deformación.

3.3.1 Características Generales.

Este modelo es capaz de reproducir aceptablemente la degradación histerética de rigidez y degradación de resistencia por ablandamiento a la misma deformación, aspectos tales como la degradación cíclica de resistencia y el adelgazamiento de los lazos cerca del origen no son tomados en cuenta. Por otra parte, el autor menciona que este modelo se restringe a muros típicos de mampostería confinada a base de tabiques macizos de barro recocido hechos a mano y cuyas características son representativas a los empleados en la vivienda mexicana. Las especificaciones para calidades en materiales y configuración geométrica pueden encontrarse claramente en las NTCDF (**GDF,2004**). En el caso de muros con otro tipo de piezas se estima un funcionamiento análogo pero realizando los debidos ajustes en las expresiones propuestas.

3.3.2 Procedimiento.

Paso 1. Definir curva envolvente.

En este modelo se propone la construcción analítica de una curva envolvente trilineal y simétrica para ambos sentidos, de carga y descarga. Los puntos

característicos de cambio de pendiente se muestran en la Figura 3.6 y pueden determinarse como se describe a continuación para muros de mampostería confinada con y sin refuerzo horizontal.

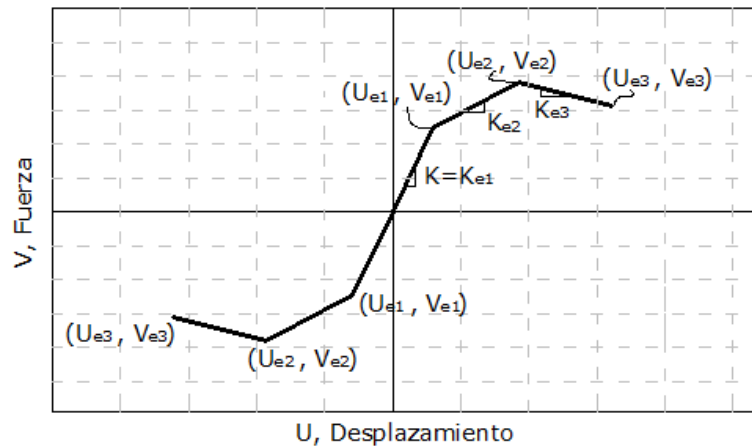


Figura 3.6. Valores Límite de la Envolvente.

El cálculo del punto (U_{e1}, V_{e1}) se refiere al instante de la aparición del primer agrietamiento diagonal y es independiente de la inclusión de refuerzo horizontal. Se determina empleando la expresión (3-1) previamente descrita para el modelo elástico-perfectamente plástico y la expresión (3-4) como sigue.

$$V_{e1} = V_{mR} = F_R (0.5\nu^* + 0.3\sigma) A_T \leq F_R 1.5\nu^* A_T \quad (3-1)$$

$$U_{e1} = \frac{V_{e1}}{K} \quad (3-4)$$

Donde K se obtiene mediante la expresión (3-2) de igual manera ya descrita en el modelo elástico-perfectamente plástico.

El punto (U_{e2}, V_{e2}) se refiere a la resistencia máxima y su estimación difiere para el caso de muros con y sin refuerzo horizontal.

Sin refuerzo horizontal	$U_{e2} = 0.003 H$	$V_{e2} = 1.25 V_1$
Con refuerzo horizontal	$U_{e2} = 0.006 H$	$V_{e2} = 1.50 V_1$

Donde H es la altura de muro.

El punto (U_{e3}, V_{e3}) se refiere a la resistencia asociada al desplazamiento último en el que el muro deja de ser estable ante cargas verticales y su estimación se sugiere como:

Sin refuerzo horizontal	$U_{e3} = 0.01 H$	$V_{e3} = 0.80 V_1$
Con refuerzo horizontal	$U_{e3} = 0.015 H$	$V_{e3} = 1.10 V_1$

Paso 2. Definir rigideces.

Las rigideces que pueden ser calculadas con anterioridad son las siguientes:

K : Rigidez elástica. (V_{e1}/U_{e1}) .

K_{e1} : Rigidez del primer tramo de la envolvente. (V_{e1}/U_{e1}) .

K_{e2} : Rigidez del segundo tramo de la envolvente. $(V_{e2}-V_{e1})/(U_{e2}-U_{e1})$.

K_{e3} : Rigidez del tercer tramo de la envolvente. $(V_{e3}-V_{e2})/(U_{e3}-U_{e2})$.

Paso 3. Definir parámetros.

Una característica importante del actual modelo son los parámetros a y b que tendrán influencia importante en la representación histerética, cada uno de sus

valores ya están definidos y calibrados de acuerdo a la condición de refuerzo en el muro. Lo anterior se resume en la Tabla 3.1.

TABLA 3.1
PARÁMETROS SELECCIONADOS PARA REPRODUCIR EL
COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.

Parámetro	Muros sin refuerzo horizontal		Muros con refuerzo horizontal	
	Rama ascendente	Rama descendente	Rama ascendente	Rama descendente
a	1×10^9	1×10^8	1×10^8	1×10^7
b	1000	600	1000	300

Paso 4. Reglas histeréticas.

En base a la Figura 3.7, el segmento 1 de carga describe el comportamiento elástico con rigidez inicial $K_{asc}=K$, cuando el incremento de desplazamientos sobrepasa al punto *b* inicia la etapa no lineal representada por el segmento 2, el cual adopta la rigidez del límite superior representado por la envolvente hasta que el sentido de las deformaciones cambia en el punto *c*.

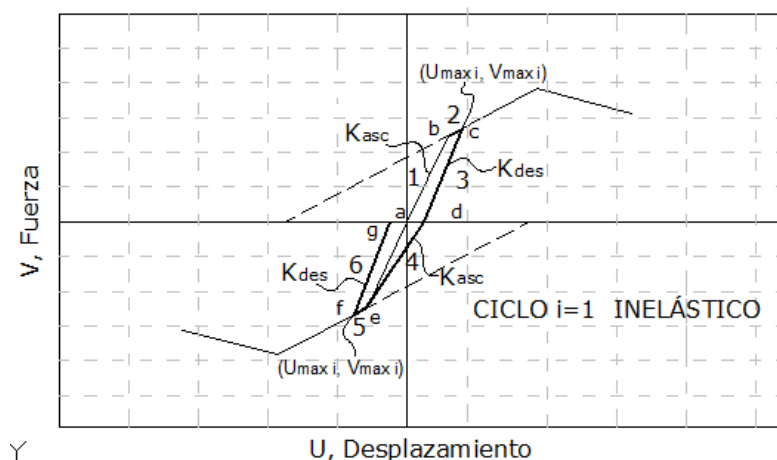


Figura 3.7. Reglas Histeréticas para el Primer Ciclo Inelástico. $i=1$.

El funcionamiento del modelo inicia con el segmento *c-3-d* de descarga al quedar establecido el punto máximo alcanzado del semiciclo (U_{maxi}, V_{maxi}) , la rigidez de la rama descendente K_{des} está en función de tal punto según se muestra en la expresión (3-5). El desplazamiento máximo se actualiza por el valor que primero lo sobrepase y por lo tanto la recta sufre un deterioro.

$$K_{des\ i} = \frac{K}{a_d (U_{max\ i})^4 + b_d (U_{max\ i}) + 1} \quad (3-5)$$

Nota: Los parámetros a_d y b_d se obtienen sin ningún problema de la tabla 3.1 para la rama descendente y son constantes durante toda la historia de desplazamientos.

Posteriormente existe un cambio de pendiente que inicia en la intersección con la abscisa del eje coordenado en el punto *d* para la recta del segmento de carga *d-4-e*, ésta se determina prácticamente con la expresión (3-5) solo sustituyendo los debidos parámetros a_a y b_a para la rama ascendente. A pesar de estar dentro del sentido negativo el valor de U_{maxi} permanece igual.

$$K_{asc\ i} = \frac{K}{a_a (U_{max\ i})^4 + b_a (U_{max\ i}) + 1} \quad (3-6)$$

El pequeño segmento *e-5-f* adopta la rigidez de la envolvente cuando las fuerzas calculadas en función de la historia de desplazamientos del segmento 4 sobrepasan este límite inferior. La conclusión de este primer ciclo prototipo está

representado por la rama de descarga f-6-g y su rigidez K_{des} se determina actualizando el desplazamiento máximo alcanzado en la expresión (3-5).

Finalmente y sin mayor complicación, el procedimiento descrito se repite para el resto de los desplazamientos inducidos, en el caso de los ciclos de menor o igual desplazamiento al máximo anteriormente alcanzado se empleará la misma rigidez del ciclo previo, lo cual indica que serán estables sin degradación cíclica de rigidez ni de resistencia.

3.3.3 Pseudocódigo.

Se presenta el procedimiento previamente descrito a nivel pseudocódigo el cual se dividió en tres partes correspondientes a la entrada de datos, proceso y salida de resultados. Se incluyen datos de entrada del muro M1/4E6 ensayado en el CENAPRED.

Entrada.

Lectura: Datos de señal externa asignada a variable.

$Us = \text{textread}('M14E6_displacement_pattern.txt', '%f')$

Leer datos del muro:

$H = 250 \text{ cm}$

$K = 35.7 \text{ ton/cm}$

Leer datos de la envolvente:

$Ue0 = 0$ y $Ve0 = 0$

$Ue1 = Ve1/K$ y $Ve1 = 8.59 \text{ ton}$

$Ue2 = 0.006 H$ y $Ve2 = 1.5 Ve1$

$Ue3 = 0.015 H$ y $Ve3 = 1.10 Ve1$

Determinar rigideces de cada tramo de la curva envolvente:

$Ke1 = (Ve1/Ue1).$

$Ke2 = (Ve2 - Ve1) / (De2 - De1).$

$Ke3 = (Ve3 - Ve2) / (De3 - De2).$

Parámetros:

$aasc = 100,000,000;$ $ades = 10,000,000.$

$basc = 1,000.$ $bdes = 300.$

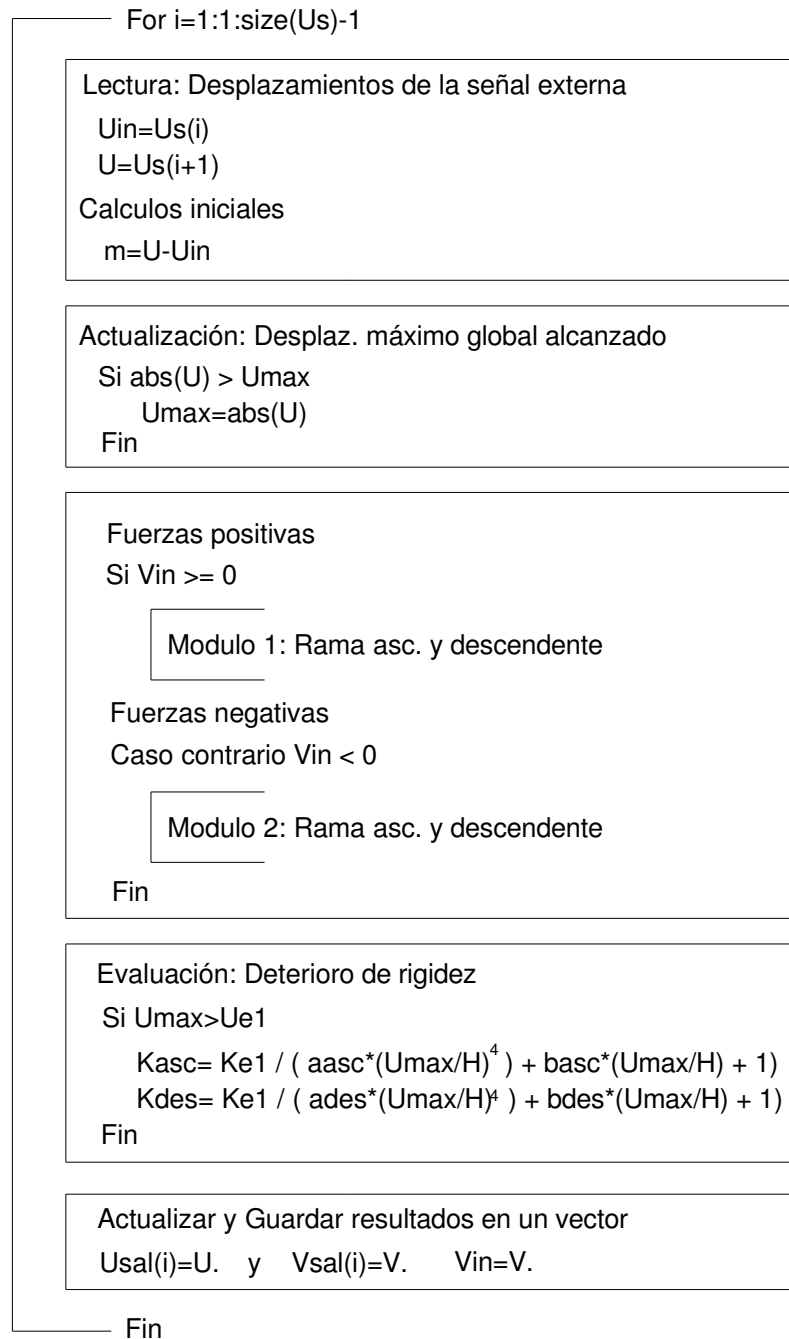
Leer a las variables con valor inicial:

$Vin = 0;$ $Venv = 0;$ $Dmax = 0;$ $Kasc = K;$ $Kdes = K.$

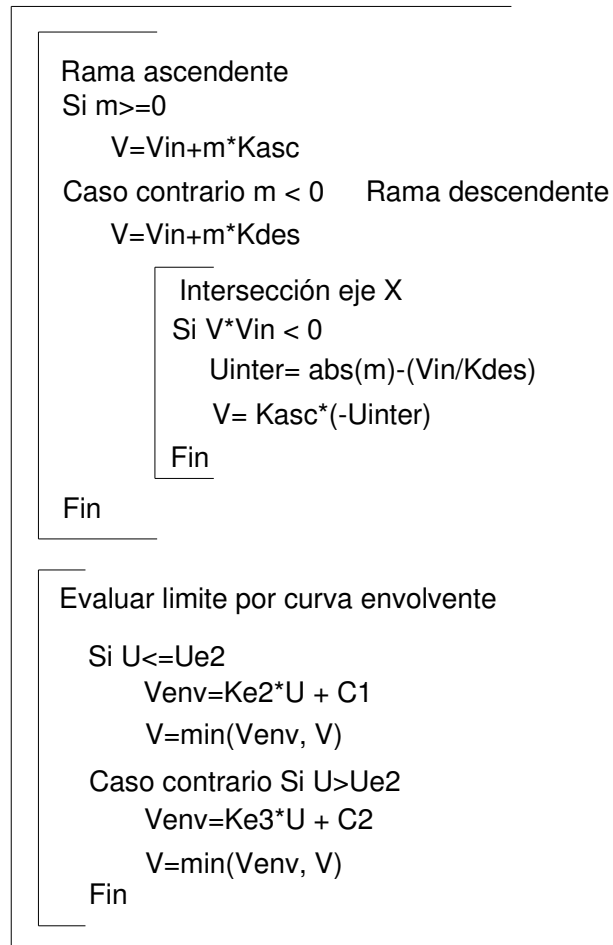
$C1 = Ve2 - Ke2 * De2$

$C2 = Ve2 - Ke3 * De2.$

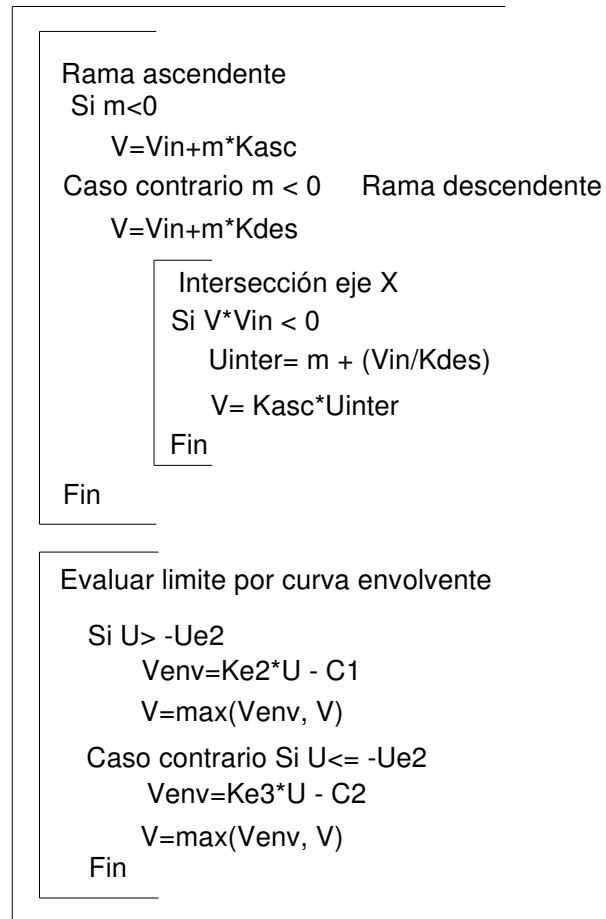
Proceso



Modulo 1. Rama ascendente y descendente.



Modulo 2. Rama ascendente y descendente.



Salida

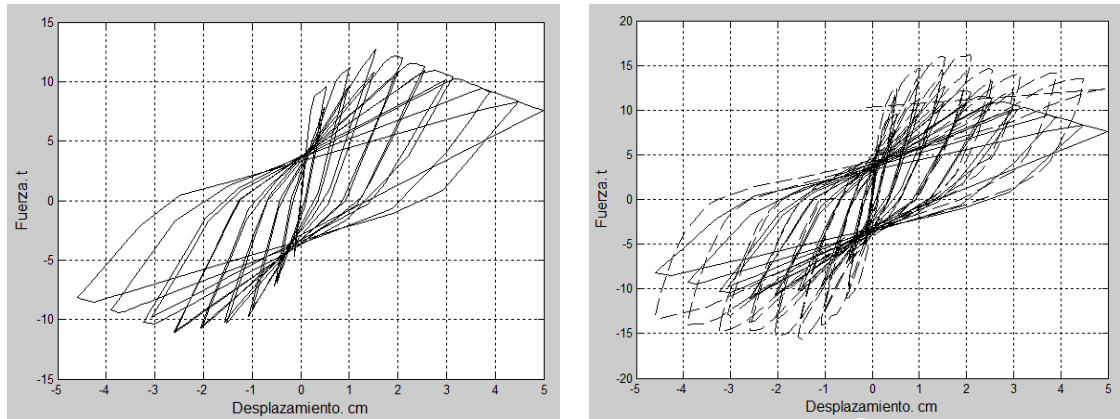
```

Graficado fuerza - desplazamiento
Plot(Usal, Vsal)

```

3.3.4 Resultado Gráfico.

El presente modelo se automatizó en el lenguaje de programación MATLAB R2012. Para emplear el código se utilizaron los mismos datos experimentales del M1/4E6 del CENAPRED resultando en lo siguiente.



a) b)
Figura 3.8. a) Respuesta Analítica (línea continua) . b) Superposición de Respuesta Analítica y Experimental (línea discontinua). Muro M-1/4-E6.

3.4 Descripción del Modelo de Ruiz y Miranda con Degradación de Rigidez y Degradación Cíclica de Resistencia.

3.4.1 Características Generales

El presente modelo puede considerarse de mayor complejidad a los anteriores debido a que considera aspectos tales como, degradación de rigidez histerética, degradación cíclica de resistencia la cual aplica cuando existe repeticiones de ciclo a las mismas deformaciones, y por último, el adelgazamiento de los lazos cerca del origen. Su funcionamiento se describe a continuación.

3.4.2 Procedimiento.

Paso 1. Definir la curva envolvente.

Los autores no proponen reglas para construir analíticamente la curva envolvente, de tal forma que simplificada los lazos histeréticos pueden ser contenidos mediante una curva bilineal, trilineal o cuatrilineal, según la aproximación requerida, y cuyos valores característicos se pueden elegir y ajustar en base a lo deducido experimentalmente. La curva envolvente puede tomarse simétrica para los semiciclos positivos y negativos tal cual se realiza en este trabajo.

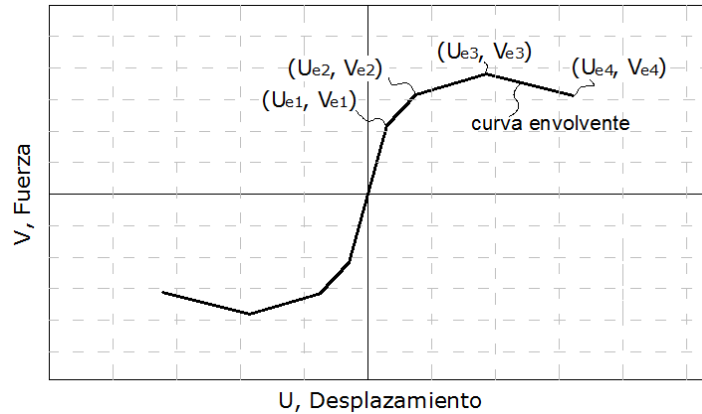


Figura 3.9. Puntos Límite en la Envolvente.

En nuestro caso, el primer punto $(U_{e1}=U_{cr}, V_{e1}=V_{cr})$ mostrado sobre la curva envolvente en la Figura 3.9 se refiere al punto de agrietamiento, posteriormente (U_{e2}, V_{e2}) ayuda a proporcionar mayor semejanza al comportamiento experimental y a evitar una zona con un cambio brusco de pendiente, que en caso de no haber sido propuesto, se formaría con el punto asociado a la resistencia máxima $(U_3=U_{max}, V_3=V_{max})$. Finalmente $(U_4=U_u, V_4=V_u)$ esta asociado al desplazamiento máximo alcanzado. Como ya se mencionó los valores se ajustan a partir de gráficas experimentales que generalmente se incluyen en los artículos.

Paso 2. Definir rigideces.

Algunas de las rigideces pueden ser deducidas con anterioridad a la etapa de las reglas histeréticas, tales son las siguientes:

K_1 : Rigidez del primer semiciclo elástico. Se define como la pendiente de la secante que une el origen con el punto de máximo desplazamiento alcanzado por el primer semiciclo generado y será de utilidad al determinar la

energía disipada equivalente (En). Comúnmente la rigidez del primer semiciclo K_1 es mayor a la rigidez elástica K_{e1} , no existe inconveniente alguno si $K_1 = K_{e1}$.

K : Rigidez elástica. (V_{e1}/U_{e1}). En realidad equivale a K_{e1} .

K_{e1} : Rigidez del primer tramo de la envolvente. (V_{e1}/U_{e1}).

K_{e2} : Rigidez del segundo tramo de la envolvente. ($V_{e2}-V_{e1})/(U_{e2}-U_{e1})$.

K_{e3} : Rigidez del tercer tramo de la envolvente. ($V_{e3}-V_{e2})/(U_{e3}-U_{e2})$.

K_{e4} : Rigidez del último tramo de la envolvente. ($V_{e4}-V_{e3})/(U_{e4}-U_{e3})$.

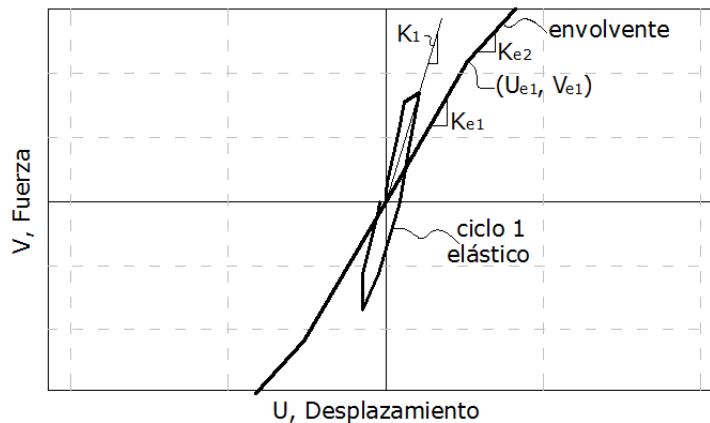


Figura 3.10. Visualización de las Rigideces.

Algunas otras constantes que son necesarias para determinar rigideces pero que toman parte de las reglas histeréticas:

μ : Ductilidad de la curvatura. Estimada mediante la relación de desplazamientos U_{e3}/U_{e1} pertenecientes a la curva envolvente mostrada en la Figura 3.18. Modifica la pendiente \bar{K} de la rama de carga al sobrepasar el desplazamiento máximo alcanzado del ciclo anterior. Figura 3.11.

η : Es un valor que se propone y ajusta. Modifica la pendiente \bar{K} de la rama de carga al sobrepasar el desplazamiento máximo alcanzado del ciclo anterior.

Apoyarse en Figura 3.11.

λ : Es un valor que se propone y ajusta. Define la pendiente del eje de deslizamiento K_{ed} como un porcentaje de la rigidez K_{e1} . Ver Figura 3.11.

Nota: El funcionamiento de \bar{K} y K_{ed} se muestra en el paso 4.

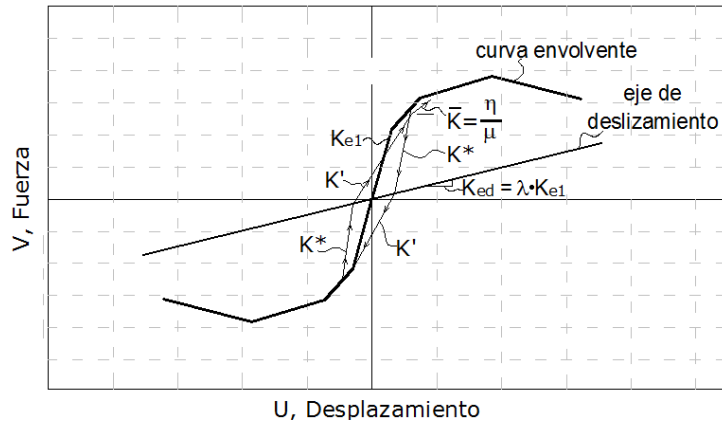


Figura 3.11. Influencia de las Constantes en el Modelo.

Paso 3. Definir parámetros.

Una característica importante del actual modelo son los parámetros HC, HBD, HBE y HS cuya influencia se describió con anterioridad en la sección 2.5.5 del capítulo 2. Los valores que toman de acuerdo al tipo de mampostería se presentan en la Tabla 3.2.

TABLA 3.2

PARÁMETROS SELECCIONADOS PARA REPRODUCIR EL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.

Tipo de mampostería	Parámetros del modelo analítico			
	HC	HBD	HBE	HS
Mampostería confinada	3.5	0.060	0.060	0.015
Mampostería con refuerzo interior	3.0	0.025	0.025	0.015
Mampostería con refuerzo exterior	2.4	0.040	0.040	0.030

Paso 4. Reglas histeréticas.

Las reglas histeréticas que modelan al comportamiento del muro están en función del desplazamiento, solo hay que elegir las respectivas rigideces según se trate de la rama de carga o descarga y verificar los límites superior e inferior definidos. Con la finalidad de mostrar la aplicación del total de las reglas que conforman al actual modelo, a continuación se describen algunos ciclos que se formarían al sobrepasar el límite elástico y cuya trayectoria estaría sujeta a las características del muro y a las del modelo, ambas establecidas previamente.

Ciclo $i=1$

En la Figura 3.12 se observa el primer ciclo cuyos desplazamientos han sobrepasado el punto b , es decir el punto de agrietamiento. Las variables K_{asc} y K_{des} mostradas en la Figura 3.12, respectivamente se refieren a las rigideces de las ramas de ascenso y descenso, tales actualizarán sus valores conforme el sistema sea demandado.

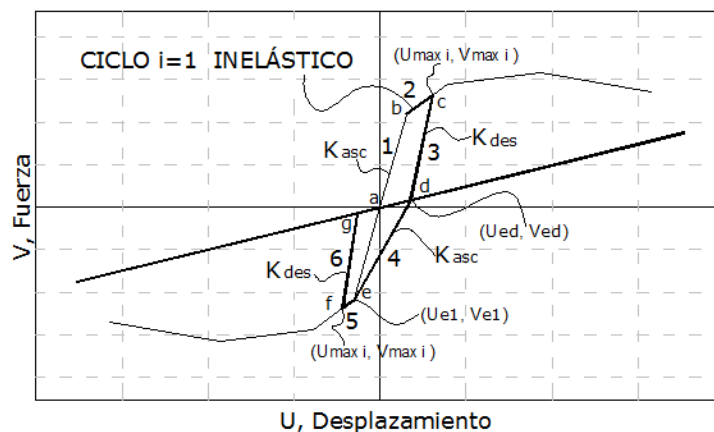


Figura 3.12. Reglas Histeréticas para el Primer Ciclo Inelástico. $i=1$.

La *rama de carga a-1-b* describe el comportamiento elástico con rigidez inicial $K_{asc}=K_{e1}$. Cuando el sistema es inducido a sobrepasar el punto *b* entonces se adopta la pendiente del segmento 2 como $K_{asc}=K_{e2}$ hasta que las fuerzas externas que actúan sobre el sistema cambian el sentido de la deformación en el punto *c* ($U_{max i}$, $V_{max i}$).

La rigidez K_{des} de la *rama de descarga c-3-d* está en función de los valores máximos ($U_{max i}$, $V_{max i}$) alcanzados en el punto *c* y se determina mediante la siguiente expresión:

$$K_{des} = \frac{V_{max i} - (HC * V_{e1})}{U_{max i} - \left(\frac{HC * V_{e1}}{K_{e1}} \right)} \quad (3-8)$$

Cada parámetro y variable de la expresión (3.8) ya se describió previamente.

La rigidez K_{asc} de la rama de carga *d-4-e* en el lado negativo inicia en el punto *d*, que es la intersección con el eje de deslizamiento (U_{ed} , V_{ed}) y solo por ser el primer ciclo inelástico se dirige hacia el punto "e" del primer agrietamiento (U_{e1} , V_{e1}). Ver Figura 3.12.

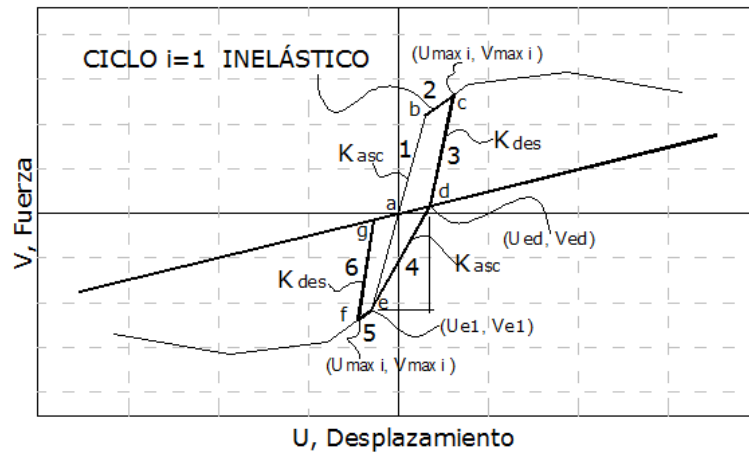


Figura 3.12. Continuación.

Por lo tanto, K_{asc} puede ser determinada de acuerdo a la expresión (3-9):

$$K_{asc} = \frac{V_{ed} - (-V_{e1})}{U_{ed} - (-U_{e1})} \quad (3-9)$$

Una vez que el punto "e" es sobrepasado, la trayectoria continua por el segmento 5 el cual coincide con la envolvente de manera similar al segmento 2 y por lo tanto $K_{asc}=K_{e2}$. *Nota: En caso de no sobrepasar al punto e, la rigidez de descenso por lo menos debe ser la rigidez elástica $K_{des}= K_{e1}$.*

La rigidez K_{des} para la *rama de descarga* del lado negativo f -6- g se determina similar al segmento 3 y aplica la expresión (3-8), solo es necesario actualizar los valores máximos alcanzados en el punto f ($U_{max i}$, $V_{max i}$). El ciclo $i=1$ cierra en el punto g al interceptar con el eje de deslizamiento.

Ciclo $i=2$

Con apoyo de la Figura 3.13, el segundo ciclo histerético ($i=2$) se muestra contenido por los puntos "g-h-j-k-l" y guarda similitud en algunas reglas al primero ($i-1$).

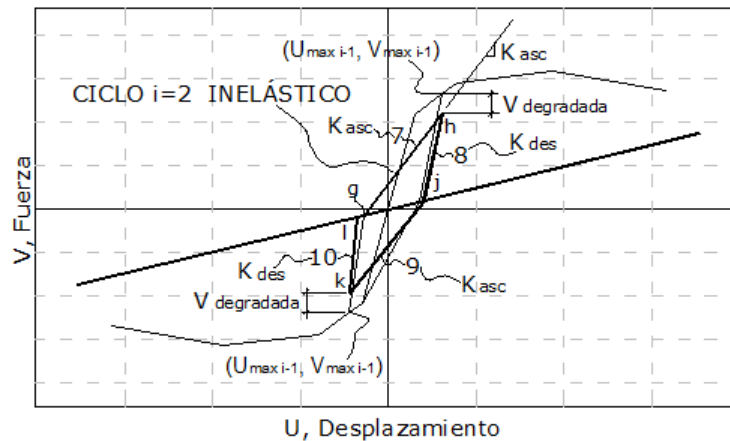


Figura 3.13. Reglas Histeréticas para el Segundo Ciclo Inelástico. $i=2$.

A partir del segundo ciclo inelástico entra en funcionamiento la variable $V_{degradada}$, que es simplemente la cantidad de fuerza degradada respecto al valor máximo de fuerza previamente alcanzado ($V_{max\ i-1}$). Si la rama de ascenso se dirige al lado positivo entonces se toma el valor máximo previo positivo y viceversa para el lado negativo. Su valor es determinado mediante la expresión (3-10).

$$V_{degradada} = V_{max\ i-1} (1 - HBE * ET_{i-1} - HBD * \mu) \quad (3-10)$$

Se puede observar que la única variable desconocida es ET_{i-1} y se refiere a la energía disipada equivalente estimada con la ayuda del ciclo previo ($i-1$) tal y como se ilustra en la Figura 3.14.

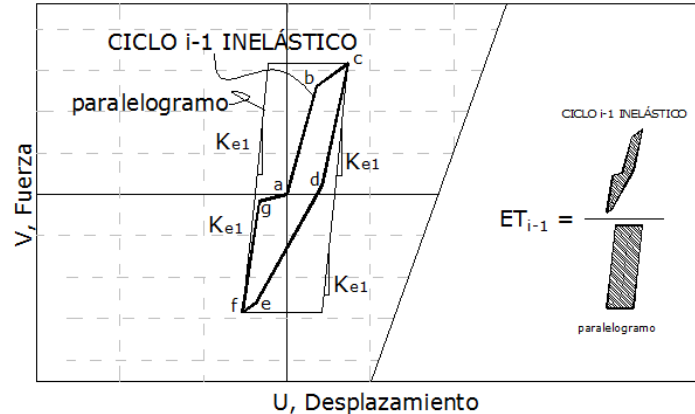


Figura 3.14. Reglas para la Determinación de la Energía Disipada Equivalente.

La definición de la energía disipada equivalente (E_T) es de complicada comprensión pero se menciona a continuación tal y como se presenta en el *RDF(DDF,2004)*. Es el cociente de la energía disipada del espécimen sometido a deformaciones laterales cíclicas reversibles y de la energía disipada ideal. Se calcula como el área contenida por la curva histerética para ese ciclo dividida entre el área circunscrita por los paralelogramos definidos por la rigidez del primer ciclo elástico (recordando $K_1=K_{e1}$) y la carga máxima del ciclo para el cual se calcula la energía disipada equivalente. De tal manera que:

$$E_{T(i-1)} = \frac{A_T}{A_P} \quad (3-11)$$

Donde " A_T y A_P " representan al área del ciclo y la respectiva área circunscrita por lo paralelogramos. La estructura de la expresiones para emplearlas paso a paso se ejemplifican con apoyo de la Figura 3.15.

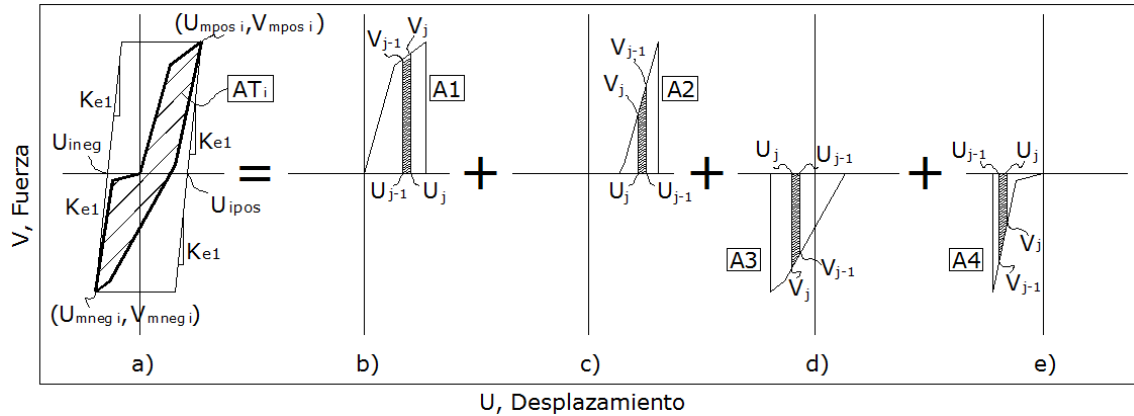


Figura 3.15. Determinación del Área por Ciclo "AT" y Área del Paralelogramo "AP"

Determinación de A_T .

El caso "b" de la Figura 3.15 ejemplifica el cálculo de un incremento para el área 1. Mientras la pendiente del lazo sea positiva se define que se tiene que adicionar a la variable A_1 .

$$A_1 = A_1 + \left(\frac{V_{j-1} + V_j}{2} \right) * (U_j - U_{j-1}) \quad (3-12)$$

El caso "c" de la Figura 3.15 ejemplifica el cálculo de un incremento para el área 2. Cuando la pendiente del lazo es negativa y se está en el lado positivo de fuerzas aplica la siguiente expresión para A_2 .

$$A_2 = A_2 - \left(\frac{V_{j-1} + V_j}{2} \right) * (U_j - U_{j-1}) \quad (3-13)$$

Para determinar A_2 al momento de registrarse un punto en el lado negativo de fuerzas, se requieren de algunos términos adicionales para incluir una interpolación que permita omitir el área del lado negativo; por consiguiente:

$$A_2 = A_2 + \left(\frac{V_{j-1}}{\left(\frac{V_j - V_{j-1}}{U_j - U_{j-1}} \right)} \right) * (-U_{j-1}) * \frac{1}{2} + \left((U_{j-1} - U_j) - \left(\frac{V_{j-1}}{\left(\frac{V_j - V_{j-1}}{U_j - U_{j-1}} \right)} \right) \right) * (-U_j) * \frac{1}{2} \quad (3-14)$$

El caso "d" de la Figura 3.15 ejemplifica el cálculo de un incremento para el área 3. Mientras la pendiente del lazo sea positiva se define que se tiene que adicionar a la variable A_3 .

$$A_3 = A_3 + \left(\frac{V_{j-1} + V_j}{2} \right) * (U_j - U_{j-1}) \quad (3-15)$$

El caso "e" de la Figura 3.15 ejemplifica el cálculo de un incremento para el área 4. Cuando la pendiente del lazo es negativa y se está en el lado negativo de fuerzas aplica la siguiente expresión para A_4 .

$$A_4 = A_4 - \left(\frac{V_{j-1} + V_j}{2} \right) * (U_j - U_{j-1}) \quad (3-16)$$

Para determinar A_4 al momento de registrarse un punto por encima del eje de deslizamiento, la expresión es:

$$A_4 = A_4 - \left(\frac{V_j + V_{j-1}}{2} \right) * (U_j - U_{j-1}) \quad (3-17)$$

Finalmente mediante una expresión compuesta por adiciones y sustracciones se determina el área buscada del ciclo anterior ($i-1$).

$$A_{T(i-1)} = (A_1 - |A_2|) + (A_3 - |A_4|) \quad (3-18)$$

El área del paralelogramo asociado al ciclo es relativamente sencilla. Se determinan ciertos puntos máximos e intersecciones de los lazos con los ejes según se muestra en el caso a de la Figura 3.15 y la expresión es la siguiente:

Cálculo de A_P .

$$A_{P(i-1)} = (|U_{ipos}| + |U_{ineg}|) * |V_{mpos}| + (|U_{ipos}| + |U_{ineg}|) * |V_{mneg}| \quad (3-19)$$

Donde los puntos de intersección " U_{ipos} y U_{ineg} " con el eje horizontal son determinados como:

$$U_{ipos} = U_{mpos} - \frac{V_{mpos}}{K_{e1}} \quad (3-20)$$

$$U_{ineg} = |U_{mneg}| - \frac{|V_{mneg}|}{K_{e1}} \quad (3-21)$$

Una vez conocida la energía disipada equivalente (ET_{i-1}) es posible obtener $V_{degradada}$ y con esto la pendiente (K_{asc}) de la rama de carga $g-7-h$, al poder definir previamente las coordenadas del punto h como $(U_{maxi-1}, V_{degradada})$ según se observa en la Figura 3.13. Se sabe que es una repetición de ciclo simplemente cuando los desplazamientos U no sobrepasan o son cercanos al previo máximo alcanzado U_{maxi-1} , lo que significa que el modelo puede manejar cualquier cantidad de repeticiones aplicando las mismas reglas descritas hasta este punto.

El segmento 8 de descarga con rigidez K_{des} hace empleo del mismo procedimiento aplicado al ciclo anterior $i-1$. Posteriormente la rama de carga

la historia de desplazamientos lo sobrepasa se aplica un cambio de pendiente según la expresión (3-23).

$$\bar{K}_i = K_i' \frac{\eta}{\mu} \leq K_i' \quad (3-23)$$

Posteriormente la rigidez de la rama ascendente se actualiza como $K_{asc} = \bar{K}_i$.

Con la descripción de esta regla concluimos la descripción de las reglas histeréticas.

Es importante mencionar que los pasos presentados fueron deducidos solo con la ayuda parcial de escritos, por lo que cualquier variación que pueda existir con la rutina real sería insignificante ya que los resultados se superponen adecuadamente a los experimentales.

3.4.3 Pseudocódigo.

Se presenta el procedimiento previamente descrito a nivel pseudocódigo el cual se dividió en tres partes correspondientes a la entrada de datos, proceso y salida de resultados. Se incluyen algunos datos de entrada del muro M1/4E6 ensayado en el CENAPRED.

Entrada.

Lectura: Datos de señal externa asignada a variable.
 $Us = \text{textread}('M14E6_displacement_pattern.txt', '%f')$

Leer datos del muro:
 $H = 250 \text{ cm}$

Leer datos de la envolvente:

$Ue0 = 0$	y	$Ve0 = 0$
$Ue1 = 0.2941 \text{ cm}$	y	$Ve1 = 10.50 \text{ ton}$
$Ue2 = 0.96735 \text{ cm}$	y	$Ve2 = 14.70 \text{ ton}$
$Ue3 = 1.47 \text{ cm}$	y	$Ve3 = 15.95 \text{ ton}$
$Ue4 = 4.59 \text{ cm}$	y	$Ve4 = 13.00 \text{ ton}$

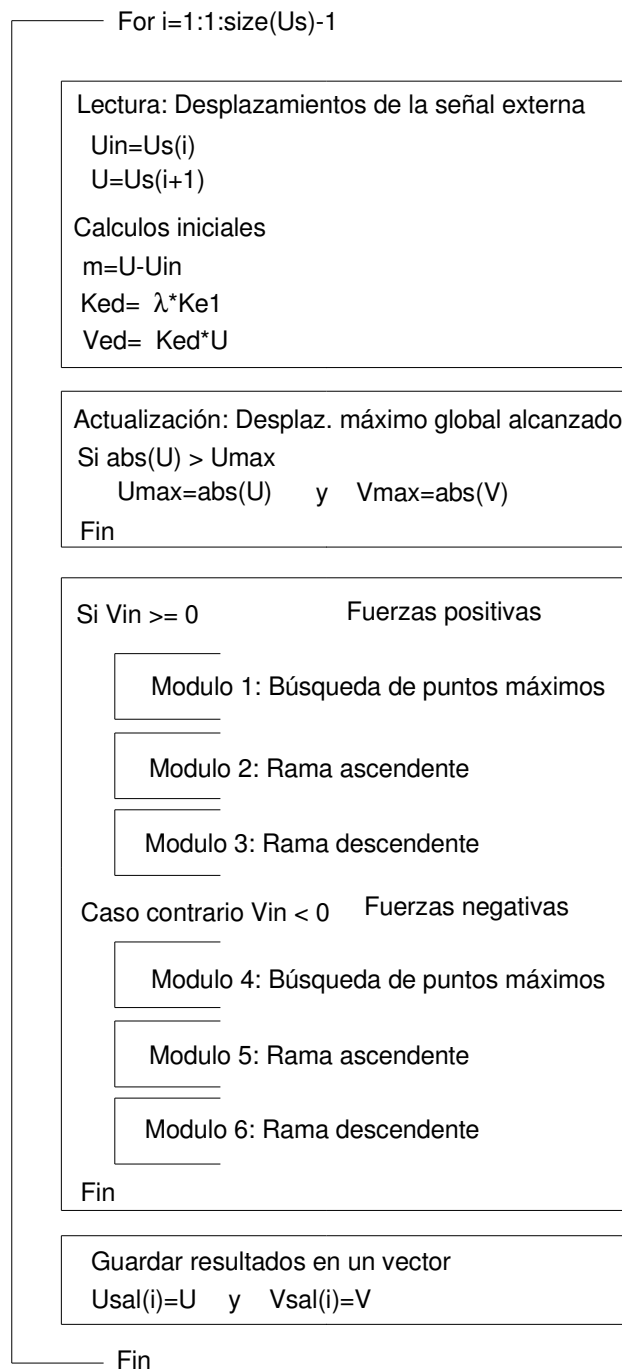
Leer parámetros:
 $HC = 3$
 $HBD = 0.01$
 $HBE = 0.01$
 $HS = 0.015$

Leer constantes:
 $\lambda = 0.025$
 $\eta = 5.0$
 $\mu = Ue3 / Ue1$

Determinar rigideces de cada tramo de la curva envolvente:
 $Ke1 = (Ve1 / Ue1).$
 $Ke2 = (Ve2 - Ve1) / (Ue2 - Ue1).$
 $Ke3 = (Ve3 - Ve2) / (Ue3 - Ue2).$
 $Ke4 = (Ve4 - Ve3) / (Ue4 - Ue3).$

Leer a las variables con valor inicial:
 $Vin = 0; V = 0; Venv = 0; Dmax = 0; Kasc = Ke1; Kdes = Ke1;$
 $K1 = Ke1; K2 = Ke1; A1 = De1 * Ve1 * .5; A2 = 0; A3 = 0; A4 = 0;$
 $AT = 0; ET = 0; Dipos = 0; Dineg = 0; Vmpos = 0; Vmpos2 = 0;$
 $Vmneg = 0; Vmneg2 = 0; Dmpos = 0; Dmpos2 = 0; Dmneg = 0;$
 $Dmneg2 = 0; AP = 0; j2 = 0; j = 0; k = 0; k2 = 0; l = 0; l2 = 0; p = 0;$
 $p2 = 0;$

Proceso



Modulo 1. Localización de puntos máximos.

Al sobrepasar el rango elástico

Si $U_{max} \geq U_{e1}$

$w2=0$

Identificación de puntos máximos U_{mpos} , V_{mpos} , U_{mp} , V_{mp}

Si $m < 0$ y $m_{in} > 0$

$j=1+j2$ } Contabiliza cambios de pendiente en en lado positivo
 $j2=j$ } Nota: "j" se reinicia cuando se cruza al lado negativo

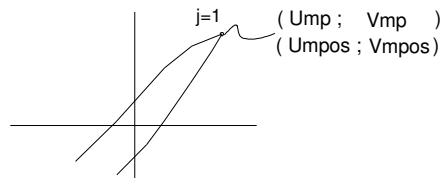
Caso: El primer cambio de pendiente se registra como el punto de máxima fuerza

Si $j=1$

$U_{mpos}=U_{in}$ y $U_{mp}=U_{in}$

$V_{mpos}=V_{in}$ y $V_{mp}=U_{in}$

Fin



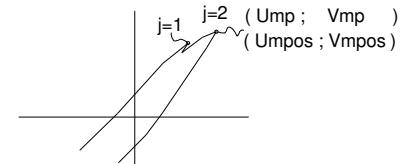
Caso: El primer cambio de pendiente no es el punto de máxima fuerza

Si $j > 1$ y $V_{in} > V_{mpos}$

$U_{mpos}=U_{in}$ y $U_{mp}=U_{in}$

$V_{mpos}=V_{in}$ y $V_{mp}=U_{in}$

Fin



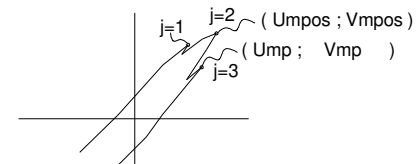
Caso: Existen otros cambios de pendiente después del relacionado a la max fuerza

Si $j > 1$ y $V_{in} < V_{mp}$

$U_{mp} = U_{in}$

$V_{mp} = V_{in}$

Fin



Fin

Fin

Modulo 2. Rama ascendente.

```

Rama ascendente
Si m>=0
  V=Vin+m*Kasc

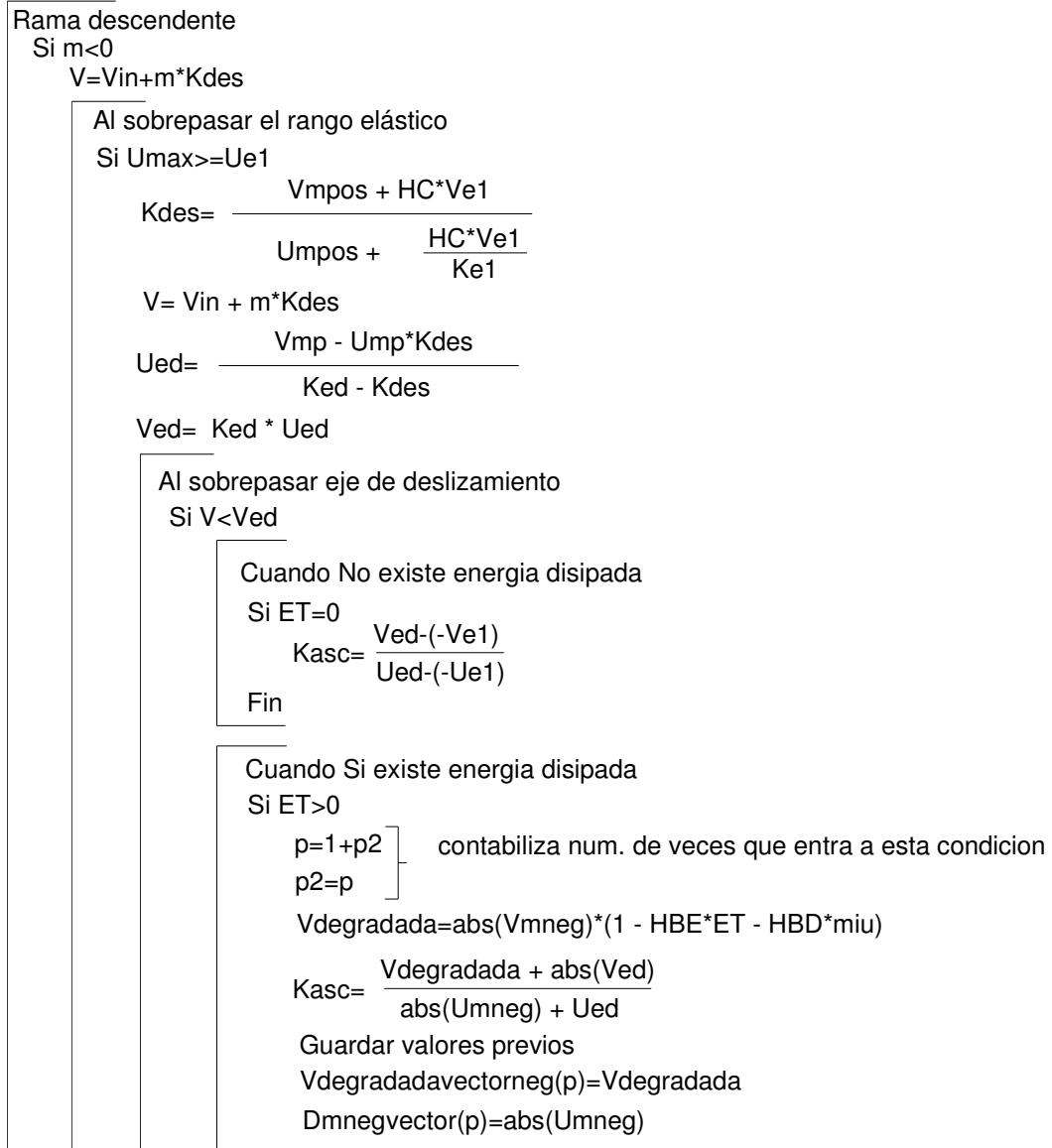
  Al sobrepasar el rango elástico
  Si U>=Ue1
    Venv=Ke1*(U-Ue0)+Ve0
    Evaluar limite por curva envolvente
    Si abs(U)>Ue1
      Venv=Ke2*(U-Ue1)+Ve1
    Caso contrario Si abs(U)>Ue2
      Venv=Ke3*(U-Ue2)+Ve2
    Caso contrario Si abs(U)>Ue3
      Venv=Ke4*(U-Ue3)+Ve3
    Fin
  V=min(Venv, V)
  Fin

  Calcular incremento de area para A1.
  Si Umax>Ue1
    
$$A1=A1+\left(\frac{V_{in}+V}{2}\right) * m$$

  Fin
Fin

```

Modulo 3. Rama descendente.



continua...


```

Se omita "Vdegradada" menor al 50% de Ve1. Generada por ciclos pequeños
Si Vdegradada < 0.5*Ve1
    posicion2=max( find ( Vdegradadavectorneg > 0.5*Ve1 ) )
    Vdegradada=Vdegradadavectorneg(posicion2)
    Umneg=Umnegvector(posicion2)
    Kasc=  $\frac{\text{abs}(Vdegradada) + \text{abs}(Ved)}{\text{abs}(Umneg) + \text{abs}(Ued)}$ 
    Fin
Fin
V=Ved+(U-Ued)*Kasc
Fin

Calcular incremento de area para A2 cuando se esta en la fuerzas positivas.
Si V > 0
    A2=A2 -  $\left(\frac{V_{in}+V}{2}\right) * m$ 
Caso contrario Si V<0
    A2= A2 +  $\frac{V_{in}}{\left(\frac{V - V_{in}}{U - U_{in}}\right)} * (- V_{in}) * \frac{1}{2} + \left[ \left( U_{in} - U \right) - \frac{V_{in}}{\left(\frac{V - V_{in}}{U - U_{in}}\right)} \right] * (- V) * \frac{1}{2}$ 
    Fin
Fin
Dipos=Dmp-  $\frac{Vmp}{Ke1}$ 
Fin
Fin

```

Modulo 4. Localización de puntos máximos.

Al sobrepasar el rango elástico

Si $U_{max} \geq U_{e1}$

$j2=0$

Identificación de puntos máximos U_{mneg} , V_{mneg} , U_{mn} , V_{mn}

Si $m > 0$ y $m_{in} < 0$

$w=1+w2$ } Contabiliza cambios de pendiente en en lado negativo
 $w2=w$ } Nota: "w" se reinicia cuando se cruza al lado positivo

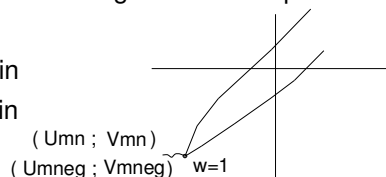
Caso: El primer cambio de pendiente se registra como el punto de máxima fuerza

Si $w=1$

$U_{mneg}=U_{in}$ y $U_{mn}=U_{in}$

$V_{mneg}=V_{in}$ y $V_{mn}=V_{in}$

Fin



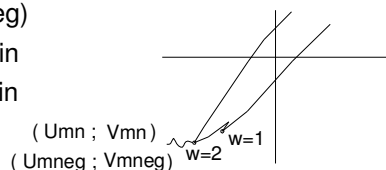
Caso: El primer cambio de pendiente no es el punto de máxima fuerza

Si $w > 1$ y $abs(V_{in}) > abs(V_{mneg})$

$U_{mneg}=U_{in}$ y $U_{mn}=U_{in}$

$V_{mneg}=V_{in}$ y $V_{mn}=V_{in}$

Fin



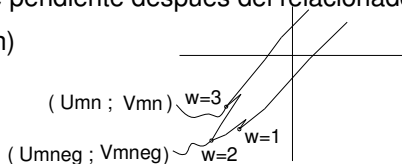
Caso: Existen otros cambios de pendiente después del relacionado a la max. fuerza

Si $w > 1$ y $abs(V_{in}) < abs(V_{mn})$

$U_{mn} = U_{in}$

$V_{mn} = V_{in}$

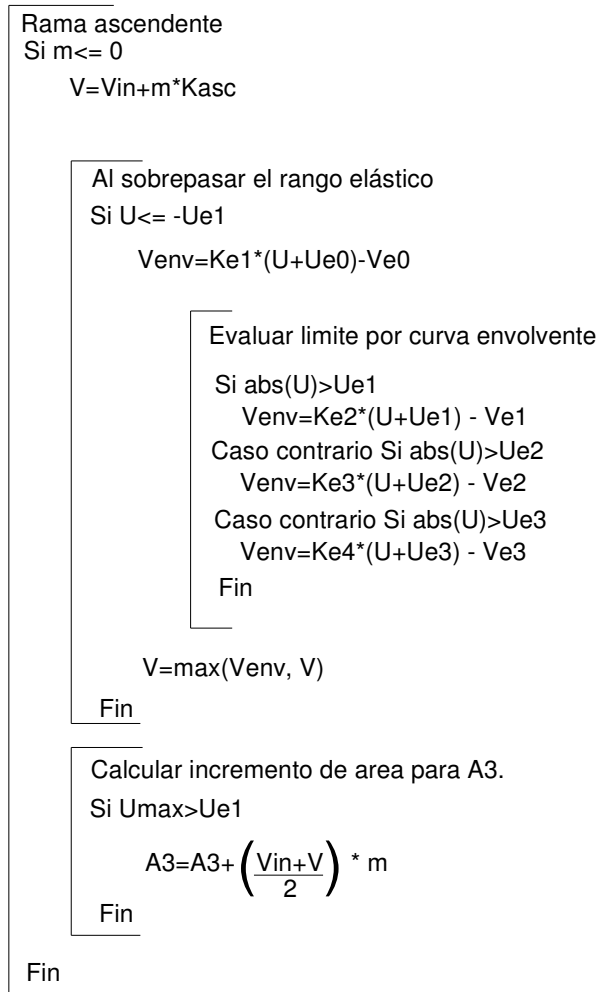
Fin



Fin

Fin

Modulo 5. Rama ascendente.



Modulo 6. Rama descendente.

Rama descendente

Si $m > 0$

$$V = V_{in} + m * K_{des}$$

Al sobrepasar el rango elástico

Si $U_{max} \geq U_{e1}$

$$K_{des} = \left(\frac{\text{abs}(V_{mneg}) + HC * V_{e1}}{\text{abs}(U_{mneg}) + \frac{HC * V_{e1}}{K_{e1}}} \right) \quad \text{y} \quad V = V_{in} + m * K_{des}$$

$$U_{ed} = \left(\frac{\text{abs}(V_{mn}) - \text{abs}(U_{mn}) * K_{des}}{K_{ed} - K_{des}} \right) \quad \text{y} \quad V_{ed} = K_{ed} * U_{ed}$$

No se ha sobrepasar eje de deslizamiento

Si $V \leq -V_{ed}$

$$A4 = A4 - \left(\frac{V_{in} + V}{2} \right) * m$$

Caso contrario Si $V > -V_{ed}$ $l = l_1 + l_2$ y $l_2 = l$ contabiliza num. de veces que entra a esta condicion

$$V_{degradada} = V_{mpos} * (1 - HBE * ET - HBD * \mu)$$

Caso: Ciclo desfazado en cuadrante +

Si $U_{mneg} > 0$

$$U_{ed} = -U_{ed}$$

Fin

$$K_{asc} = \frac{V_{degradada} + V_{ed}}{U_{mpos} + U_{ed}}$$

Guardar valores previos

$$V_{degradada} \text{vectorpos}(l) = V_{degradada} \quad \text{y} \quad K_{asc} \text{vectorpos}(l) = K_{asc}$$

Se omite "Vdegradada" menor al 50% de V_{e1} . Generada por ciclos pequeñosSi $V_{degradada} < 0.5 * V_{e1}$

$$\text{posicion1} = \max(\text{find}(V_{degradada} \text{vectorneg} > 0.5 * V_{e1}))$$

$$K_{asc} = K_{asc} \text{vectorpos}(\text{posicion1})$$

Fin

Cuando el rango inelastico empieza por lado de Fuerzas Negativas

Si K_{asc} no contiene valor

$$V_{degradada} = V_{e1} * (1 - HBE * ET - HBD * \mu)$$

$$K_{asc} = \frac{V_{degradada} + V_{ed}}{U_{mpos} + U_{ed}} \quad \text{y} \quad K_{asc} = \frac{V_{ed} + V_{e1}}{U_{ed} + U_{e1}}$$

Fin

$$V = -V_{ed} + (U + U_{ed}) * K_{asc} \quad \text{y} \quad U_{inter} = (V_{ed} / K_{asc}) - U_{ed} \quad \text{y} \quad U_{ineg} = \text{abs}(U_{mn}) - \frac{\text{abs}(V_{mn})}{K_{e1}}$$

Guardar valores previos

$$U_{ineg} \text{vector}(l) = U_{ineg}$$

continua...

```

Si V < 0
  A4= A4 -  $\left(\frac{V+V_{in}}{2}\right) * m$ 
Caso contrario Si V >= 0
  A4= A4 - (Uin - Uinter) * (-Vin) * 0.5   y   AT= ( A1 - abs(A2) ) + ( A3 - abs(A4) )
  AP= ( abs(Uipos) + abs(Uineg) ) * abs(Vmpos) + ( abs(Uipos) + abs(Uineg) ) * abs(Vmneg)
  posicion2= l - 1
  Cuando
  Si posicion2=0
    Uineg2= Uinegvector(1)
  Caso contrario Si posicion2>=0
    Uineg2= Uinegvector(posicion2)
  Fin

  Cuando se forman paralelogramos Irregulares
  Si abs(Uineg) < abs(Uineg2)
    AP= ( abs(Uipos) + abs(Uineg2) ) * abs(Vmpos) + ( abs(Uipos) + abs(Uineg2) ) * abs(Vmneg)
  Fin

  Cuando el rango inelastico empieza por lado de Fuerzas Negativas
  Si A2=0
    AT= ( A1 + A3 ) - abs(A4)   y   AP= abs(1.1*Uineg) * abs(Vmneg)
  Fin

  ET= ( AT / AP )   y   A1= abs(Uinter - U) * V * 0.5   y   A2= 0   y   A3=0   y   A4=0
Fin
Fin
Fin
Dineg= -abs(Umneg) -  $\frac{(-abs(Vmneg))}{Ke1}$ 
Fin
Fin

```

Salida

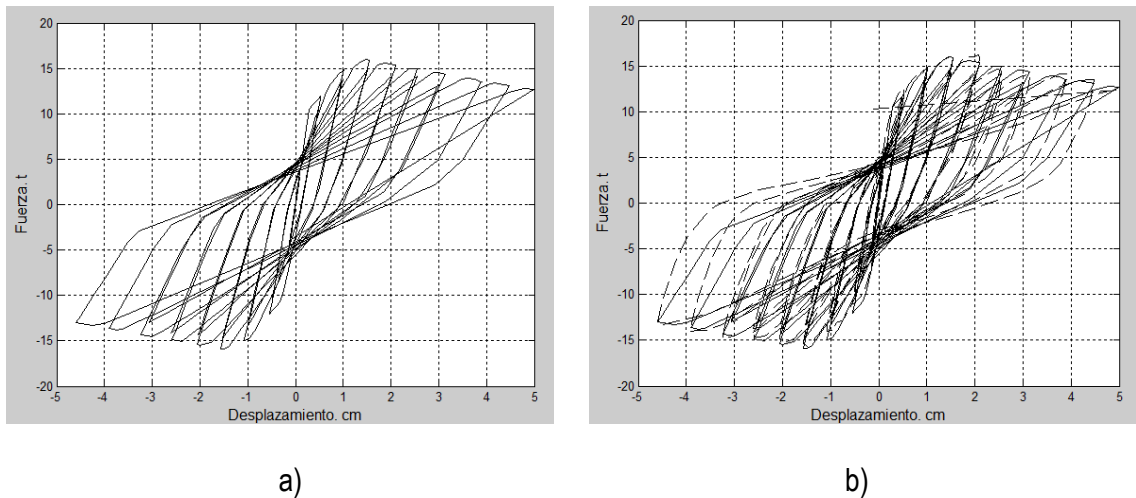
```

Graficado fuerza - desplazamiento
Plot(Usal, Vsal)

```

3.4.4 Resultado Gráfico.

El presente modelo se automatizó en el lenguaje de programación MATLAB R2012. Para emplear el código se utilizaron los mismos datos experimentales del M1/4E6 del CENAPRED resultando en lo siguiente.



a)
 b)
 Figura 3.17. a) Respuesta Analítica (línea continua) . b) Superposición de Respuesta Analítica y Experimental (ésta última en línea discontinua). Muro M-1/4-E6.

3.5 Conclusiones Parciales.

Se presento el procedimiento para llevar a cabo la implementación de tres modelos histeréticos para muros aislados de mampostería confinada. El funcionamiento correcto se comprobó superponiendo los resultados numéricos con los existentes resultado de pruebas experimentales.

Una vez realizado lo anterior, se apreció una mayor capacidad de predicción analítica en el modelo con degradación de rigidez y degradación cíclica de resistencia propuesto por Ruiz y Miranda. Su implementación requiere de un mayor número de instrucciones matemáticas respecto a los otros dos modelos estudiados, por lo que resulta ser más propenso a desestabilizarse ó a presentar errores ante la aplicación de señales numéricas irregulares tales como las de un acelerograma.

Referente al modelo propuesto por Flores-Alcocer con degradación de rigidez y ablandamiento por deformación, en algunos casos su curva envolvente no permite alcanzar del todo a los límites máximos experimentales debido a que es un modelo que busca ser aplicado de manera general, mas sin embargo, exhibe un buen funcionamiento para predecir la trayectoria de las ramas de carga y descarga.

Por último, el modelo elástico-perfectamente plástico sin deterioro de rigidez y resistencia, es un modelo de fácil aplicación pero cuyos resultados muestran

una menor calidad en la predicción de la rigidez y resistencia al ser comparados con los dos modelos previamente mencionados, no obstante, tal será de utilidad para verificar la conveniencia de emplear un modelo simplificado.

CAPITULO 4

DISEÑO DE UN MURO PROTOTIPO

4.1 Introducción.

En base a las recomendaciones de las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (**GDF,2004**), este apartado ejemplifica el proceso de diseño de un muro prototipo de mampostería confinada ante fuerzas del tipo gravitacional y lateral empleando a la ingeniería estructural tradicional. Para este proyecto, lo anterior representa un pre-dimensionamiento ante la aplicación del estudio denominado paso a paso desarrollado en el capítulo 5, el cual consiste en la evaluación del muro prototipo ante una historia de aceleraciones pertenecientes a diversos sismos.

4.2 Criterios para Dimensionamiento.

Se proporcionarán los datos del muro y el dimensionamiento consistirá en determinar la resistencia y rigidez del muro como una columna ancha para conocer la fuerza y su desplazamiento lateral asociado..

DATOS DEL MURO PROTOTIPO:

El muro prototipo a estudiar esta identificado como M-1/4-E6 y es parte de un programa experimental realizado en el CENAPRED. En términos generales el panel de mampostería se encuentra compuesto por piezas solidas de arcilla artesanal, como elementos de confinamiento se utilizan castillos externos de concreto reforzado y como refuerzo adicional en el panel se incluye refuerzo de acero horizontal. Ver Figura 4.1.

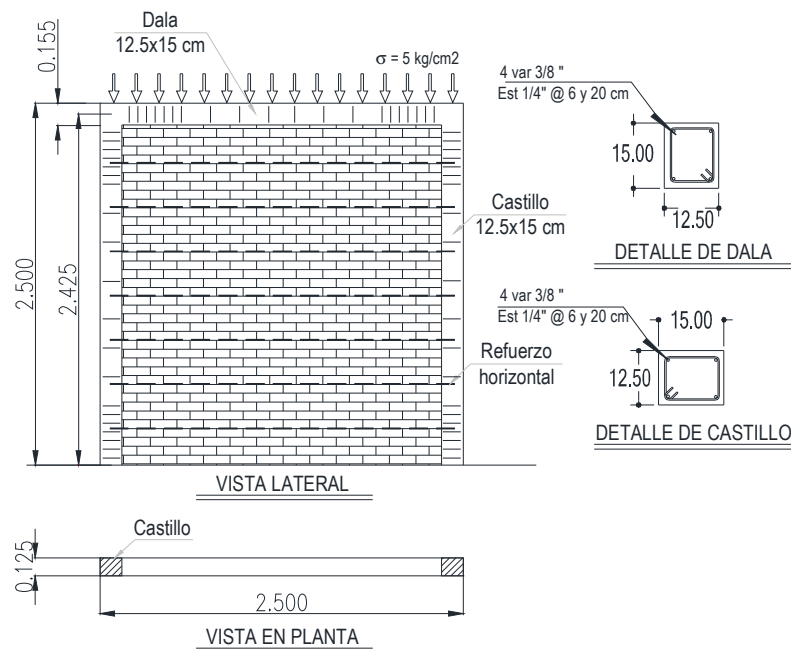


Figura 4.1. Características del Muro M-1/4-E6.

Geometría del muro:

$H=250$ cm. *Altura total.*

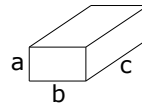
$L=250$ cm. *Longitud total.*

$t=12.5$ cm. *Espesor del muro.*

$t_{rec}=0$ cm. *Mortero de recubrimiento.*

$H/L=1$. *Relación de aspecto.*

Piezas: a: 5.8 cm ; b:12.5 cm; c=24.8 cm.



Castillos. $b_c=12.5$ x $h_c=15$ cm.

$A_T=250*12.5=3125$ cm².

Materiales:

$f_b=53$ kg/cm³. *Resistencia a la compresión del mortero de junta.*

$f_p^* = \text{---}$.*Resistencia de diseño a compresión de la pieza. Arcilla artesanal*

$f_m^*=24$ kg/cm². *Resistencia de diseño a compresión de las pilas de mampostería.*

$v_m^*=2.50$ kg/cm². *Resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes de mampostería.*

$E_m=6675$ kg/cm². *Modulo de elasticidad de la mampostería.*

$G_m=3845$ kg/cm². *Modulo de cortante de la mampostería.*

$f'_c=245$ kg/cm². *Resistencia del concreto en castillos y dala.*

$f'_y=4560$ kg/cm². *Calidad del acero de refuerzo longitudinal en castillos y dala.*

$f'_{yh}=2370$ kg/cm². *Calidad de acero en estribos de castillos.*

$f'_{yh}=6000$ kg/cm². *Calidad de acero horizontal colocado entre juntas.*

Configuración del refuerzo:

Armado de castillos= 4 varillas verticales corrugadas 3/8" y estribos de alambón liso de 1/4". Los primeros 7 estribos están espaciados @ 6 cm a partir de sus extremos inferior y superior, el resto @ 20 cm.

$A_s = 4 \cdot 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$. Área de acero horizontal.

Refuerzo horizontal en panel de mampostería= 2 varillas horizontales corrugadas de 1/4" espaciadas en altura @ 28 cm y colocadas entre juntas.

$A_{sh} = 2 \cdot 0.31 = 0.62 \text{ cm}^2$. Área de acero horizontal.

$S_h = 28 \text{ cm}$.

Por otra parte, un dato importante para la revisión de la resistencia es el esfuerzo vertical actuante originado por las cargas de las cubiertas de losas.

Para este caso se utilizó el siguiente valor.

$\sigma = 5 \text{ kg/cm}^2$.

Información experimental:

Punto de agrietamiento.

$U_{cR} = 0.29 \text{ cm}$ y $V_{cR} = 10.5 \text{ t}$.

Punto asociado a la resistencia máxima.

$U_{max} = 1.47 \text{ cm}$. y $V_{max} = 15.95 \text{ t}$.

Punto asociado a la última resistencia.

$U_u = 4.59 \text{ cm}$ y $V_u = 13.0 \text{ t}$.

Factor reductivo para ensayos, flexión, corte, aplastamiento:

$$F_R=1.0$$

Factor de carga para ensayos:

$$F_C=1.0$$

Factor de reducción por excentricidad y esbeltez para ensayos:

$$F_E=1.0$$

RESISTENCIA:

El dimensionamiento consistirá en la determinación de la resistencia lateral máxima relacionada a dos estados de comportamiento del muro, la falla por cortante y la falla por flexión, se elegirá la de menor resistencia. La resistencia a la compresión de la mampostería y a flexocompresión en el plano del muro se determinan dentro de la falla por flexión. Por otra parte se determinará el desplazamiento asociado a la resistencia del elemento.

-Resistencia lateral máxima (V_{RDF-V}) asociada a la falla por corte.

-Fuerza cortante resistida por la mampostería.

$$V_{mR}=F_R \cdot \min(0.5 \cdot v_m + 0.3 \cdot \sigma, 1.5 \cdot v_m) \cdot A_T = 8593.75 \text{ kg.}$$

-Fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal.

$$\rho_h = A_{sh}/(S_h \cdot t) = 0.62/(28 \cdot 12.5) = 0.00177$$

$$\eta = [0.6 \text{ si } (\rho_h \cdot f_{yh}) \leq 6 \text{ kg/cm}^2; 0.2 \text{ si } (\rho_h \cdot f_{yh}) \geq 9 \text{ kg/cm}^2] = 0.2$$

$$V_{SR} = F_R * \eta * \rho_h * f_{yh} * A_T = 1.0 * 0.2 * 0.00177 * 6000 * 3125 = 6642.85 \text{ kg.}$$

-Resistencia lateral máxima asociada a la falla por corte.

$$V_{RDF-V} = V_{mR} + V_{SR} = 15,236.61 \text{ kg}$$

-Resistencia lateral máxima (V_{RDF-MR}) asociada a la falla por flexión.

-Resistencia a compresión de la mampostería.

$$P_R = F_R * F_E * f_m * A_T + \Sigma(A_s * f_y) = 1.0 * 1.0 * 24 * 3125 + 2 * 2.81 * 4560 = 100,901 \text{ kg}$$

-Resistencia a flexocompresión en el plano del muro.

Resistencia a flexión pura del muro.

$$M_o = A_s * f_y * d' = 2.81 * 4560 * 235 = 3,043,344 \text{ kg-cm.}$$

Carga axial de diseño a compresión.

$$P_u = F_C * \sigma * A_T = 1.0 * 5 * 3125 = 15,625 \text{ kg.}$$

Brazos de palanca.

$$d = L - (h_c/2) = 250 - (15/2) = 242.5 \text{ cm.}$$

$$d' = L - h_c = 235 \text{ cm.}$$

$$M_R = \text{if } P_u < P_R/3, M_o + 0.3 * P_u * d, \text{ else, } (1.5 * M_o + 0.15 * P_R * d) * (1 - P_u/P_R) =$$

$$M_R = 4,180,062.8 \text{ kg-cm.}$$

-Resistencia lateral máxima asociada a la falla por flexión.

$$V_{RDF-MR} = M_R / H = 16,720.25 \text{ kg.}$$

-Resistencia lateral máxima (V_{RDF}) elegida. Rige la fuerza lateral asociada a la falla por corte.

$$V_{RDF} = \min(V_{RDF-V}; V_{RDF-MR}) = \min(15236; 16720) \cdot 0.001 = 15.24 \text{ t.}$$

Sí la fuerzas resistentes representaran a las fuerzas actuantes, tales actuarían sobre el muro de la forma mostrada en la Figura 4.2.

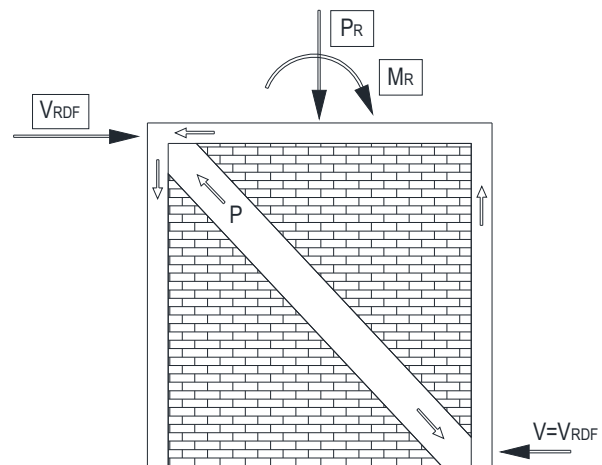


Figura 4.2. Elementos Mecánicos Actuando sobre el Muro.

-Resistencia de castillos y dalas.

Otra parte complementaría del diseño del muro es la revisión de la capacidad de los elementos de confinamiento. Las NTCDF (**GDF,2004**) para diseño y construcción de estructuras de mampostería menciona que el refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión (P) que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales.

-Revisión de la contribución de los castillos a la resistencia lateral. Hasta la fecha la capacidad a corte de los castillos no se toma en cuenta cuando son parte de un muro. Pero es conveniente proporcionar el acero mínimo recomendado. Si para ensayos $f'_c=f'_c$, Por castillo la resistencia del concreto a corte es:

$$V_c = 0.5 \cdot F_R \cdot b_c \cdot h_c \cdot \text{raiz}(f'_c) = 0.5 \cdot 1.0 \cdot 12.5 \cdot 15 \cdot \text{raiz}(245) = 1467.42 \text{ kg.}$$

-Área de acero longitudinal en dala y castillos. La cantidad de acero que se recomienda tener en una sección es:

$$A_s = 0.2 \cdot (f'_c / f'_y) \cdot t^2 = 0.2 \cdot (245 / 4560) \cdot 12.5^2 = 1.679 \text{ cm}^2. \text{ La cual es menor al } A_s = 2.81 \text{ cm}^2 \text{ proporcionado por las cuatro varillas } 3/8".$$

Por otra parte, para el castillo que está sujeto a una fuerza de tracción proporcionado por la componente vertical del puntal de compresión o por las componentes del momento de volteo, se determina sin ningún problema la fuerza de tensión que permite el acero.

-Estribos de confinamiento en dalas y castillos. Estos elementos deben cumplir con lo siguiente:

Para una separación $s=20 \text{ cm.}$

$$A_{sc} = (1000 \cdot s) / (f_{yt} \cdot h_c) = (1000 \cdot 20) / (2370 \cdot 15) = 0.5625 \text{ cm}^2$$

Para una separación $s=6 \text{ cm.}$

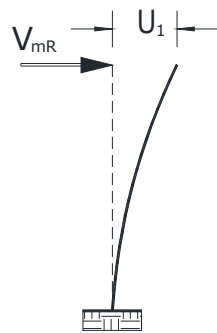
$$A_{sc} = (1000 \cdot s) / (f_{yt} \cdot h_c) = (1000 \cdot 6) / (2370 \cdot 15) = 0.169 \text{ cm}^2$$

Para ambas separaciones el estribo existente de 1/4" de alambrión liso con dos ramas supera al área calculada.

$$A_{sc} = 2 \cdot 0.31 = 0.62 \text{ cm}^2.$$

RIGIDEZ.

La rigidez teórica del muro se determinará como la de una columna ancha en voladizo incluyendo la rigidez por flexión y por cortante. La expresión utilizada pertenece a la teoría de la mecánica de materiales. Para nuestro caso se usa la sección transformada convirtiendo concreto en mampostería y omitiendo todo acero de refuerzo.



$$K = \left(\frac{H^3}{3E_m I} + \frac{H}{A_T G_m} \right)^{-1}$$

$$n = [8000 \cdot \text{raiz}(f'_c)] / E_m = 8000 \cdot \text{raiz}(245) / 6675 = 18.75$$

$$I = t(L - 2h_c)^3 / 12 + n_c [2b_c h_c^3 / 12 + b_c h_c (L - h_c)^2 / 2] = 108,348,061.5 \text{ cm}^4$$

$$K = 35,704 \text{ kg/cm.}$$

Para determinar el desplazamiento se emplea V_{mR} debido a que es una fuerza que pertenece a la zona lineal del comportamiento del material.

$$U_1 = V_{mR} / K = 8593.75 / 35704 = 0.24 \text{ cm.}$$

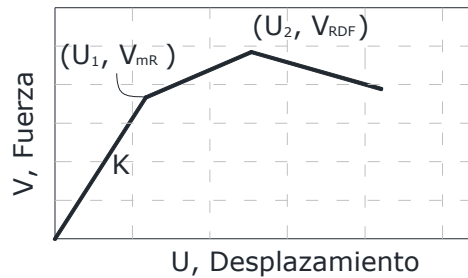


Figura 4.3. Localización de los Puntos en la Envolvente.

Datos experimentales mostrados en el capítulo 3 para este muro indican para el primer punto de agrietamiento los siguientes valores; $U_{cR}=0.29$ cm y $V_{cR}=10.5$ t., indicativo de una aceptable precisión cuando la demanda no sobrepasa la zona elástica.

En lo referente a la estimación del desplazamiento (U_2) asociado a $V_{RDF}=15.24$ t (Ver Figura 4.3), el cual incluye un incremento en la resistencia debido al acero de refuerzo horizontal, por lo pronto las normas atribuyen un desplazamiento observado en pruebas experimentales de $U_2= 0.006H=1.5$ cm. Esto último debido a que la teoría elástica no proporciona buenos resultados. Datos experimentales muestran lo siguiente; $U_{max}=1.47$ cm. y $V_{max}=15.95$ t.

4.3 Conclusiones Parciales.

Se ejemplificó el proceso de diseño de un muro aislado de mampostería confinada ante fuerzas del tipo gravitacional y lateral empleado en la práctica de la ingeniería estructural. Se estimó con aceptable precisión la fuerza lateral resistente del elemento en comparación con los resultados experimentales.

CAPITULO 5

RESPUESTA SISMICA NO LINEAL

5.1 Introducción.

Debido al tipo de representación matemática por solucionar, es conveniente que el comportamiento sísmico no lineal de muros se determine mediante el uso de técnicas pertenecientes a los métodos numéricos, de tal forma que sea posible evaluar para cada instante la aplicación de un registro sísmico y estimar paso a paso la respuesta de un sistema estructural relacionando las propiedades no lineales del muro; éstas últimas representadas por las tres funciones mostradas en el capítulo 3. Subsecuentemente será posible determinar espectros de respuesta y en base a un análisis comparativo se observará la importancia de la modelación histerética.

5.2 Parámetros Estudiados.

5.2.1 Variables de Estudio.

El acomodo de las variables de estudio involucradas y la organización de los resultados que son de interés se definen mediante la Tabla 5.1. La primer hilera de encabezado se le denomina "Espectro de Respuesta" representado por la letra "E". La segunda hilera es utilizada como cabecera de las columnas integradas por los eventos sísmicos (S) que se utilizaran y el empleo de los tres modelos histeréticos convertidos a funciones (f), incluyendo la función elástica; éstas conservarán para toda combinación algunas de las propiedades del muro prototipo M-1/4-E6.

TABLA 5.1
ORGANIZACIÓN DE LOS RESULTADOS DE INTERES.

	Espectro de Respuesta (E)			
Sismo (S)	función e (f_e)	función 1 (f_1)	función 2 (f_2)	función 3 (f_3)
Sismo 1 (S_1)	$E_e-f_eS_1$	$E_1-f_1S_1$	$E_2-f_2S_1$	$E_3-f_3S_1$
Sismo 2 (S_2)	$E_e-f_eS_2$	$E_1-f_1S_2$	$E_2-f_2S_2$	$E_3-f_3S_2$
Sismo 3 (S_3)	$E_e-f_eS_3$	$E_1-f_1S_3$	$E_2-f_2S_3$	$E_3-f_3S_3$
Sismo n (S_n)	$E_e-f_eS_n$	$E_1-f_1S_n$	$E_2-f_2S_n$	$E_3-f_3S_n$

El producto del número de hileras (S) por número de columnas (f), da como resultado el total de muestras (E) buscadas para llevar a cabo el presente estudio. Por otra parte, para lograr procesar los resultados adecuadamente se decidió integrar por ventana gráfica las cuatro curvas generadas al aplicar un

evento sísmico (S) y variar el modelo histerético (f), por lo que se consiguen tantas ventanas gráficas tal cual la cantidad de sismos.

5.2.2 Eventos Sísmicos.

La serie de sismos seleccionados para este trabajo fueron registrados en la zona de alto riesgo perteneciente a la ciudad de Los Angeles. Posterior al terremoto Northridge en el año de 1994, como parte del proyecto FEMA/SAC Steel, tal serie fue preparada para desarrollar diversos fines de investigación en el proyecto SAC Phase 2 Steel. El conjunto de registros puede considerarse representativo de algunos otros lugares con actividad sísmica debido principalmente al tipo de suelo, amplitud, duración y contenido de frecuencias; por éstas y algunas otras razones han sido empleados para realizar otros proyectos. El contenido de la Tabla 5.2 muestra una breve descripción de los 10 eventos sísmicos, cada uno para sus dos componentes ortogonales resultando en un total de 20 acelerogramas. El presente estudio solo empleara la componente horizontal de mayor aceleración debido a que los objetivos del trabajo pueden lograrse adecuadamente con esta selección.

TABLA 5.2
SERIE DE EVENTOS SÍSMICOS SELECCIONADOS.

<i>A= magnitud; D_t= Precisión; B= Duración, seg; C= PGA, cm/seg²</i>					
ID	REGISTRO	A	D _t	B	C
S _{1x}	Imperial Valley, 1940, El centro	6.9	0.02	39.38	452.03
S_{1y}	Imperial Valley, 1940, El centro	6.9	0.02	39.38	662.88
S _{2x}	Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	0.01	39.38	386.04
S_{2y}	Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	0.01	39.38	478.65
S_{3x}	Imperial Valley, 1979, Array #06	6.5	0.01	39.08	295.69
S _{3y}	Imperial Valley, 1979, Array #06	6.5	0.01	39.08	230.08
S _{4x}	Landers, 1992, Barstow	7.3	0.02	79.98	412.98
S_{4y}	Landers, 1992, Barstow	7.3	0.02	79.98	417.49
S_{5x}	Landers, 1992, Yermo	7.3	0.02	79.98	509.70
S _{5y}	Landers, 1992, Yermo	7.3	0.02	79.98	353.35
S _{6x}	Loma Prieta, 1989, Gilroy	7	0.02	39.98	652.49
S_{6y}	Loma Prieta, 1989, Gilroy	7	0.02	39.98	950.93
S_{7x}	Northridge, 1994, Newhall	6.7	0.02	59.98	664.93
S _{7y}	Northridge, 1994, Newhall	6.7	0.02	59.98	644.49
S _{8x}	Northridge, 1994, Rinaldi RS	6.7	0.005	14.945	523.30
S_{8y}	Northridge, 1994, Rinaldi RS	6.7	0.005	14.945	568.58
S _{9x}	Northridge, 1994, Sylmar	6.7	0.02	59.98	558.43
S_{9y}	Northridge, 1994, Sylmar	6.7	0.02	59.98	801.44
S_{10x}	North Palm Spring, 1986	6	0.02	59.98	999.43
S _{10y}	North Palm Spring, 1986	6	0.02	59.98	967.61

La precisión de lectura (D_t) con la que cuentan los acelerogramas es de 0.005, 0.01 y 0.02 segundos. Para aprovechar fielmente toda información numérica representativa de las propiedades físicas de los terremotos, dentro del proceso que involucra la definición del incremento de solución para el método numérico a utilizar, el valor de D_t es establecido como un límite superior. Nota: Otro límite superior es el establecido bajo los criterios del método numérico.

El contenido de frecuencias de cada sismo se estudió mediante la aplicación de un análisis espectral de Fourier; posteriormente, aplicando el índice conocido

como la frecuencia de Nyquist, se determinó que no hay contenido de frecuencias por encima de 25 Hz para la mayoría de los acelerogramas con $D_t = 0.02$ s y ninguno por encima de 100 Hz para $D_t = 0.005$ s (Chávez, 2009).

5.2.3 Método Numérico.

La técnica de solución aplicada para solucionar la ecuación diferencial que representa al sistema dinámico de un grado de libertad horizontal, es un método implícito multipaso conocido como Adams-Moulton (AM) de primer y de segundo orden. El esquema del control de error, adoptado para definir el paso de tiempo adaptivo, requiere usar métodos de diferente orden. La característica principal de estos dos procedimientos es que emplean información al inicio y al final del incremento de tiempo en curso para corregir la predicción de prueba.

Adams-Moulton, es uno de los procedimientos perteneciente a los métodos conocidos como March In Time (Iserles, 2009). Tales se caracterizan por usar cambios discretos de incremento de tiempo y tomar en consideración cambios en los valores de los coeficientes que complementan a la ecuación diferencial durante el paso de tiempo en curso. La precisión numérica de solución del método, se ajusta de acuerdo a un procedimiento conocido como Paso de Tiempo Adaptado, el cual permite cambiar la precisión del incremento de tiempo dependiendo del criterio de error aplicado.

5.3 Software Empleado en la Solución de la Ecuación Diferencial de Equilibrio Dinámico.

5.3.1 Características del Software.

El algoritmo original fue desarrollado en el lenguaje de programación MATHCAD R14 (**Chávez, 2009**) para evaluar el comportamiento no lineal de sistemas estructurales tridimensionales ante diversas direcciones de incidencia del sismo. El software empleado fue una conversión del código fuente escrito en MATHCAD al lenguaje de programación MATLAB R2012a (*MATrix LABORatory*). Fue ajustado para evaluar el comportamiento no lineal de un sistema dinámico de un grado de libertad horizontal ante una dirección de incidencia del sismo.

5.3.2 Algoritmo para Sistemas SDOF No Lineales.

a) Partiendo de la ecuación diferencial de equilibrio dinámico para un sistema estructural de un grado de libertad horizontal con coeficientes constantes, representada por la expresión (5-1).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -ms_0 \quad (5-1)$$

de tal forma que:

m : masa del sistema.

c : amortiguamiento del sistema.

k : rigidez lateral.

s_0 : aceleración del terreno.

u , \dot{u} y \ddot{u} : desplazamiento, velocidad y la aceleración.

Clasificada además como una ecuación diferencial ordinaria (EDO) de segundo orden donde u es una función escalar y los coeficientes constantes son números escalares.

b) Se puede aplicar la técnica de solución AM, primeramente realizando una sustitución de variables:

$$u_1 = u \quad (5-2a)$$

$$u_2 = \dot{u} \quad (5-2b)$$

Subsecuentemente, la EDO de segundo orden tiene la forma de un sistema de EDO de primer orden:

$$\dot{u}_1 = u_2 \quad (5-3a)$$

$$\dot{u}_2 = \frac{1}{m}(-m s_0 - c u_2 - k u_1) \quad (5-3b)$$

y condiciones de frontera:

$$u_1(0) = 0 \quad (5-4a)$$

$$u_2(0) = \dot{0} \quad (5-4b)$$

la variable de sustitución u_1 es el desplazamiento lateral, y la variable de sustitución u_2 es la velocidad lateral; por consiguiente:

$$\dot{u}_1 = \text{velocidad lateral}$$

$$\dot{u}_2 = \text{aceleración lateral}$$

c) Se realiza la predicción de prueba al final del paso de tiempo (t_{i+1}) para las variables u_1 y u_2 utilizando la información conocida al inicio (t_i) y aplicando una expansión truncada de la serie de Taylor.

$$u_1(t_{i+1}) = u_1(t_i) + h_i \dot{u}_1(t_i) + \frac{h_i^2}{2} \ddot{u}_1(t_i) \quad (5-5a)$$

$$u_2(t_{i+1}) = \dot{u}_1(t_i) + h_i \ddot{u}_1(t_i) \quad (5-5b)$$

Donde la medida del paso de tiempo actual está definida por:

$$h_i = t_{i+1} - t_i$$

d) La corrección y la evaluación del error al final del paso de tiempo se lleva a cabo con los valores de prueba para las dos variables conocidas en t_{i+1} . Usando las expresiones (5-3) el gradiente de esas dos variables pueden ser calculados en los tiempos t_i y t_{i+1} . La evaluación del error en t_{i+1} requiere evaluar los valores corregidos mediante dos esquemas de solución. Uno es el método de AM de primer orden:

$$u_1^*(t_{i+1}) = u_1(t_i) + h_i \dot{u}_1(t_{i+1}) \quad (5-6a)$$

$$u_2^*(t_{i+1}) = \dot{u}_1(t_i) + h_i \ddot{u}_1(t_{i+1}) \quad (5-6b)$$

El otro, el método de AM de segundo orden:

$$u_1^{**}(t_{i+1}) = u_1(t_i) + \frac{h_i}{2} (\dot{u}_1(t_i) + \dot{u}_1(t_{i+1})) \quad (5-7a)$$

$$u_2^{**}(t_{i+1}) = u_2(t_i) + \frac{h_i}{2} (\dot{u}_2(t_i) + \dot{u}_2(t_{i+1})) \quad (5-7b)$$

Una medida del error en la evaluación de las variables corregidas, es la diferencia máxima absoluta (κ) entre los valores provenientes de AM de primer orden y AM de segundo orden.

$$\kappa_i = \max(|u_1^{**}(t_{i+1}) - u_1^*(t_{i+1})|) \quad (5-8)$$

Para implementar el algoritmo, la dimensión del paso de tiempo es modificada dependiendo de la relación de κ y una tolerancia aceptada (δ):

- $\kappa < \delta$, las predicciones corregidas son aceptables y *march in time* continua,
- $\kappa > \delta$, h_i es reducido a la mitad y el proceso de predicción-corrección es repetido con este nuevo valor.
- $\kappa < (1/10)\delta$, h_i es duplicado y el nuevo valor (h_{i+1}) es usado en paso siguiente.

En cualquier caso, h_i nunca excede la máxima precisión especificada como límite superior para este trabajo donde $h_{max} = D_t$. El valor para λ fue calibrado en base a un procedimiento de prueba y error a una aproximación de 10^{-6} dígitos.

e) El procedimiento previamente descrito es aplicable también para sistemas no lineales. La EDO en la expresión (5-1), incluye la fuerza de respuesta elástica F de los elementos estructurales a través de la relación lineal:

$$F = ku$$

En el presente trabajo, la fuerza F es suministrada por un modelo histerético siendo este proceso, el único aspecto no lineal tomado en cuenta.

Por lo tanto:

$$F = f(u)$$

Mientras que los coeficientes de la masa y el amortiguamiento son asumidos como constantes.

5.3.3 Pseudocódigo del Software.

Se presenta el procedimiento previamente descrito a nivel pseudocódigo el cual se dividió en tres partes correspondientes a la entrada de datos, proceso y salida de resultados.

Entrada.

Lectura: Datos de señal externa asignada a variable.

Acs= textread('la02.clean.txt', '%f')

Ats. Incremento del paso de tiempo de la señal

Ts. Duración del sismo.

Lectura: Datos del metodo corrector predictor Adams-Bashforh-Moulton.

masa definir masa del sistema.

T definir periodo del sistema.

amort definir porcentaje de amortiguamiento.

frec=(2*pi) / T

c=amort(2*masa*frec)

AM=0.001 Tolerancia permisible

Atm=min(0.002,Ats, T*.551, T*(1/20)). Incremento inicial del paso de tiempo

tm1=0 Tiempo inicial acumulado

h=Atm Incremento inicial de tiempo

Primer punto (i). Aplicando condiciones iniciales

Dis_in=0

Vel_in=0

Vel1= Vel_in

$$\text{Acc1} = \frac{1}{\text{masa}} [-\text{masa} * \text{Acs1}(\text{tm1}) - c * \text{Vel1} - f(\text{Dis_in})]$$

Segundo punto (i).

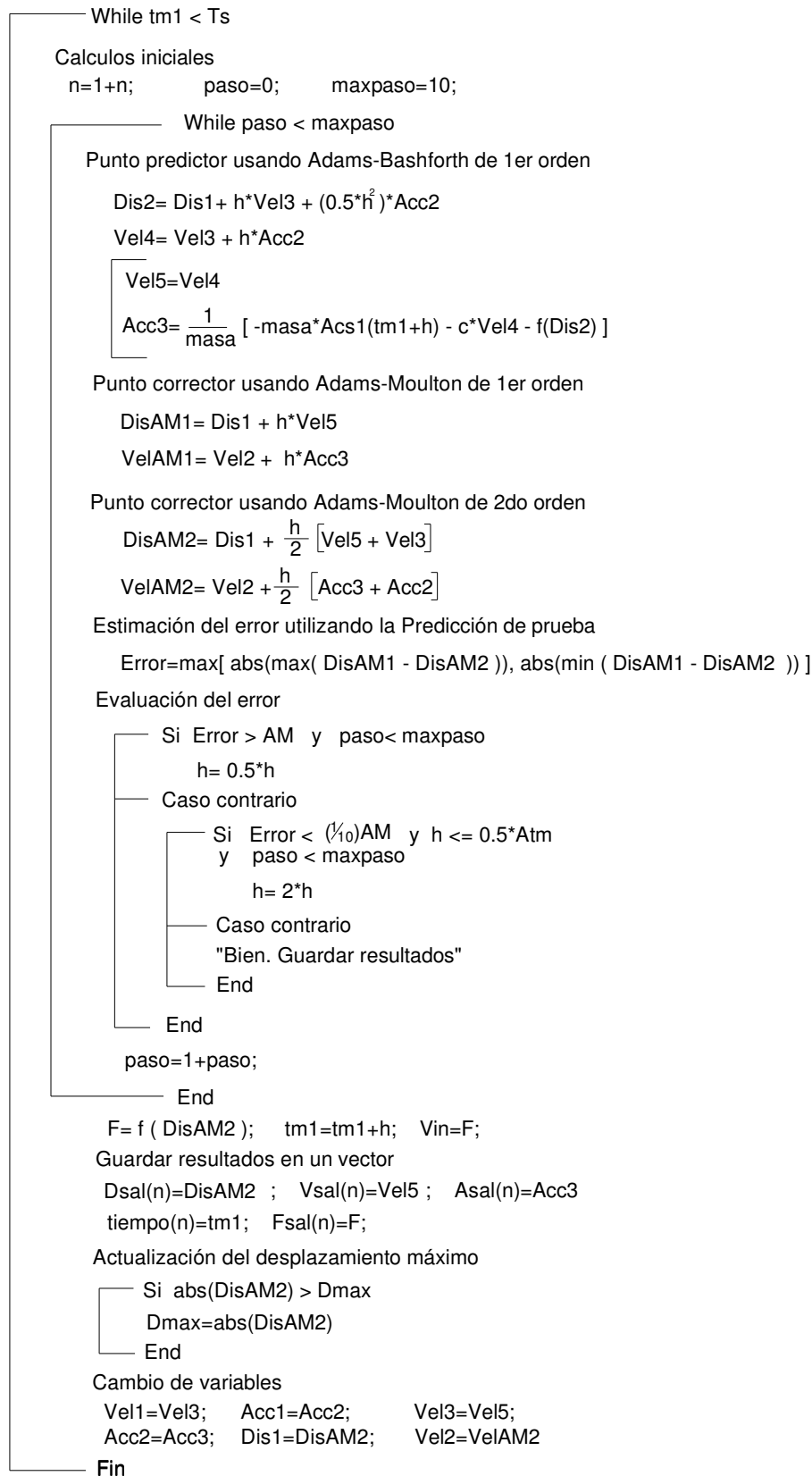
Dis1= Dis_in + h*Vel1 + 0.5*h²*Acc1

Vel2= Vel1 + h*Acc1

Vel3= Vel2

$$\text{Acc2} = \frac{1}{\text{masa}} [-\text{masa} * \text{Acs1}(\text{tm2}) - c * \text{Vel3} - f(\text{Dis1})]$$

Proceso



Salida

```
Plot(tiempo, Dsal); Plot(tiempo, Vsal); Plot(tiempo, Asal)
```

Función de interpolación para señal sísmica.

Acs1(tm1)

Interpolación del acelerograma en función del tm1

```
For j=1:1:size(Acs)-1
```

```
tr=Ats*j    Tiempo acumulable del registro
```

```
Si j==1
```

```
X1=0, Y1=Acs(j)
```

```
End
```

```
Si tr <= tm2
```

```
X1=tr, Y1=Acs(j+1)
```

```
End
```

```
Si tr > tm2
```

```
X2=tr, Y2=Acs(j+1)
```

```
break
```

```
End
```

```
End
```

```
m= (Y2-Y1)/(X2-X1)
```

```
Acs1= m*(tm2-X1) + Y1    Aceleración del suelo interpolada al final del paso
```


5.4 Metodología para la Determinación de Espectros de Respuesta y Calibración de las Funciones Histeréticas para la Implementación en la Ecuación Diferencial.

1. Definir propiedades del sistema dinámico y fuerza externa de excitación.

En esta etapa la masa se mantuvo constante con $m=0.01 \text{ ton}/(\text{cm}/\text{s}^2)$ y el amortiguamiento de $\varepsilon=2\%$. El valor de c se asigno en función del periodo natural (T) del sistema de la siguiente forma. $f=2\pi/T$, $c= \varepsilon (2*m*f)$. La rigidez del resorte es sustituida por las propiedades de cada función histerética (f_e , f_1 , f_2 y f_3) mas sin embargo, la rigidez inicial elástica también se asigno en función del periodo natural como $K= m*(2 \pi / T)^2$.

Por otra parte, la precisión para el método corrector predictor Adams-Bashforth-Moulton se mantuvo constante para todos los casos con los siguientes datos. $AM=0.001$ y $Atm=0.002$;

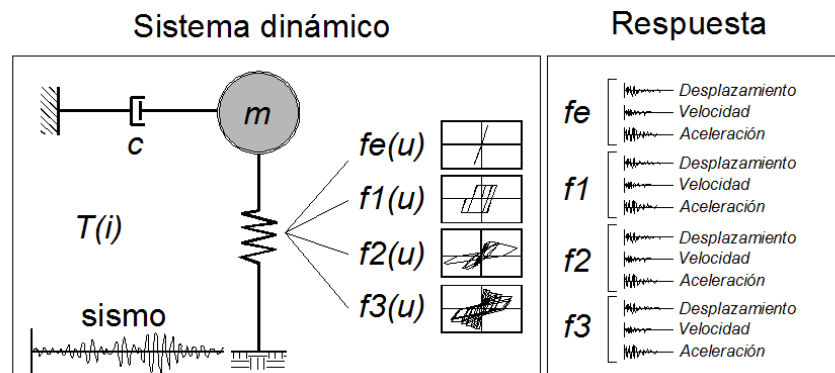


Figura 5.1. Sistema Dinámico - Funciones Histeréticas - Fuerza Sísmica y Respuesta.

Donde:

$f_e(u)$: función elástica.

$f_1(u)$: función histerética elasto plástica.

$f_2(u)$: función histerética de Flores-Alcocer.

$f_3(u)$: función histerética de Ruiz-Miranda,

2. Para cada periodo, determinar el punto máximo de la respuesta en el tiempo para el desplazamiento, velocidad y aceleración.

Empleando el método corrector predictor Adams-Bashforth-Moulton, el proceso de cálculo consistió en fijar un valor para el periodo natural (T), las propiedades de m , ε y c permanecen constantes mientras que la rigidez del resorte es sustituida por cada función histerética (f_e , f_1 , f_2 y f_3); posteriormente se evaluó un registro sísmico y se determinó una respuesta en el tiempo para el desplazamiento, velocidad y aceleración relacionada a cada una de las funciones histeréticas; ver Figura 5.1. El punto máximo en valor absoluto de cada respuesta es elegido y representa un punto en la gráfica de los espectros de respuesta inelásticos

3. Características de los espectros de respuesta inelásticos.

El procedimiento descrito en el punto 2 se repite pero modificando el valor del periodo natural y en caso de requerirse, calibrando los parámetros de las funciones histeréticas.

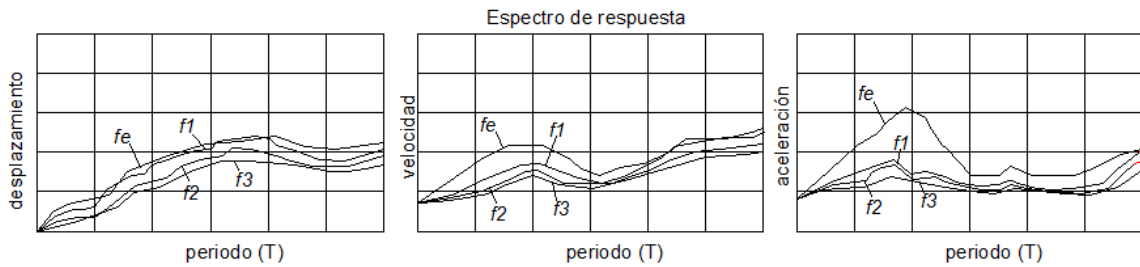


Figura 5.2. Espectros de respuesta para Desplazamiento, Velocidad y Aceleración Evaluando un Registro Sísmico para las Cuatro Funciones Histeréticas.

La Figura 5.2 muestra esquemáticamente el tipo de resultados que esperamos obtener para los espectros de respuesta. Las tres ventanas gráficas (desplazamiento, velocidad y aceleración) son generadas por un registro sísmico y cada una está integrada por cuatro curvas relacionadas a las cuatro funciones histeréticas. El mismo procedimiento se repite para el resto de los eventos sísmicos.

4. Proceso de calibración de las funciones histeréticas.

Para lograr un funcionamiento adecuado de las reglas histeréticas, propias de cada modelo, dentro del método numérico que da solución a la ED, fue necesario calibrar o modificar los parámetros de algunas de las funciones conforme el cambio del valor del periodo natural (T), lo anterior debido a que

cada incremento representaba la disminución de la rigidez elástica inicial (K) y como consecuencia algunos de los modelos se desestabilizaban y no generaban resultados adecuados. A continuación se muestra lo que se realizó.

fe: En el caso de la función elástica no fue necesario ningún ajuste. El valor de la rigidez elástica variaba según el valor del periodo. $K = m \cdot (2 \pi / T)^2$ y el funcionamiento no requiere de límites superiores envolventes.

f1: En el caso de la función elastoplástica se fijó un valor de 10.5 ton para la curva envolvente de capacidad que corresponde al punto V_{RDF} determinado analíticamente. En realidad la aplicación de este modelo no presentó complicaciones. El valor de la rigidez inicial es empleada de la misma forma que en la función *fe*.

f2: En el caso de la función con degradación de rigidez, mediante la Tabla 5.3 se definen los puntos que se emplearon para construir la curva límite de capacidad en cada incremento del valor del periodo natural. Para llevar a cabo el ajuste, primeramente se definió el valor para D3 a partir del desplazamiento último alcanzado con la función elástica al ser evaluada en el modelo matemático, esta última proporcionó información valiosa para conocer que podíamos esperar al aplicar funciones más elaboradas. Posteriormente los puntos D2, al igual que las fuerzas F1, F2 y F3 se ajustaron de tal manera que se lograra conservar la forma original propuesta para el muro aislado M1/4E6 y

que los cambios de pendiente fueran acordes. En la Figura 5.3 se muestra la forma de las envolvente según el periodo. Recordemos que la rigidez inicial está en función del periodo y el punto D1 puede ser deducido al definir F1.

TABLA 5.3
AJUSTE DE LOS PARAMETROS EN LA CURVA ENVOLVENTE.

T	K	D1 cm	D2 cm	D3 cm	F1 t	F2 t	F3 t
0.1	39.47842	0.2660	0.718	1.488	10.50	12.60	10.08
0.2	9.869604	1.0639	1.965	3.500	10.50	12.60	10.08
0.3	4.386491	2.3937	3.173	4.500	10.50	12.60	10.08
0.4	2.467401	4.2555	5.826	8.500	10.50	12.60	10.08
0.5	1.579137	6.6492	9.184	13.500	10.50	12.60	10.08
0.6	1.096623	9.5749	15.282	25.000	10.50	10.08	

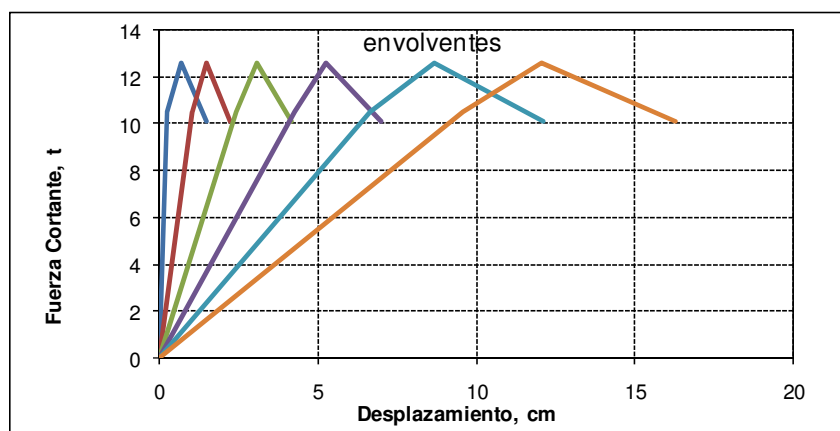


Figura 5.3. Curvas de Envolventes de Capacidad para Cada Periodo Natural de f2.

Por otra parte, también fue necesario calibrar los parámetros que definen las pendientes de los lazos histeréticos de carga y descarga, de tal manera que las rigideces no fueran mayores a la pendiente inicial K. El buen funcionamiento se observó al graficar la respuesta fuerza - deformación y verificar la trayectoria de los lazos histeréticos dentro de los límites impuestos por la envolvente de

capacidad. A partir de un $T > 0.6$ s, las reglas histeréticas presentaron un mal funcionamiento y tal valor fue impuesto como máximo. Es importante mencionar que el rango de periodos manejado para el procesamiento de resultados, es representativo en edificios de mampostería de hasta 4 niveles y con regularidad estructural. El ajuste de los valores para los parámetros relacionados se muestran en la Tabla 5.4.

TABLA 5.4
AJUSTE DE LOS PARAMETROS PARA LA TRAYECTORÍA DE LAS RAMAS DE CARGA Y DESCARGA.

T	K	rama ascendente		rama descendente	
		a	b	a	b
0.1	39.47842	100,000,000	300	10,000,000	100
0.2	9.869604	100,000,000	100	70,000,000	12
0.3	4.386491	10,000,000	8	1,000,000	3
0.4	2.467401	1,000,000	5	200,000	2
0.5	1.579137	90,000	3	10000	1
0.6	1.096623	10,000	4	1,000	1

Cabe mencionar, que los valores mostrados en las tablas sufrieron algunas variaciones mínimas entre la evaluación de registros sísmicos, pero en general se procuro no modificarlos para lograr una fiel comparación numérica.

f3: En el caso de la función con degradación de rigidez y degradación cíclica de resistencia, se aplico el mismo criterio descrito para la *f2*. La Tabla 5.5 muestra el ajuste a los puntos que se emplearon para construir la curva límite de capacidad en cada incremento del valor del periodo natural y en la Figura 5.4 se muestra la forma de las envolvente según el periodo.

TABLA 5.5
AJUSTE DE LOS PARAMETROS EN LA CURVA ENVOLVENTE.

T	K	D1 cm	D2 cm	D3 cm	D4 cm	F1 t	F2 t	F3 t	F4 t
0.1	39.47842	0.27	1.02	1.77	4.02	10.50	12.60	13.13	11.55
0.2	9.869604	1.06	2.31	3.56	6.06	10.50	12.60	13.13	11.55
0.3	4.386491	2.39	3.64	6.14	8.64	10.50	12.60	13.13	11.55
0.4	2.467401	4.26	5.51	8.01	11.76	10.50	12.60	13.13	11.55
0.5	1.579137	6.65	9.15	11.65	14.15	10.50	12.60	13.13	11.55
0.6	1.096623	9.57	12.07	14.57	17.07	10.50	12.60	13.13	11.55

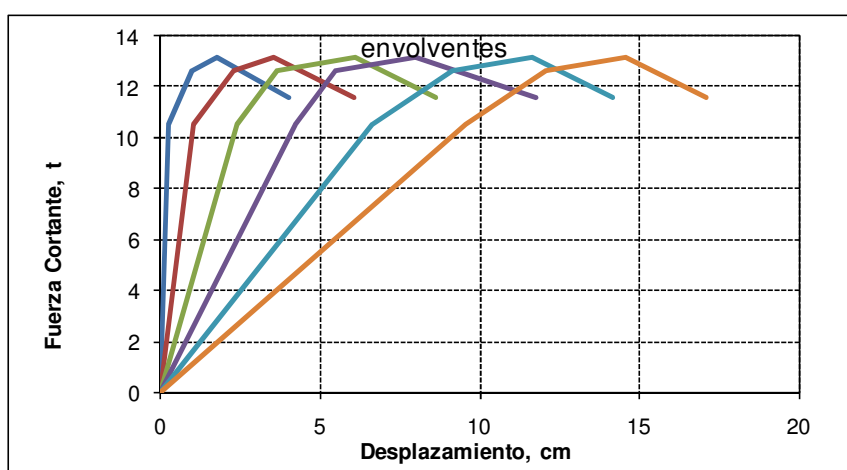


Figura 5.4. Curvas de Envolventes de Capacidad para cada Periodo Natural de f_3 .

En lo referente a los parámetros que definen las pendientes de los lazos histeréticos de carga y descarga se requirieron los valores mostrados en la Tabla 5.6.

TABLA 5.6

AJUSTE DE LOS PARAMETROS PARA LA TRAYECTORÍA DE LAS RAMAS DE CARGA Y DESCARGA.

T	K	HC	HBD	HBE	HS	LDA	ETA	MIU
0.1	39.47842	3	0.01	0.01	0.015	0.025	5	6.64
0.2	9.869604	5	0.01	0.01	0.015	0.03	5	3.35
0.3	4.386491	30	0.01	0.01	0.015	0.03	5	2.57
0.4	2.467401	30	0.01	0.01	0.015	0.03	5	1.88
0.5	1.579137	30	0.01	0.01	0.015	0.03	5	1.75
0.6	1.096623	30	0.01	0.01	0.015	0.03	5	1.52

Al igual que en la función f_2 , los valores mostrados en las tablas sufrieron algunas variaciones mínimas entre la evaluación de registros sísmicos, pero en general se procuro no modificarlos.

5.5 Análisis y Resultados.

1. Sismo Imperial Valley, 1940, El centro. S_{1Y} .

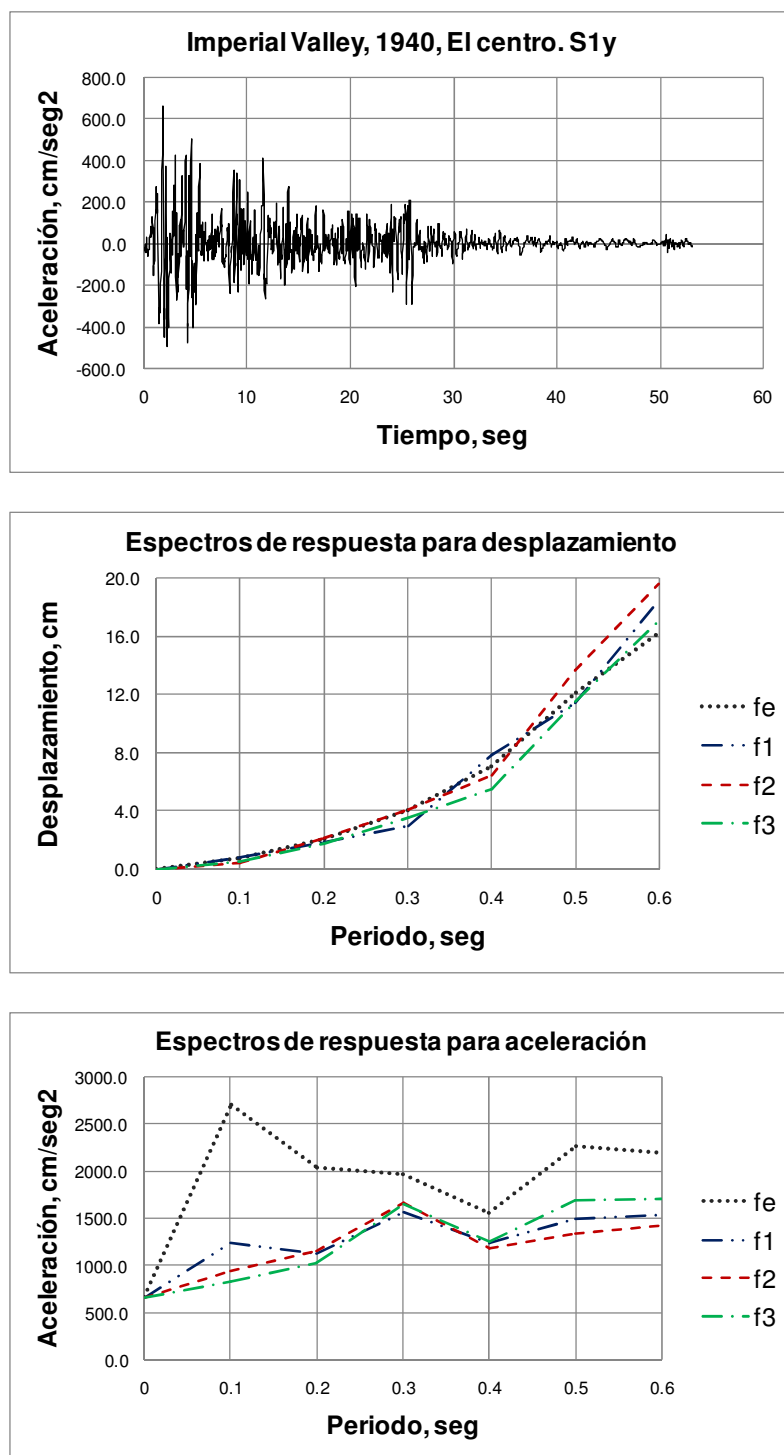


Figura 5.5. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{1Y} .
 (fe: función Elástica; f₁: función Elastoplástica; f₂: Flores y Alcocer; f₃: Ruiz y Miranda).

2. Sismo Imperial Valley, 1979, Array #05. S_{2Y}.

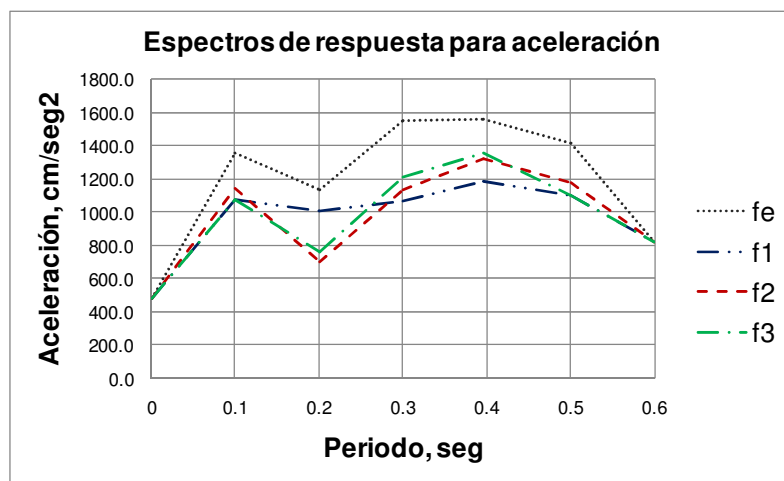
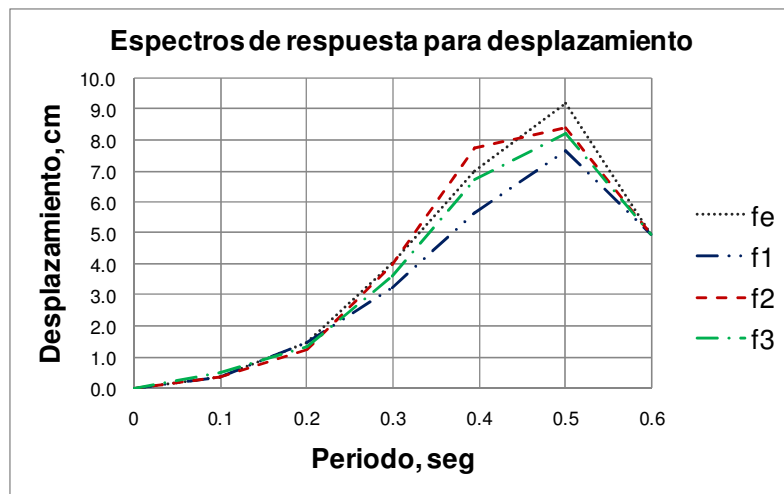
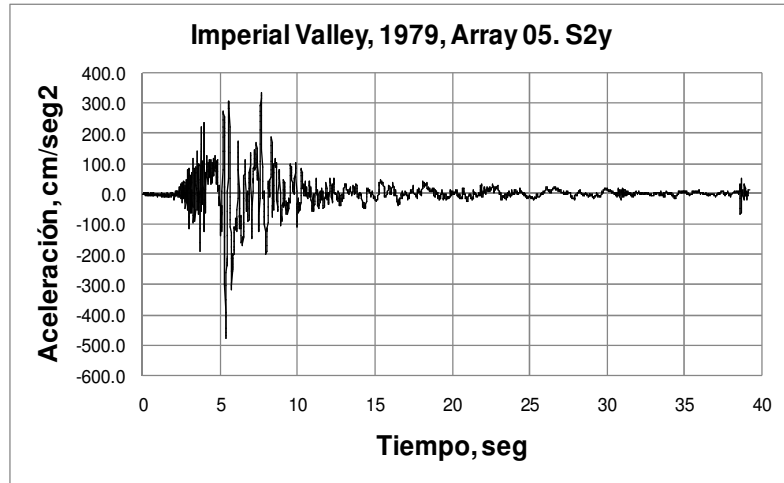


Figura 5.6. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{2Y}. (fe: función Elástica; f₁: función Elastoplástica; f₂: Flores y Alcocer; f₃: Ruiz y Miranda).

3. Sismo Imperial Valley, 1979, Array #06. S_{3x} .

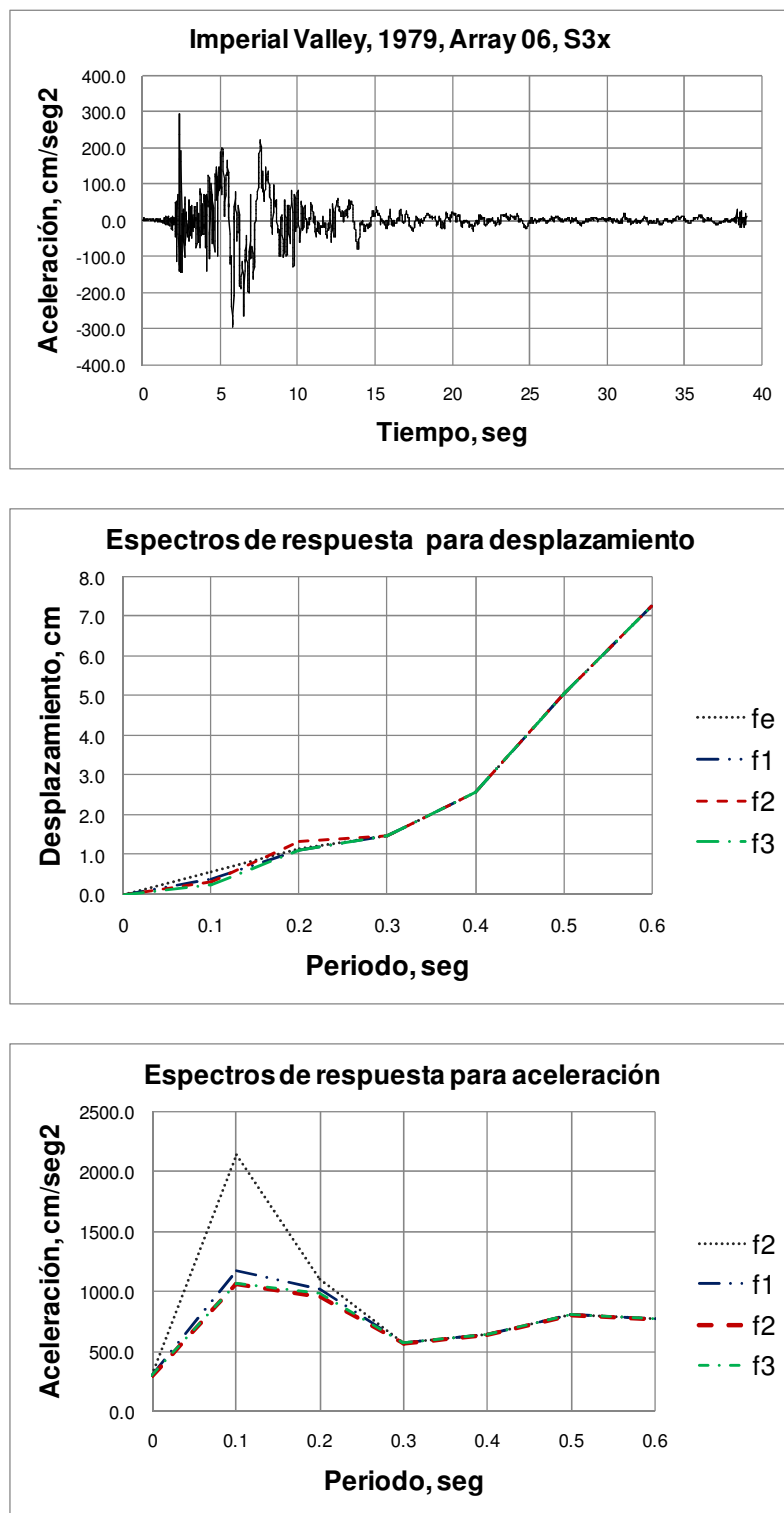


Figura 5.7. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{3x} .
 (fe: función Elástica; f_1 : función Elastoplástica; f_2 : Flores y Alcocer; f_3 : Ruiz y Miranda).

4. Sismo Landers, 1992, Barstow. S_{4y} .

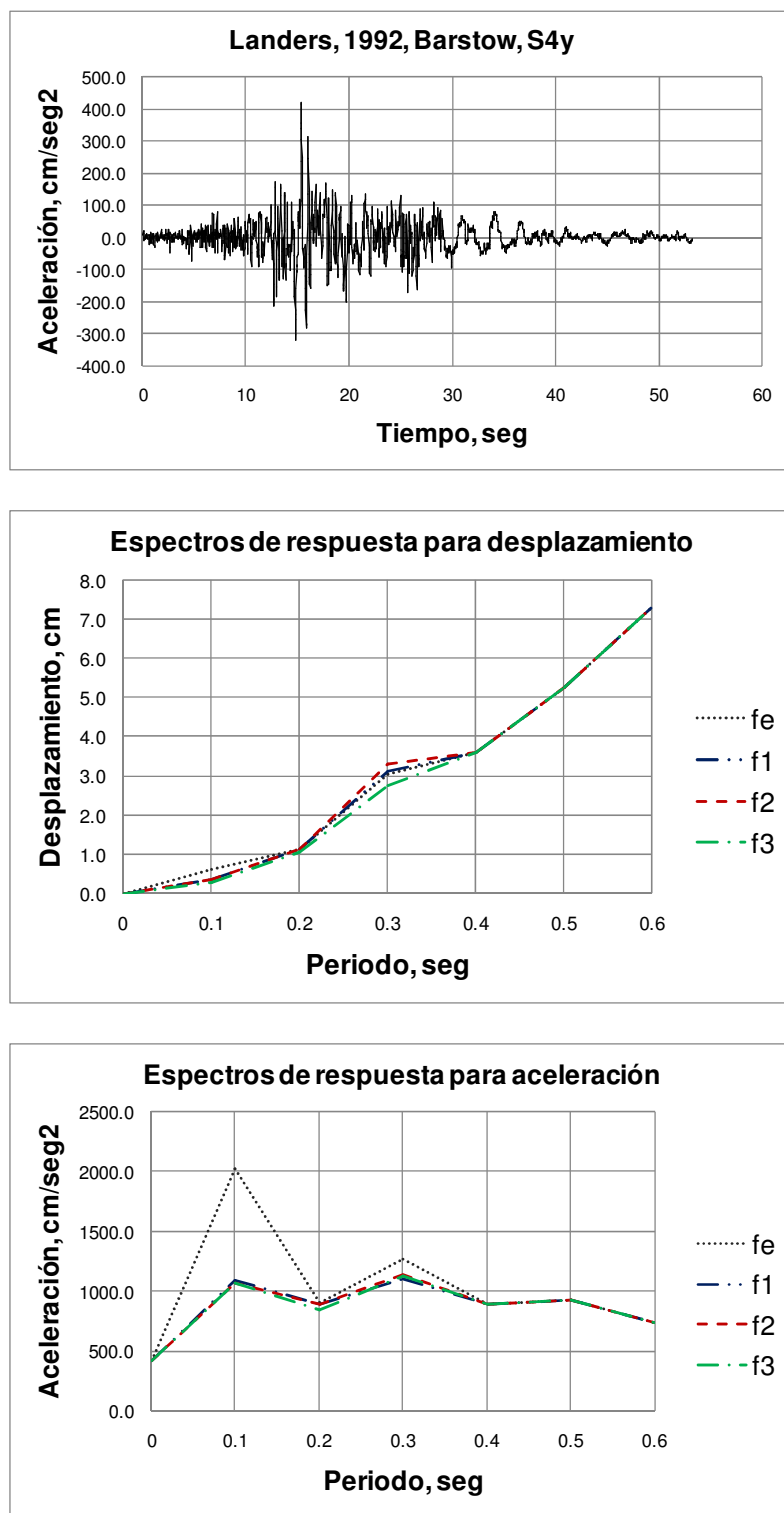


Figura 5.8. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{4y} .
 (fe: función Elástica; f_1 : función Elastoplástica; f_2 : Flores y Alcocer; f_3 : Ruiz y Miranda).

5. Sismo Landers, 1992, Yermo. S_{5x} .

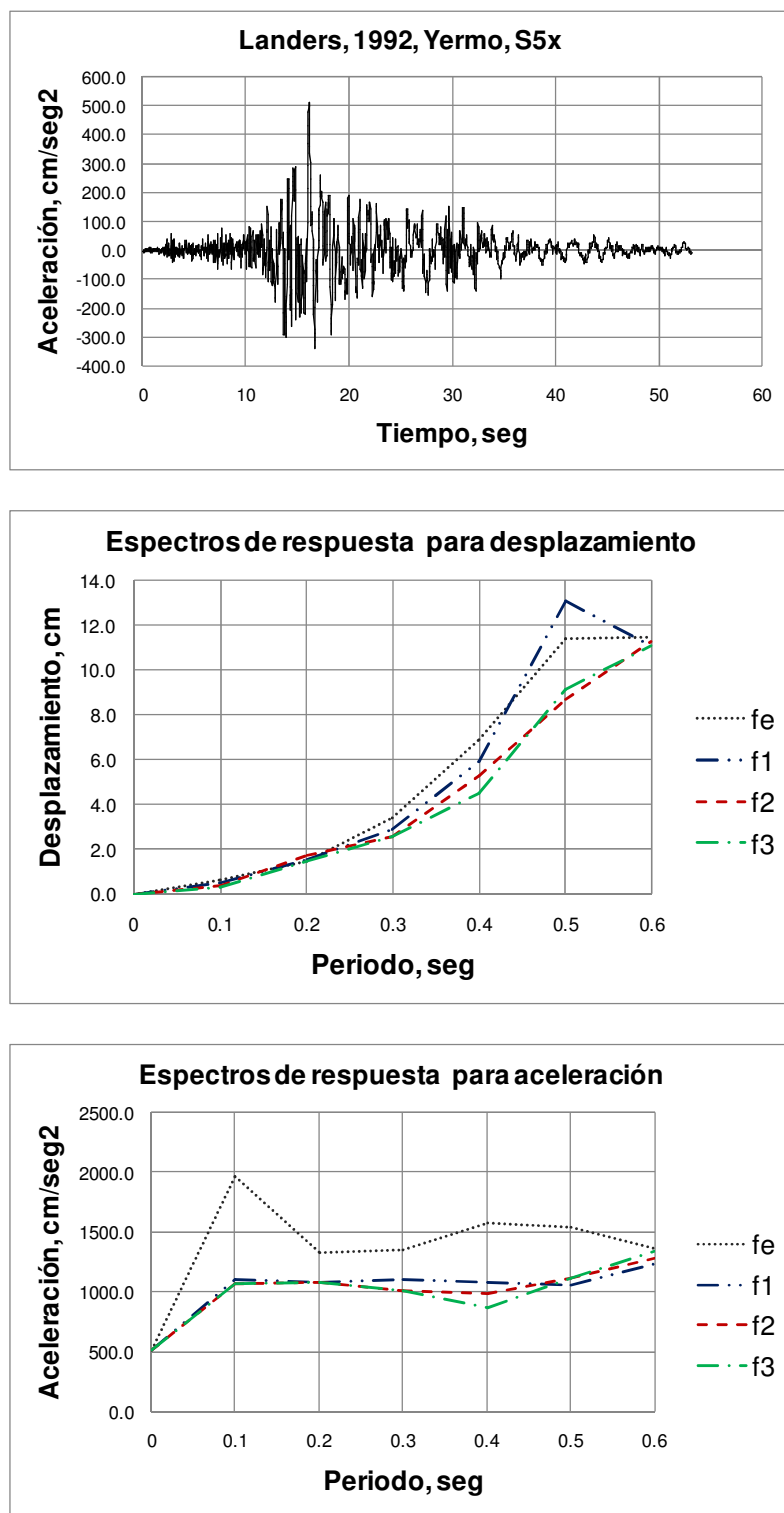


Figura 5.9. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{5x} . (fe: función Elástica; f_1 : función Elastoplástica; f_2 : Flores y Alcocer; f_3 : Ruiz y Miranda).

6. Sismo Loma Prieta, 1989, Gilroy. S_{6y} .

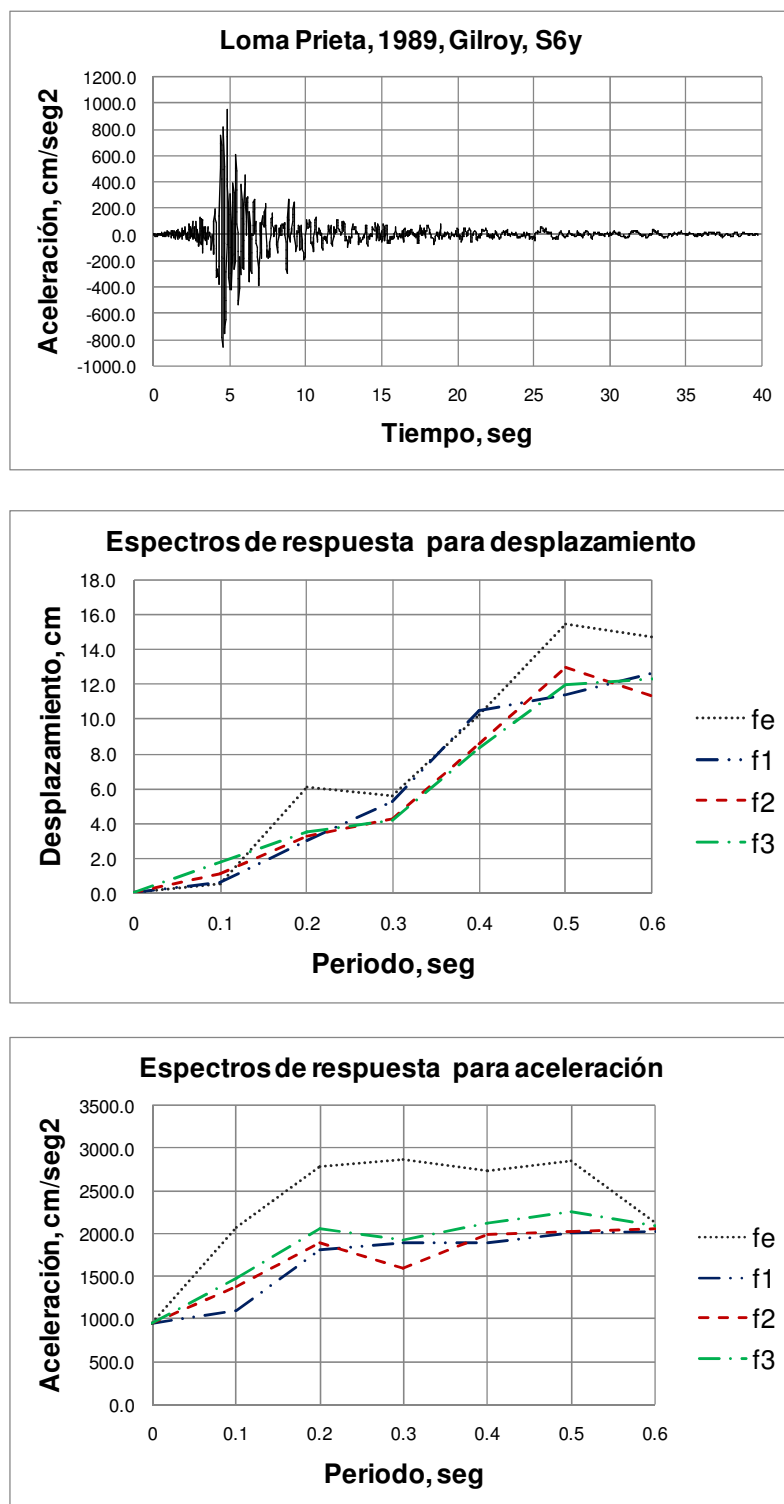


Figura 5.10. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{6y} . (fe: función Elástica; f₁: función Elastoplástica; f₂: Flores y Alcocer; f₃: Ruiz y Miranda).

7. Sismo Northridge, 1984, Newhall. S_{7X} .

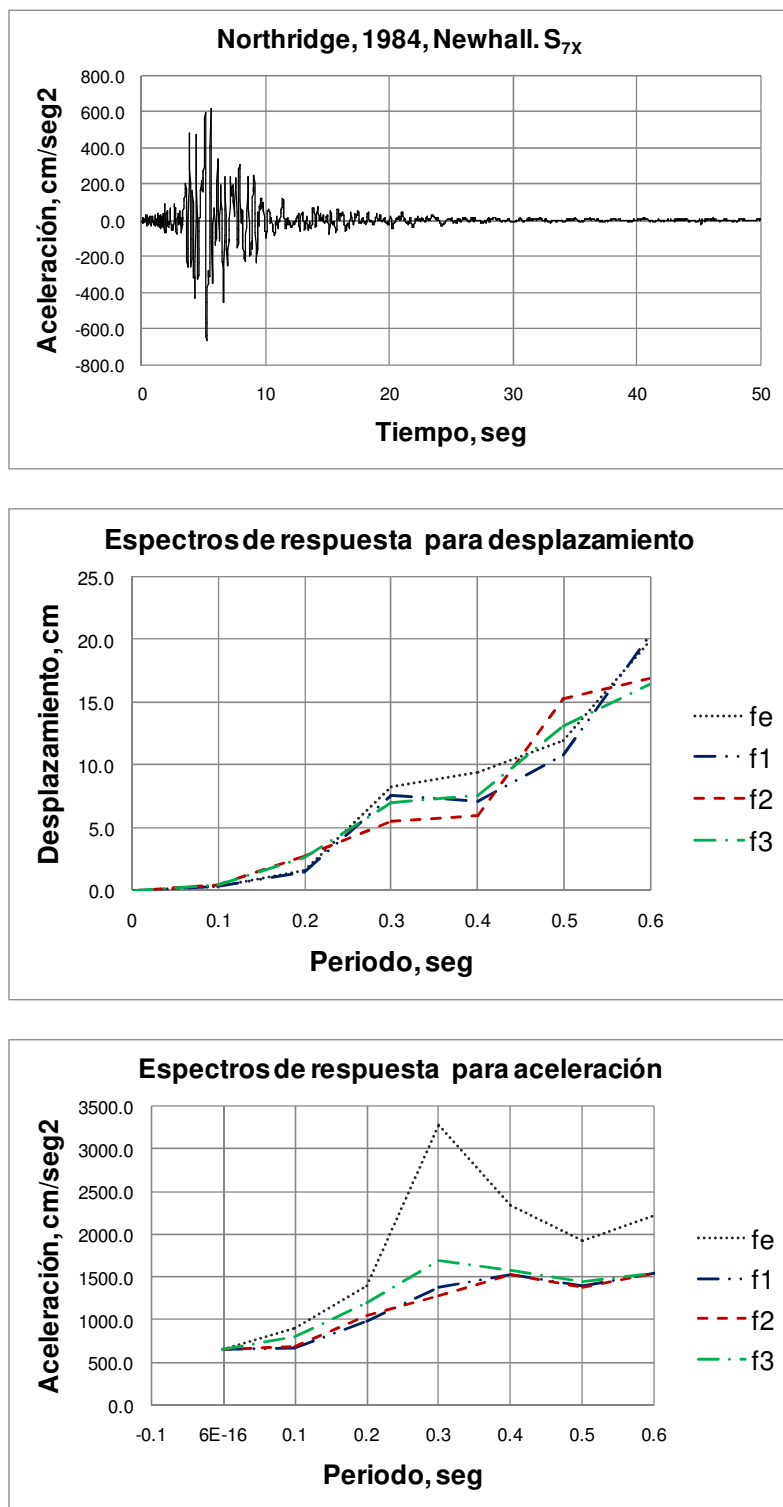


Figura 5.11. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{7X} . (fe: función Elástica; f₁: función Elastoplástica; f₂: Flores y Alcocer; f₃: Ruiz y Miranda).

8. Sismo Northridge, 1994, Rinaldi RS. S_{8Y} .

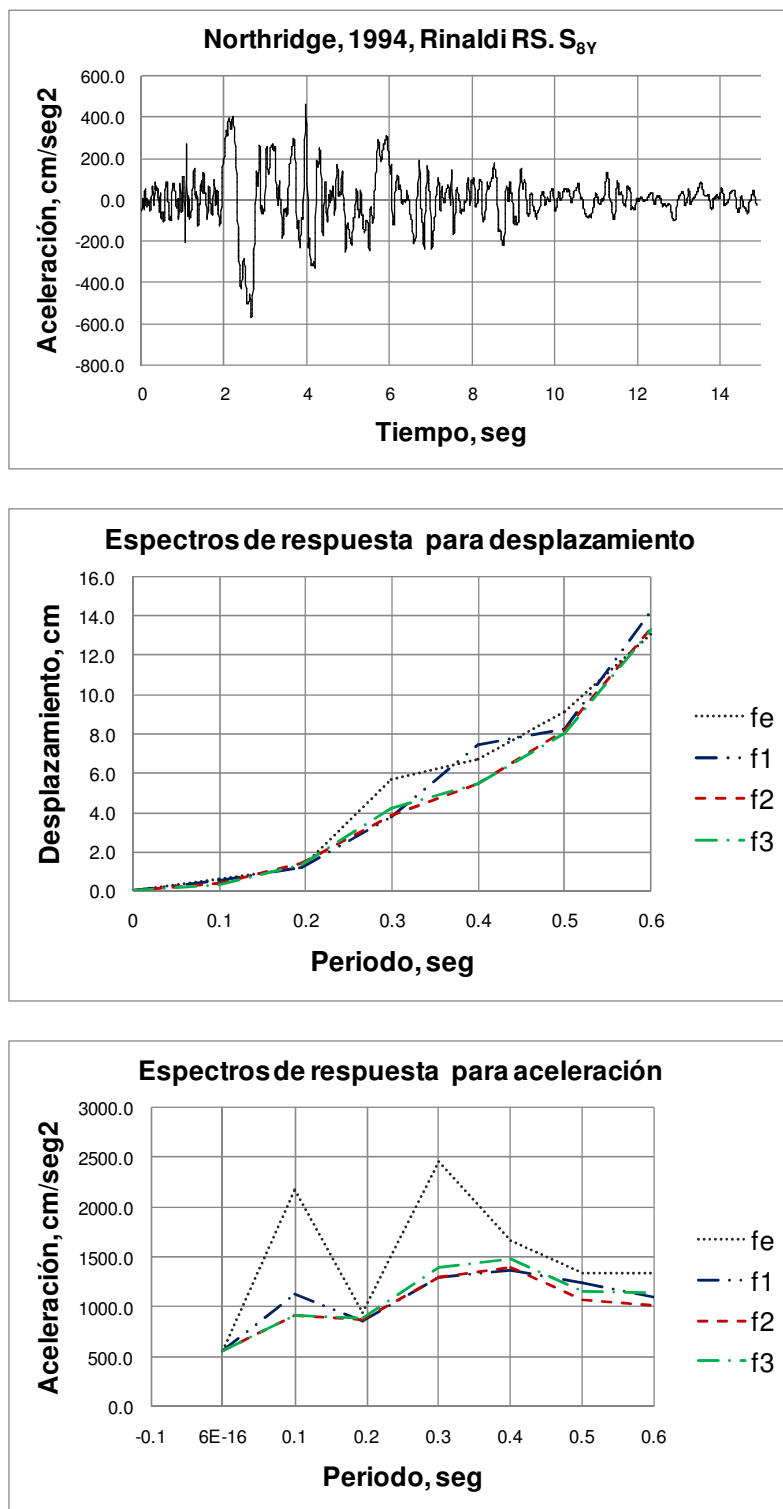


Figura 5.12. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{8Y} . (fe: función Elástica; f₁: función Elastoplástica; f₂: Flores y Alcocer; f₃: Ruiz y Miranda).

9. Sismo Northridge, 1994, Sylmar. S_{9y} .

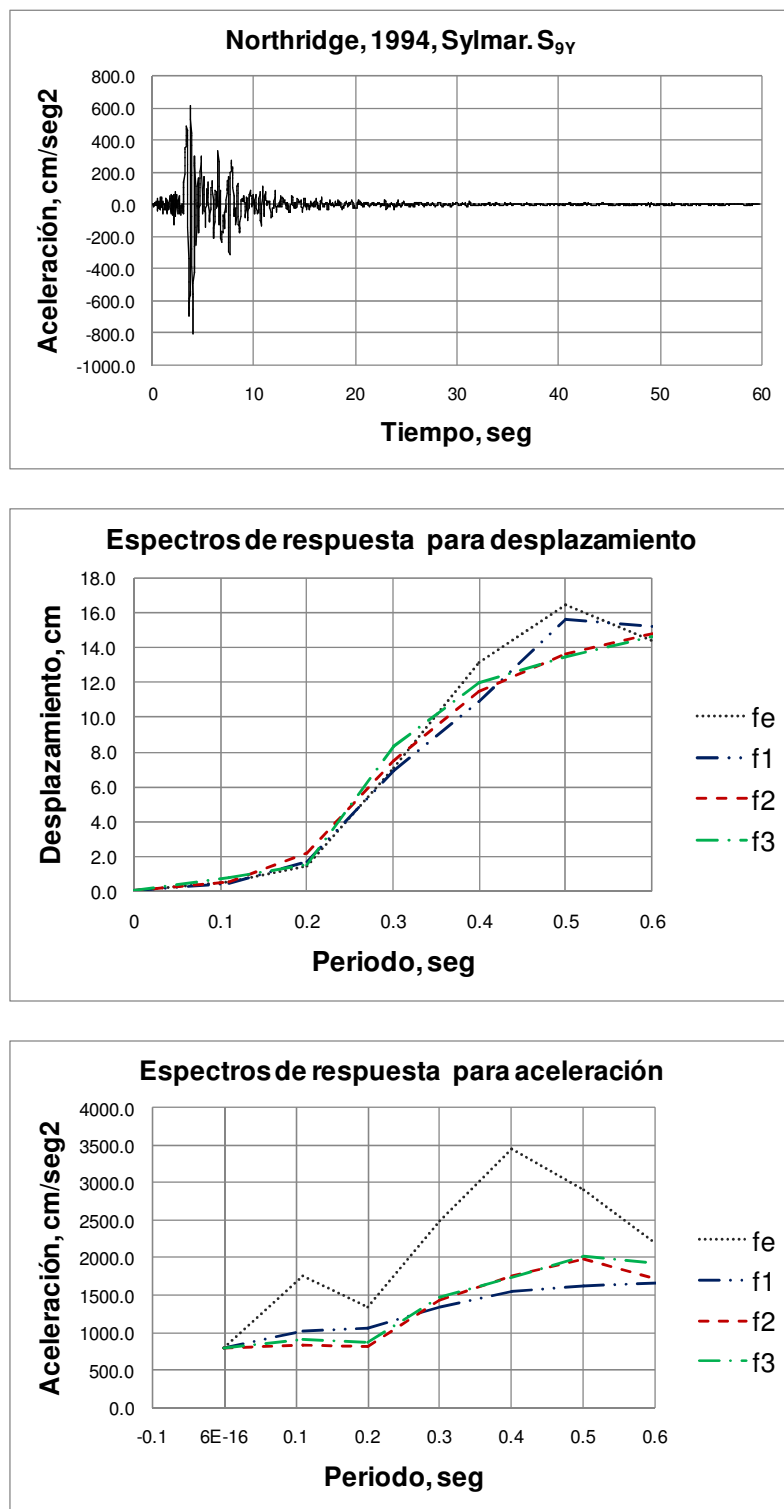


Figura 5.13. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{9y} . (fe: función Elástica; f₁: función Elastoplástica; f₂: Flores y Alcocer; f₃: Ruiz y Miranda).

10. Sismo North Palm Spring, 1986, S_{10x} .

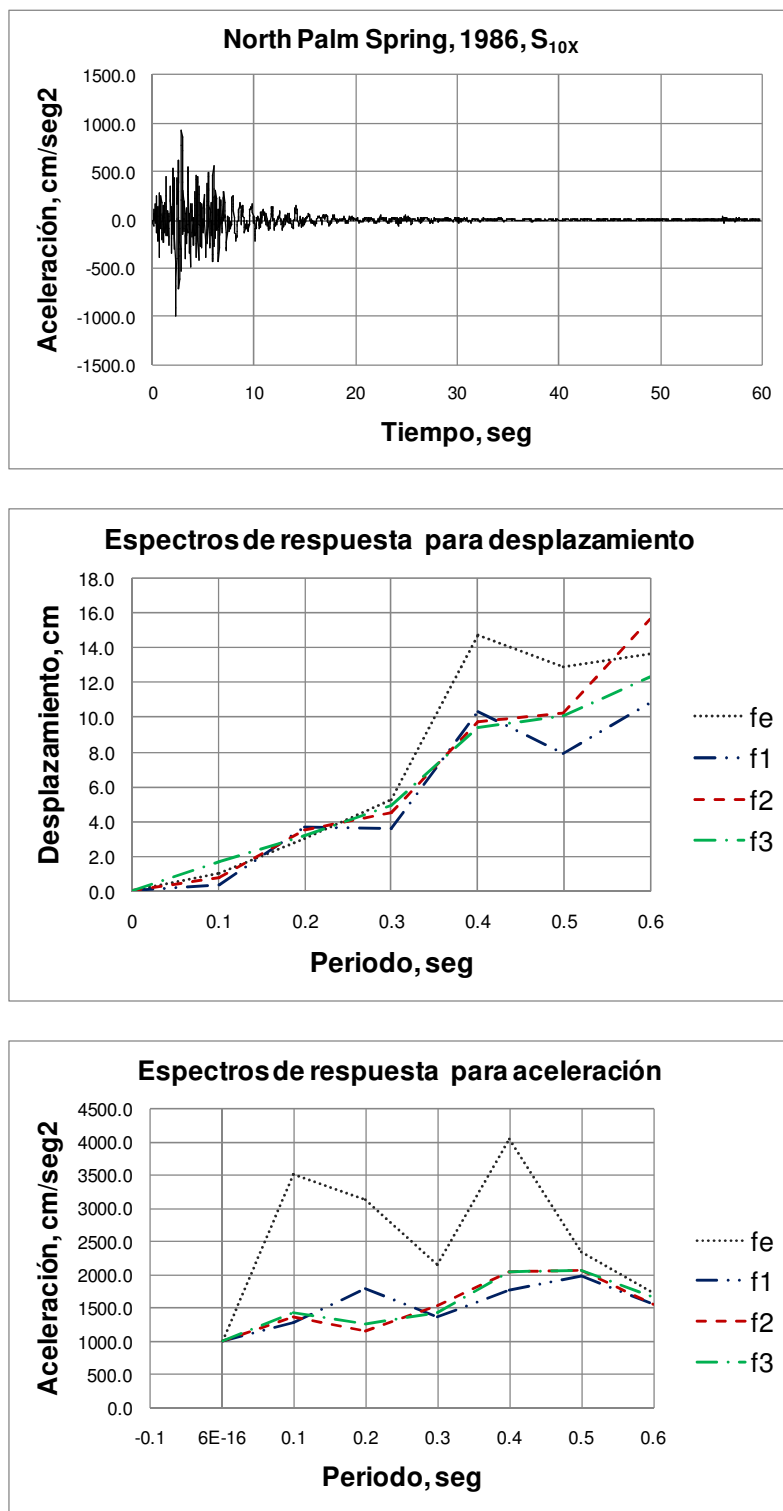


Figura 5.14. Espectros de Respuesta para Cada Modelo Histerético Evaluando el Sismo S_{10x} .
 (fe: función Elástica; f₁: función Elastoplástica; f₂: Flores y Alcocer; f₃: Ruiz y Miranda).

5.6 Conclusiones Parciales.

Se presento un conjunto de 10 eventos sísmicos para sus dos componentes horizontales formando un total de 20 registros. La serie fue empleada debido a que es representativa de algunos otros lugares con actividad sísmica. Para desarrollar los objetivos de este trabajo, fue suficiente con utilizar la componente horizontal que contenía la mayor aceleración.

Por otra parte, se describió el método numérico *corrector predictor Adams-Bashforth-Moulton* para dar solución a la ecuación diferencial que representa al sistema dinámico de un grado de libertad horizontal. Debido a las características ya descritas, éste presenta un mejor desempeño cuando se trata de procesos numéricos no lineales. Una vez que el algoritmo fue automatizado, se procedió al procesamiento de los resultados deduciendo lo siguiente sobre los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento.

Espectros de respuesta de aceleración.

1. Se conocía de antemano que la respuesta generada al emplear la función elástica f_e resultaría notablemente mayor con respecto al resto de las funciones inelásticas f_1 , f_2 y f_3 ; lo anterior debido principalmente a que el límite impuesto por las envolventes genera aceleraciones menores.

2. En base a el análisis de las gráficas, es notable que el método para obtener espectros inelásticos a partir de espectros elásticos mediante el empleo del factor $Q=1.5$ (DDF, 2004), funciona de manera conservadora cuando la resistencia en una estructura es el asunto a solucionar; mas sin embargo, cuando se trata de estudiar el nivel de daño que puede ser generado, este método no ofrece un buen estimado del desplazamiento máximo alcanzado. A pesar de que el factor de comportamiento sísmico no es tema a tratar en esta investigación, resulta útil mencionarlo para justificar el estudio de los principios básicos de las nuevas tendencias de análisis y diseño por desempeño.

3. Ahora bien, en términos generales para las tres funciones inelásticas, se observa que las curvas presentan una semejanza en la forma y valor de la ordenada alcanzada, en casos particulares para algunos registros y determinados periodos, se pierde de manera importante tal similitud. Otro aspecto importante a resaltar, es que en la mayoría de los sismos el modelo elastoplástico $f1$ genera una respuesta conservadora debido a que se mantiene, ya sea por debajo o como un promedio, de las respuesta generados por las funciones $f2$ y $f3$.

Espectro de respuesta de desplazamiento.

1. Para la mayoría de los eventos sísmicos, se observa una notable semejanza en la trayectoria y el valor de la ordenada entre las respuestas generadas por las cuatro funciones f_e , f_1 , f_2 y f_3 . En casos aislados las diferencias son

notables. Un aspecto importante a tener en cuenta, es el nivel de demanda inelástica al que fueron sometidas las funciones, en especial f_2 y f_3 , debido a que demandas cercanas al punto elástico significan desplazamientos semejantes a el comportamiento elástico. Por consiguiente, zonas de curvas que se superponen, ya sean de desplazamiento, velocidad o aceleración, significa que el rango inelástico de las funciones f_1 , f_2 y f_3 no fue alcanzado y se comportaron elásticamente. Situaciones como aceleraciones baja del suelo en combinación con el valor constante de la masa generaron el comportamiento mencionado.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El objetivo del presente trabajo se llevo a cabo logrando consecutivamente el siguiente proceso.

1. Se eligieron tres modelos para muros de mampostería confinada con reglas y parámetros histeréticos diferentes. Para cada uno de estos se describieron paso a paso las reglas y se llevo a cabo la automatización en el lenguaje de programación MATLAB R2012. La implementación permitió observar que el modelo elástico perfectamente plástico es una representación simplificada; el modelo Flores - Alcocer genera aceptable representación en la trayectoria de los lazos histeréticos y finalmente, el modelo Ruiz - Miranda exhibe mayor capacidad de representación en la trayectoria de los lazos histeréticos, degradación cíclica de resistencia y adelgazamiento cerca del origen.

2. Para dar solución a la ecuación diferencial de equilibrio dinámico para un sistema estructural de un grado de libertad horizontal, se eligió el método numérico *corrector predictor Adams-Bashforth-Moulton*. Se describió paso a

paso el funcionamiento y se llevo a cabo la automatización en el lenguaje de programación MATLAB R2012. El funcionamiento correcto se comprobó al superponer resultados con un algoritmo de prueba elaborado para otros fines de investigación en el lenguaje de programación MATHCAD R14.

3. Una vez automatizado el método numérico para el sistema SDOF y las funciones histeréticas, se evaluaron los 10 registros sísmicos para determinar los espectros de respuesta. En términos generales, mediante el estudio de la demandas máximas de las respuestas de desplazamiento y aceleración, se observa que la función simplificada f_1 se comporta de manera conservadora con respecto a las funciones de mayor elaboración f_2 y f_3 . Pero a pesar de lo anterior, en el rango de periodos estudiado se observa gran similitud en la forma y valor de la ordenada alcanzada entre las tres funciones histeréticas inelásticas.

La hipótesis establecida en este trabajo supone que las variaciones entre los espectros de respuesta inelásticos serán significativas. Como se demostró, el empleo de modelos histeréticos simplificados con respecto a los de mayor elaboración en la determinación de demandas máximas para rangos de periodos de hasta $T=0.6$ s, no genera variaciones de consideración; no obstante, se realizará la siguiente recomendación.

Las demandas máximas contenidas en las respuestas de desplazamiento, velocidad y aceleración; pueden ser determinadas aceptablemente mediante el

empleo del modelo simplificado elástico perfectamente plástico, cuando se requiera de importante cantidad de procesamientos y con resultados a una precisión mínima en el rango del periodo. Debido a que los modelos f2 y f3 requieren de ajustes y calibraciones para su funcionamiento que complican el proceso de cálculo; pueden ser empleados cuando se requiera de estudios refinados, de éstos últimos no se tiene duda del tipo de resultados que permiten obtener. Finalmente, cabe recomendar que nuevos modelos histeréticos pueden ser formulados pensando en evitar el tipo de complicaciones mencionadas.

REFERENCIAS

- Aguilar, G. (1997). Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales. Tesis de Licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México. 181 pp.
- Aguilar G., & Alcocer S. (2001). Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales. Informe Técnico ISBN 970-628-610-1. Centro Nacional de Prevención de Desastres. México.
- Alcocer, S. (1997). Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería: Una Revisión. Memorias. XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México, pp. 164-191.
- Alcocer, S., Arias, J., & Flores, L. (2004). Some Developments on Performance-Based Seismic Design of Masonry Structures. Memorias. Taller Internacional Sobre Diseño Sísmico Basado en Desempeño. Bled, Eslovenia.
- Alcocer, S., Flores, L., López-Bátiz, O., Aguilar, G., & Elías, J. (1997). Taller Sobre Investigación Experimental en Estructuras. Memorias IEG/02/97. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Alcocer, S., & Klingner, R., (1994). Masonry Research in the Americas. En: Masonry in the Americas. Estados Unidos: American Concrete Institute, SP 147, pp. 127-169.
- Alcocer, S., Meli, R., Sánchez, T., & Flores, L., (1994). Comportamiento Ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Diferentes Grados de Acoplamiento a Flexión. En: Cuaderno de Investigación No. 17. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Alcocer S., Murià D., & Peña J. (1999). Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada. Series del Instituto de Ingeniería No. 616, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alcocer, S., Sánchez, T., & Meli, R. (1993). Comportamiento de la Estructura Tridimensional de Mampostería Confinada de Dos Niveles del Cenapred. Informe ES/01/93. Centro Nacional de Prevención de Desastres. México.

- Alcocer, S., Sánchez, T., Vázquez, R., & Díaz, R. (1994). Comportamiento Ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Distintos Tipos de Refuerzo Horizontal. En: Cuaderno de Investigación No. 17. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Álvarez, J., & Alcocer, S. (1994). Influencia del Refuerzo Horizontal y de la Relación de Aspecto en Muros de Mampostería Confinada. Memorias. IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, pp. 815-825.
- Arango-Tobón, J. (2005). Soluciones y Avances de las Edificaciones de Mampostería en Colombia. Memorias. IV Simposio Nacional de Edificaciones de Mampostería y Vivienda, Veracruz, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- ASTM (1988). Norma Estadounidense ASTM – E519. Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) Strength in Masonry Assemblages. Estados Unidos: American Society for Testing and Materials.
- ASTM (1991). Norma Estadounidense ASTM – C270. Standard Specification for Mortar for Unit Masonry. Estados Unidos: American Society for Testing and Materials.
- ASTM (1992). Norma Estadounidense ASTM – E447. Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms. Estados Unidos: American Society for Testing and Materials.
- Astroza, M., Delfín, F., Aguila, V., & Muñoz, W. (1992). Evaluación del Comportamiento al Corte de Muros de Albañilería de Bloques de Hormigón. Memorias. IX Jornadas Chilenas del Hormigón. La Serena, Chile, pp. 135-149.
- Astroza, M., Moroni, M., & Navarrete, R. (1991). Análisis No Lineal de Edificios de Albañilería Confinada. Memorias. XXV JSEE, Vol. IV, Brasil.
- Atkinson, R., & Schuller, M. (1993). Evaluation of Injectable Cementitious Grouts for Repair and Retrofit of Masonry. En: Masonry – Design and Construction, Problems and Repair. Estados Unidos: American Society for Testing and Materials, STP 1180, pp. 355-388.
- Bazán, E. (1980). Muros de Mampostería ante Cargas Laterales. Estudios Analíticos. Tesis Doctoral. Universidad Nacional Autónoma de México.

- Blondet, M., Mayes, R., Kelly, T., Villablanca, R., & Klingner, R. (1989). Performance of Engineered Masonry in the Chilean Earthquake of March 3, 1985: Implications for the U.S. Design Practice. Informe 89-2: Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory. The University of Texas at Austin. Estados Unidos.
- Calvi, G., Kingsley, G., & Magenes, G. (1996). Testing of Masonry Structures for Seismic Assesment. Earthquake Spectra. Journal of the Earthquake Engineering Research Institute. Vol. 12, No. 1, pp. 145-162.
- Cheok, G., Stone, W., y Kunnath, S. (1998). Seismic Response of Precast Concrete Frames with Hybrid Connections. ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 5, pp. 527-539.
- CIFI (1990a). Determinación Experimental de las Propiedades de la Mampostería en Correlación con el Ensayo de Muros a Escala Natural. Colombia: Centro de Investigación de la Facultad de Ingeniería. Universidad de Los Andes. Bogotá.
- DDF (1977). Norma Mexicana. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. México: Departamento del Distrito Federal. Gaceta Oficial, 15 de abril.
- DDF (1987). Norma Mexicana. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. México: Departamento del Distrito Federal. Gaceta Oficial, marzo.
- Decanini, L., Payer, A., Serrano, C., & Terzarial, R. (1985). Investigación Experimental Sobre el Comportamiento Sismorresistente de Prototipos a Escala Natural de Muros de Mampostería Confinada. Memorias. Colloquia 85. Buenos Aires, Argentina. Vol. VI, pp. 1541-1572.
- Dei-Poli, S., Di-Prisco, M., & Gambarova, P. (1993). Cover and Stirrup Effects on the Shear Response of Dowel Bars Embedded in Concrete. ACI Structural Journal. American Concrete Institute. Julio-Agosto, pp. 441-450.
- Díaz, R., & Vázquez del Mercado, R. (1995). Respuesta Sísmica de Muros de Mampostería Confinada Reforzados Horizontalmente. Tesis de Licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México, 215 pp.
- Diez R. J. (1987). Estudio Experimental de Muros de Albañilería Sometidos a Carga Lateral Alternada. Tesis de licenciatura, Universidad de Chile, 324 pp.

- Echavarría G., & San Bartolomé A. (1990). Ensayos de Carga Lateral en Muros de Albañilería Confinada. Efectos de la Carga Vertical. Informe Interno. Pontificia Universidad Católica del Perú. Laboratorio de Estructuras.
- EUROCODE 6 (1995). Design of Masonry Structures. Part 1.1: General – Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry, Including Lateral Loading. Bruselas: Comission of the European Communities.
- FEMA P440A (2009). Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response. FEMA P440A Report, prepared by the Applied Technology Council 201 Redwood Shores Parkway, Redwood City, California, 2009.
- Flores, L., (1995). Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada. Tesis de Licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México. 106 pp.
- Gallegos, H. (1991a). Albañilería Estructural Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- GDF (2004). Norma Mexicana. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. México: Gobierno del Distrito Federal. Gaceta Oficial, Octubre 6, 49 pp.
- Hernández, O., & Guzmán, H. (1987). Uso de Aceros de Alto Grado de Fluencia para Confinar Muros de Tabique Rojo. Informe Interno. Laboratorio de Materiales. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Hernández O., y Meli R. (1976). Modalidades de Refuerzo para Mejorar el Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería. Informe No. 382, Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre, 35 pp.
- Herrera, E. (1991). Efectos de la Carga Vertical en el Comportamiento de Muros de Albañilería Reforzada Sometidos a Carga Lateral Alternada. Tesis de Licenciatura. Universidad de Chile.
- Hun, Y., Sang Whan Han, And Li-Hyung Lee, (1999). Effect of Hysteretic Models on the Inelastic Design Spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- ININVI, (2003). Norma Técnica Peruana. Reglamento E.070MV-Albañilería-2006. Resolución Ministerial N° 011-2006-Vivienda.
- INN, (2003). Norma Chilena Oficial. Albañilería confinada – Requisitos de diseño y cálculo. Segunda edición 2003.

- INPRES–CIRSOC, (1991). Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes. Construcciones de mampostería. Edición Agosto de 1991.
- Meli, R. (1974). Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería. Tesis Doctoral. Universidad Nacional Autónoma de México. 154 pp.
- Meli, R. (1979). Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería. 2ª edición, corregida y aumentada. Informe No. 352. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. 141 pp.
- Meli, R., & Reyes, G. (1971). Propiedades Mecánicas de la Mampostería. Informe No. 288. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Miranda E. (1993). Site-dependent Strength Reduction Factors. Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.12, pp.3503-3519.
- Miranda, E. (1999). Comportamiento Mecánico de la Mampostería No Reforzada. En: Edificaciones de Mampostería para Vivienda. México: Fundación ICA, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural y Universidad Autónoma del Estado de México.
- Moroni, M., Astroza, M., & Tavonatti, S. (1994). Nonlinear Models for Shear Failure in Confined Masonry Walls. The Masonry Society Journal, 12 (2): 72-77.
- Nassar, A., and Krawinkler, H. (1991). Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems. Report No. 95, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, CA.
- Navarrete, R. (1991). Modelo No Lineal de Muros de Albañilería Confinada con Pilares y Cadenas de Hormigón Armado. Tesis de Licenciatura. Universidad de Chile.
- Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1973). Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design. Building Research Series No.46, National Bureau of Standards, U.S. Dept. of Commerce, Washington, pp.209-236.
- ONNCCE (2002). Proyecto de Norma Mexicana para la Determinación de la Resistencia de Mampostería de Barro y de Concreto. México: Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S. C.
- Orús, F. (1977). Materiales de Construcción. Madrid, España; Editorial Dossat, S.A.

- Pastorutti A., & San Bartolomé A. (1990). Ensayos de Carga Lateral en Muros de Albañilería Confinados. Efectos del Refuerzo. Informe Interno. Pontificia Universidad Católica del Perú. Laboratorio de Estructuras.
- Paulay, T., & Priestley, M.J.N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Nueva York, Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.
- Pineda J.A. (1996). Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada, Tesis de maestría, DEPFI, UNAM, enero, 175 pp
- Riddell, R. and Newmark, N. M. (1979). Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes. Structural Research Series No. 468, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana.
- Ruiz, J., & Miranda, E. (2003). Evaluación de los Factores de Reducción de Resistencia por Ductilidad para Estructuras de Mampostería Cimentadas en Terreno Firme. Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, No. 69, pp. 1-23.
- Sánchez, T., Flores, L., & Alcocer, S. (1996). Estudio experimental sobre una estructura de Mampostería Confinada Tridimensional Construida a Escala Natural y Sujeta a Cargas Laterales. Memorias. X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. México, pp. 909-918.
- Tomazevic, M., & Lutman, M. (1996). Seismic Behavior of Masonry Walls: Modeling of Hysteretic Rules. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 9, Septiembre, pp. 1048-1054
- Tomazevic, M., Lutman, M., & Petkovic, L. (1996). Seismic Behavior of Masonry Walls: Experimental Simulation. Journal of Structural Engineering, Vol 122, No.9, Septiembre, pp. 1040-1047
- Tomazevic, M., & Zarnic, R. (1986). The Behavior of Horizontally Reinforced Masonry Walls Subjected to Cyclic Lateral In-Plane Load Reversals. Memorias. 8ª Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica, Vol.4, pp. 7.6/1-7.6/8. Lisboa, Portugal.
- Torrealva, D., & Macciotta, A. (1986). Influencia de la Esbeltez en la Resistencia al Corte de la Albañilería Confinada. Memorias. VI Congreso Nacional de Ingeniería Civil, pp. 243246. Perú.

- Zepeda, J., Pineda, J., & Alcocer, S. (1996). Comportamiento Ante Cargas Laterales de Muros de Mampostería Confinada Reforzados con Malla Electrosoldada. Memorias. X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. México, pp. 919-925.
- Flores, L., (1995). Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada. Tesis de Licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México. 106 pp.
- GDF (2004). Norma Mexicana. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. México: Gobierno del Distrito Federal. Gaceta Oficial, Octubre 6, 49 pp.
- Ruiz, J., & Miranda, E. (2003). Evaluación de los Factores de Reducción de Resistencia por Ductilidad para Estructuras de Mampostería Cimentadas en Terreno Firme. Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, No. 69, pp. 1-23.
- GDF (2004). Norma Mexicana. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. México: Gobierno del Distrito Federal. Gaceta Oficial, Octubre 6, 49 pp.
- Chávez, G. J. (2009). No Linear Torsional Behavior of Buildings Under Earthquake Ground Motions. Thesis Degree of Doctor, Illinois Institute of Technology; Chicago, Illinois. December 2009.
- Iserles, A. (2009). A First Course in the Numerical Analysis of Differential Equations. Department of Applied Mathematics and Theoretical Physics University of Cambridge. New York.

APÉNDICES

APÉNDICE A

HISTORIA DE CARGA EXPERIMENTAL

PARA EL MURO M-1/4-E6

A.1 Introducción

Se presenta la historia de carga experimental del muro M1/4E6 aplicada de acuerdo al protocolo de ensayo recomendado en las Normas Técnicas Complementarias del D.F., en su apartado A.7 para estructuras de mampostería. Los valores numéricos serán de utilidad en caso de llevar a cabo el funcionamiento de los modelos descritos en el capítulo 3.

0	-0.4071425	0.4821425	-1.52551
0.011225	-0.45306	0.735205	-1.2418375
0.0086725	-0.4933675	0.85306	-0.9448975
-0.0071425	-0.538775	0.961735	-0.6736925
-0.0158175	-0.5173475	0.97653	-0.4714275
-0.02704	-0.510715	0.85153	-0.0040825
-0.0204075	-0.460715	0.736735	0.4785725
-0.009695	-0.409695	0.4938775	0.734695
-0.02565	-0.3336725	0.34847	0.984695
0.0035725	-0.1785725	-0.00051	1.47704
0.0173475	-0.07296	-0.2408175	1.6
0.036735	-0.0051025	-0.485715	1.72704
0.0576525	0.1204075	-0.739795	1.85255
0.0785725	0.2464275	-0.862755	1.9698975
0.0668375	0.3586725	-0.984695	2.0678575
0.05051	0.412755	-0.987245	2.09898
0.0306125	0.4591825	-0.9198975	2.0683675
0.013775	0.4831625	-0.725	1.9816325
-0.0178575	0.4795925	-0.4561225	1.85
-0.07194	0.45	-0.239795	1.7178575
-0.09745	0.40102	-0.0061225	1.4801025
-0.1091825	0.32755	0.4801025	0.8438775
-0.1316325	0.2551025	0.740305	0.3173475
-0.1214275	0.0816325	0.960205	0
-0.09898	-0.0948975	1.0918375	-0.4938775
-0.061225	-0.2438775	1.214795	-0.989795
-0.0256725	-0.3683675	1.3459175	-1.238265
-0.009695	-0.414285	1.39796	-1.4908175
0.010715	-0.464285	1.4714275	-1.7561225
0.025	-0.486735	1.5448975	-2.0168375
0.0423475	-0.47653	1.47653	-2.063265
0.063265	-0.42755	1.3464275	-2.0183675
0.0836725	-0.3306125	1.225	-1.8321425
0.07296	-0.2443875	0.9821425	-1.7158175
0.0566325	-0.1566325	0.6081625	-1.4566325
0.040305	-0.0091825	0.22398	-1.0641525
0.02398	0.2301025	-0.0081625	-0.686225
0.0040825	0.3556125	-0.3040825	-0.662245
-0.0209175	0.4821425	-0.489285	-0.3586725
-0.04745	0.613265	-0.736735	0.038265
-0.07602	0.736225	-0.9841825	0.3704075
-0.10204	0.8566325	-1.12449	0.72602
-0.1321425	0.9198975	-1.2454075	0.9688775
-0.12194	0.9673475	-1.3806125	1.22704
-0.10204	1.011225	-1.4954075	1.47806
-0.0811225	0.9841825	-1.57245	1.72704
-0.0540825	0.961735	-1.4576525	1.85204
-0.027225	0.912245	-1.24745	1.9683675
-0.02617	0.7908175	-0.9586725	2.014795
-0.02617	0.62398	-0.64694	1.9831625
0.02653	0.3556125	-0.486735	1.859695
0.07755	-0.10306	-0.0341825	1.613265
0.1331625	-0.2423475	0.310205	0.99745
0.213265	-0.488265	0.725	0.913265
0.2948975	-0.614795	0.97602	0.359695
0.37347	-0.761735	1.2168375	-0.02449
0.42551	-0.84796	1.361225	-0.37194
0.4811225	-0.9091825	1.4841825	-0.739795
0.52755	-0.9561225	1.5040825	-0.987755
0.5198975	-0.9841825	1.3918375	-1.2418375
0.49796	-1.07296	1.3301025	-1.4908175
0.4688775	-1.07347	1.2193875	-1.7443875
0.4051025	-1.04898	0.9836725	-1.8688775
0.340305	-0.99949	0.5566325	-1.9811225
0.22806	-0.8704075	0.010205	-2.0295925
0.111735	-0.725	-0.4938775	-2.00051
0.010205	-0.4295925	-0.7576525	-1.8918375
-0.1163275	-0.134695	-0.988775	-1.737245
-0.24745	-0.0040825	-1.2438775	-1.4928575
-0.3209175	0.2331625	-1.489285	-1.12185

-1.1168375	-2.236225	-1.8959175	-3.5066325
-0.4959175	-1.7306125	-1.2336725	-3.99745
0.0168375	-1.48855	-0.6188775	-4.25051
0.4811225	-1.4816325	0.0168375	-4.50306
0.739285	-1.24796	1.0591825	-4.5933675
0.9959175	-0.5943875	2.0056125	-4.49745
1.2301025	0.012755	2.5076525	-4.239285
1.4811225	0.47602	2.7331625	-3.9943875
1.72602	1.0204075	2.875	-3.511735
1.9801025	1.4816325	3.00204	-3.2806125
2.1061225	1.9816325	3.139795	-2.4816325
2.22449	2.236225	3.2295925	-1.465305
2.3806125	2.4	3.3673475	0.035715
2.4790825	2.487755	3.4841825	1.489795
2.5540825	2.760715	3.60306	2.975
2.488775	2.87755	3.7459175	3.7433675
2.360205	2.9816325	3.912755	4.485715
2.2408175	3.1423475	3.89949	4.7923475
1.9841825	3.1188775	3.89694	4.987245
1.761735	2.9918375	3.7341825	-0.1295925
1.27551	2.70153	3.4913275	
0.7341825	2.485205	3.2418375	
0.35306	2.210715	2.988265	
-0.015305	0.938775	1.87194	
-0.37551	0.4918375	0.710715	
-0.737245	-0.011735	-0.02296	
-1.014285	-0.490305	-0.987755	
-1.339795	-0.986225	-1.984695	
-1.514795	-1.4918375	-2.4923475	
-1.75306	-1.99694	-2.988775	
-1.9933675	-2.2540825	-3.12296	
-2.24847	-2.4943875	-3.2571425	
-2.37296	-2.7408175	-3.37296	
-2.485715	-2.9933675	-3.4928575	
-2.585205	-3.2301025	-3.62551	
-2.564795	-3.215305	-3.7566325	
-2.4943875	-3.111735	-3.89847	
-2.363775	-2.9658175	-3.8693875	
-1.94898	-2.411735	-3.7433675	
-1.712245	-1.964285	-3.484695	
-1.4908175	-1.290305	-3.1336725	
-1.238775	-0.612245	-2.97602	
-0.7418375	0.011735	-2.5821425	
-0.3571425	0.5438775	-1.47653	
0.013265	0.9811225	0.02245	
0.4964275	1.49796	0.99796	
0.9709175	1.988265	1.5576525	
1.4811225	2.5183675	2.0188775	
1.7326525	2.7290825	2.59898	
1.97602	2.9836725	3.010715	
2.239795	2.990305	3.4933675	
2.475	2.864285	3.7326525	
2.5540825	2.4933675	4.0168375	
2.4918375	2.1913275	4.17653	
2.235715	1.8698975	4.2448975	
1.9959175	1.7454075	4.362245	
1.4709175	1.3964275	4.4836725	
1.14745	0.611735	4.3943875	
0.488775	-0.0193875	4.2459175	
-0.012755	-0.4954075	3.77245	
-0.52602	-0.9826525	3.4923475	
-0.989285	-1.5051025	2.92194	
-1.487245	-1.987245	1.89847	
-1.989285	-2.5	1.49796	
-2.238775	-2.77194	0.739795	
-2.3668375	-2.9923475	-0.013265	
-2.486225	-3.0591825	-1.0336725	
-2.59898	-3.0209175	-2.010205	
-2.57398	-2.664285	-2.49898	
-2.4938775	-2.2438775	-2.9933675	

RESUMEN AUTOBIOGRÁFICO

Jafet Jair Escobar Martínez

Candidato para el Grado de

Maestro en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural

Tesis: EFECTO SÍSMICO DE TRES MODELOS HISTERÉTICOS PARA MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN LOS ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICOS.

Campo de Estudio: Dinámica Estructural (Ingeniería Sísmica).

Biografía:

Datos Personales: Nacido en La Paz, Baja California Sur, México, el día 26 de Diciembre de 1980, hijo de Arturo Escobar Hernández y Celia Martínez Luevano.

Educación: Egresado del Instituto Tecnológico de La Paz, grado obtenido de Ingeniero Civil, titulado en Octubre del 2005, con el proyecto "Espectros Locales de Diseño Sísmico para Obras Civiles en la Región de La Paz, B.C.S., México", realizado en colaboración con el Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE), unidad La Paz. Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural (agosto del 2007 a diciembre del 2010).

Experiencia Profesional: Desarrollo de diversos proyectos de ingeniería estructural en colaboración con asociados (octubre del 2005 hasta la actualidad). Becario de tiempo completo en el Instituto de Ingeniería Civil para desarrollar un primer proyecto de tesis para obtener el grado de maestría en ciencias (octubre del 2008 a octubre del 2010. Proyecto concluido pero no presentado por motivos fuera del alcance del becario). Trabajador auxiliar en el departamento de Estructuras y Peritajes del Instituto de Ingeniería Civil de la U.A.N.L.(septiembre del 2013 hasta la actualidad)