



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA,
UNIDAD ZACATENCO, SECCIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO E INVESTIGACION**

**COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA: CALIBRACION DE
UN MODELO NO-LINEAL DE ELEMENTOS FINITOS, UTILIZANDO
OPENSEES**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN CIENCIAS
EN ESTRUCTURAS**

P R E S E N T A

OLUSOLA JOSEPH IDOWU

DIRECTOR EXTERNO

DR. JUAN JOSE PEREZ-GAVILAN ESCALANTE

DIRECTOR INTERNO

DR. FRANCISCO CASANOVA DEL ANGEL



MÉXICO D. F.

Octubre de 2008



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

SIP-14

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D.F. siendo las 18:00 horas del día 17 del mes de Septiembre del 2008 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A.-U.Z. para examinar la tesis de grado titulada: "COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA: CALIBRACIÓN DE UN MODELO NO-LINEAL DE ELEMENTOS FINITOS, UTILIZANDO OPENSEES".

Presentada por el alumno:

IDOWU

Apellido paterno

OLUSOLA JOSEPH

Nombre(s)

Con registro:

B	0	4	1	3	2	4
---	---	---	---	---	---	---

aspirante de:

MAESTRO EN CIENCIAS EN ESTRUCTURAS

Después de intercambiar opiniones los miembros de la Comisión manifestaron **SU APROBACIÓN DE LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Director de tesis

Externo

Juan José Pérez Gavilán Escalante
 DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

Director de tesis
 Interno

Francisco Casanova del Ángel
 DR. FRANCISCO CASANOVA DEL ANGEL

Héctor Aureliano Sánchez Sánchez
 DR. HÉCTOR AURELIANO SÁNCHEZ SÁNCHEZ

Esteban Flores Méndez
 DR. ESTEBAN FLORES MENDEZ

Ramsés Rodríguez Rocha
 DR. RAMSÉS RODRÍGUEZ ROCHA

M. C. Pino Durán Escamilla
 EL PRESIDENTE DEL COLEGIO

M. C. PINO DURÁN ESCAMILLA



SECCIÓN DE ESTUDIOS DE
 POSGRADO E INVESTIGACIÓN



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESION DE DERECHOS

En la Ciudad de Mexico el día 20 del mes de septiembre del año 2008, el que suscribe Olusola Joseph Idowu alumno del Programa de Maestria en Ciencias con Especialidad en Estructuras con número de registro B041324, adscrito a la Escuela Superior de Ingenieria y Arquitectura, Unidad Zacatenco, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección de los Dr. Juan Jose Perez-Gavilan Escalante (Director Externo) y Dr. Francisco Casanova del Angel (Director Interno) y cede los derechos del trabajo intitulado: *“Comportamiento de muros de mamposteria: Calibracion de un modelo no-lineal de elementos finitos, utilizando OpenSees, al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación”*.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección *“shola3_99@yahoo.com”*. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

Olusola Joseph Idowu

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a:

- Dios todo poderoso
- Nigeria, mi querido país
- Embajada de Nigeria, Mexico
- Mexico donde estoy por casi 8 años
- Mi Familia (La familia de Oyebo-Ogungbile-Idowu): Sr. Idowu Ogungbile (Padre R.I.P.), Sra. Iyalase Idowu (Madre), Sr. Ajibade Idowu (hermano), Sra. Tejumola Daramola nee Idowu (hermana), Sra. Abeke Abiodun nee Idowu (hermana) y Ing. Oyewole Idowu (hermano).
- Profesores o maestros desde la primaria hasta la maestría.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco mucho a:

- Dr. Juan José Pérez Gavilán del Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de Mexico, UNAM, por su inspiración para esta tema, su tiempo para guía el trabajo, motivación para concluir el trabajo, su apoyo y del instituto de ingeniería para viajar a la universidad de California, Berkeley para talleres sobre el software OpenSees.
- Dr. Francisco Casanova del Angel, el director interno de mi tesis por sus guías, apoyos y paciencia durante este trabajo.
- Miembros de Jurado por sus tiempos para revisar el trabajo y sus observaciones para mejorar este trabajo. Los miembros de jurado son:
 - i. Dr. Francisco Casanova del Angel
 - ii. Dr. Juan Jose Pérez Gavilán Escalante
 - iii. Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez, quien es también mi consejero académico durante la maestría.
 - iv. Dr. Ramses Rodríguez Rocha
 - v. Dr. Esteban Flores Mendez
- Todos mis profesores de Instituto Politécnico Nacional, ESIA, Zacatenco, Mexico por enseñarme.
- Mi esposa, Oluwatoyin Alake Idowu y mi hijo Oluwarotimi Joshua Idowu por sus apoyos morales durante el estudio y desarrollo de este trabajo
- Todos mis amigos y compañeros de escuela por su amistad y apoyo siempre.
- Dr. Ernesto Sánchez Sánchez del departamento de matemática educativa, CINVESTAV, IPN, quien fue un fuente de motivación y enseñanza de la necesidad e importancia de terminar este trabajo.
- Dra. Silvia Mazzoni de la Universidad de California, Berkeley por su invitación a un taller de OpenSees, gratuitamente en Junio de 2007.

*“For with God nothing shall be impossible”. Luke 1:37
(Holy Bible, King James Version)*

*If you think you are beaten, you are.
If you think you dare not, you don't.
If you like to win but you think you can't,
It is almost certain you won't.*

*Life's battles don't always go
To the stronger or faster man,
But soon or late the man who wins
Is the man WHO THINKS HE CAN!*

RESUMEN

El comportamiento de muros de mampostería ha sido estudiado experimentalmente por muchos investigadores. Sin embargo, sigue el problema de predecir cómo se comporta un muro de mampostería bajo diferentes excitaciones.

Es importante mencionar que algunos modelos son muy simplificados y no dan el comportamiento real de muro en rangos inelásticos. Por otro lado, los modelos e instrumentos que dan un comportamiento más cerca al comportamiento de muros de mampostería observado y estudiado experimentalmente, son muy complejos y no sirven en la práctica.

En el capítulo uno se resume los comportamientos de muros de mampostería observados y estudiados. Se presentan también los modelos e instrumentos o métodos existentes para analizar un muro de mampostería. Se presenta los pasos típicos para realizar un estudio experimental de un muro de mampostería como un marco de referencia o guía para seguir en la simulación de un muro similar con y los parámetros que deben medirse en una simulación. El capítulo termina con modelos de comportamientos de mampostería que sirven como referencia.

Se presenta en el capítulo dos el software OpenSees, Open System for Earthquake and Engineering Simulation, como un instrumento para simular el comportamiento de muros de mampostería. Se modela un muro como una viga-columna con plasticidad distribuida que en un lado es basada en fuerza y por otro en desplazamiento. Mientras que hay modelos existentes en OpenSees para concreto y acero, se adaptan cuatro modelos de materiales existentes para la mampostería. Los modelos de los elementos propuestos se construyeron analíticamente con todas las propiedades; dimensiones, materiales y cargas. Finalmente se realizan tres tipos de análisis: gravedad, push over sostenida y cíclica o reversible.

El comportamiento a flexo-compresión de un muro de mampostería confinado puede representarse en forma satisfactoria mediante un modelo de elemento viga columna en flexo-compresión.

Esto se logro utilizando para el concreto los materiales Conrete01 y concreto02 para el recubrimiento y zona confinada respectivamente, para el acero, el material steel01 y para la mampostería los materiales EPP y Epp gap.

La degradación por cortante no pudo modelarse adecuadamente con los materiales previstos en el OpenSees a la fecha.

ABSTRACT

The behaviour of masonry walls has been studied experimentally by several researchers. However there are still problems in predicting the behaviour of such walls under different types of excitation sources.

It is important to mention that some models are over simplified that they cannot reproduce the real inelastic behaviour of masonry walls. On the other hand, some models and instruments that accurately measure the behaviour of the wall are complex and impractical.

The first chapter of this study is a summary of the behaviour of masonry walls as observed and studied. It also contains a summary of models, instruments and existing methods for analyzing such structures. Standard steps of carrying out a laboratory test on masonry wall are also presented as a guide or frame work for the simulation of a similar wall using OpenSees.

The software, Open System for Earthquake and Engineering Simulation, OpenSees, as a possible instrument to simulate the behaviour of masonry wall is presented in the second chapter. A confined masonry wall is also modeled as two distinct beam column elements with distributed plasticity which on one hand is force based and on the other hand is displacement based. The first beam column element is flexo-compression based model and the other a shear based model. While there are existing material models for concrete and steel, four existing material models with similar characteristics as masonry are adapted as models for the material. The proposed element models are built analytically with all their properties; dimensions, materials and applied forces. Finally three types of analyses; gravitational, sustained push over and cyclic push over are performed.

The results of the analyses are contained in chapter three.

The results show that the flexo-compression and the shear forces based models exhibit the observed characteristics of masonry wall under flexion and shear forces respectively but not with expected accuracy when compared to the experimental and analytical results; this may be due to some approximate parameters used in the simulation.

The flexo-compression behavior of a confined masonry wall can be simulated satisfactorily through the beam column element model.

This was achieved using the following material models: Concrete01 and concrete02 for the cover and confined concrete respectively in the concrete elements, steel01 for the reinforcing bars and for the masonry Epp and Epp Gap.

The strength degradation by shear could not adequately be modeled by any existing material model in the OpenSees library.

COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA: Calibración de un modelo no-lineal de elementos finitos, utilizando OPENSEES

Contenido

	Página
Abstract	
Resumen	
Dedicatória y agradecimientos	
Contenido	i
Lista de figuras e imagines	v
Lista de tablas	vii
Capítulo I: Introducción	1
I.0. Resumen	1
I.1. Antecedentes	2
I.2.0. Comportamiento de muros de mampostería	3
I.3.0. Materiales para mampostería y su comportamiento	3
I.3.1. Las piezas	3
I.3.1.1 Resistencia a la compresión	3
I.3.2. Morteros	5
I.3.2.1. Resistencia de mampostería a compresión: ensayos de pilas	6
I.3.2.2. Módulo de elasticidad de mampostería	7
I.3.2.3. Comportamiento de mampostería a cortante: ensayos de muretes	8
I.3.2.4. Módulo de cortante de mampostería	9
I.3.3. Acero de refuerzo	9
I.3.4. Concreto	11
I.3.5. Dalas y castillos	11
I.4.0. Tipos de muros	12
I.4.1. Muros diafragma o marco-muro	13
I.4.2. Muros de mampostería confinada	14
I.4.3. Mampostería confinada y reforzado con refuerzos horizontales	16
I.5.0. Mecanismos de falla de mampostería	17
I.6.0. Estudios sobre mampostería	20
I.6.1. Estudios experimentales	20
I.6.2. Planeación y realización (protocolo) de ensayos de un muro de mampostería	20
I.7.0. Análisis numérico de la mampostería: modelación de mampostería	26
I.7.1. Modelos de armaduras	26
I.7.2. Modelo de columna (ancha)	30
I.8.0. Modelos de comportamiento de muros de mampostería carga:	31
I.8.1. Axial	31
I.8.2. Horizontal sostenida	31
I.8.3. Horizontal cíclica	31

	Página
I.9. Objetivos	34
I.10. Justificación	34
I.11. Alcance	34
I.12. Metas	35
I.13. Metodología	35
I.14. Perspectivas	35
Capítulo II: Modelos no-lineales de elementos finitos	36
II.0. Resumen	37
II.1. Modelo experimental como fuente de datos	38
II.2. Modelo propuesto	38
II.2.1 Modelo de la sección discretizada	
II.3. Tipos de análisis:	
I.3.1 Formulación del elemento	
II.4. Ppropiedades, modelos y parámetros de las materiales compuestas en el cuerpo	45
II.4.1. Concreto	45
II.4.2. Acero	47
II.4.3. Mampostería	48
II.6. Implementación del OpenSees para modelo de flexo-compresión	51
II.7. Modelo de cortante	52
II.8. Implementación del OpenSees para modelo de cortante	53
Capítulo III: Resultados, interpretación y discusión	48
III.0. Resumen	48
III.1. Análisis estático gravitacional	49
III.2. Elementos	49
III.2.1. Fuerzas globales en los elementos	49
III.2.2. Fuerzas locales en los elementos	49
III.2.3. Discusión	50
III.2.3. Observación	50
III.3. Nudos	51
II.3.1 Nodo 1	51
II.3.1.1. Reacciones	51
II.3.1.2. Observaciones	51
II.3.2 Nodo 2	51
II.3.2.1. Desplazamientos	52
II.3.2.2. Observaciones	53
III.4. Secciones	53
II.4.1. Fuerzas (F_x , M_x)	53
II.4.1.1. Observación	53
II.4.2. Deformación (axial-strain and curvature), esp., κ_z	54
II.4.2.1. Observaciones	54

	Página
III.5. Análisis estático <i>push over</i> sostenida	54
III.5.0. Elementos	54
III.5.1. Fuerzas globales en los elementos	54
III.5.2. Observación	55
III.5.3. Fuerzas locales en los elementos	55
III.5.4. Observación	55
III.6. Nudos	56
III.6.1. Nodo 1	56
III.6.1.1. Reacciones	56
III.6.1.2. Observaciones	56
III.6.2. Nodo 2	56
III.6.2.1. Desplazamientos	56
III.6.2.2. Observaciones	59
III.7. Secciones	60
III.7.1. Fuerzas (Fx, Mx)	60
III.7.1.1. Observación	60
III.7.2. Deformación (axial-strain and curvature)- esp., κ_z	60
III.7.2.1. Observaciones	61
III.8. Análisis estático cíclico	61
III.8.0. Elementos	61
III.8.1. Fuerzas globales en los elementos	61
III.8.2. Fuerzas locales en los elementos	61
III.8.3. Observación	62
III.9. Nudos	62
III.9.1. Nodo 1	62
III.9.1.1. Reacciones	62
III.9.1.2. Observaciones	62
III.9.2. Nodo 2	62
III.9.2.1. Desplazamientos	62
III.9.2.2. Observaciones	68
III.10. Secciones	68
III.10.1. Fuerzas (Fx, Mx)	68
III.10.1.1. Observación	69
III.10.2. Deformación (axial-strain and curvature)- esp., κ_z	69
III.10.2.1. Observaciones	69
Discusiones	84
Conclusiones	89
Recomendaciones para trabajos futuros	90
Referencias y bibliografía	91
ANEXO A: Código fuente de los programas	A1
A.1. Parámetros	A1
A.2. Geometría	A1

		Página
	A.2.1. Elemento basado en fuerza	A4
	A.2.2. Elemento basado en desplazamiento	A4
A.3.	Análisis:	A8
	A.3.1. Gravitacional	A8
	A.3.2. Empujón	A8
	A.3.3. cíclica	A13
	A.3.3.1. Subrutina 1: cíclica	A16
	A.3.3.2. Subrutina 21: cíclica	A18
	ANEXO B: Calibración de OpenSees con Ansys	B1
B.1.	Armaduras	B1

Lista de figuras e imágenes	Página.
Capítulo I: Introducción	1
Figura I.1. Ollantaytambo, Cusco, Perú (siglo XIV) (Gallegos y Ramirez, 2003).	2
Figura I.2. Piezas NTC, 2005.	3
Figura I.2a. Piezas NTC, 2005.	4
Figura I.3. Resistencia en compresión de las piezas (Tena, 2003).	4
Figura I.4. Pilas para pruebas en compresión.	6
Figura I.5. Modelo de secante.	7
Figura I.6. Murete para pruebas en compresión diagonal.	8
Figura I.7. Propiedades del acero de refuerzo.	9
Figura I.8. Refuerzo horizontal.	9
Figura I.9. Acero de refuerzo en las hiladas de mampostería reforzada (RCDF, 2005).	9
Figura I.10. Elevación de muro diafragma (de la Torre, 2003).	12
Figura I.11. Muros de mampostería confinada en tres dimensiones. (GDF, 2002).	13
Figura I.12. Muros de mampostería confinada en el plano (ibid).	13
Figura I.13. Modos de falla en un muro de mampostería (Tomazevic, 1997).	16
Figura I.14. Efecto de columna corta en muro diafragma de altura incompleta.	16
Figura I.15. Patrón de daño ante fuerzas horizontales a distintos niveles de distorsión (Flores y Alcocer, 1996).	17
Figura I.16. Ensayos preliminares típicos.	20
Figura I.17. Pasos típicos de ensayos de mampostería.	22
Figura I.18. Condiciones límites de espécimen laboratorio de mampostería.	23
Figura I.19. Parámetros típicos medidas para definir comportamiento del espécimen ensayado.	24
Figura I.20. Modelo de diagonal equivalente.	26
Figura I.21. Anchos de la diagonal sugeridos por Žarnić y Tomažević (1988).	27
Figura I.22. Modelos de múltiples diagonales.	27
Figura I. 23. Modelo de diagonales equivalentes de Chrysostomou (1991).	28
Figura I.24. Modelo de tres diagonales; a) Idealización del trabajo de un muro como un puntal en compresión; b) modelo propuesto para análisis.	28
Figura I.25: Modelo de secante.	28
Figura I.26: Modelo trilineal de (Tomažević y Lutman, 1996).	28
Figura I.27. Curva de envolventes de muros de mampostería confinada (Flores y Alcocer, 1996).	29
Figura I.28. Modelo trilineal de Meli.	30
Figura I.29. Curva bilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomažević, 1997).	32
Figura I.30. Curva trilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomažević, 1997).	32
Figura I.31. Primer ciclo de la curva histeretica típico de la mampostería.	31
Figura I.32. Segundo ciclo de la curva histeretica típico de la mampostería.	31
Figura I.33. Tercer ciclo de la curva histeretica típico de la mampostería.	32
Figura I.34. Comportamiento histeretico de muro de mampostería confinado sin refuerzo horizontal.	32
Figura I.35. Comportamiento histeretico de muro de mampostería confinado	

	Página.
con refuerzo horizontal.	33
Figura I.33. Tercer ciclo de la curva histeretica típico de la mampostería.	32
Capítulo II: Modelos no lineales de elemento finito	35
Figura II.1. Dimensión de muro de mampostería confinada (modelo experimental).	38
Figura II.2. Modelo experimental y las cargas aplicadas.	38
Figura II.3. Elemento de viga-columna basado en fuerza.	40
Figura II.4. Elemento de viga-columna basado en desplazamiento.	40
Figura II.5. Sección discretizada en fibras.	40
Figura II.6. Fuerzas y deformaciones generalizadas en el elemento.	42
Figura II.7. Elemento viga a coordenada local de referencia y la sección transversal dividido en las fibras.	42
Figura II.8. Modelo de concrete01.	45
Figura II.9. Modelo de concrete02.	47
Figura II.10. Modelo de Steel01.	48
Figura II.11. Modelo de material elástico sin resistencia a la compresión.	49
Figura II.12. Modelo de material elástico de plasticidad perfecta con deformación inicial.	50
Figura II.13. Modelo de material elástico con plasticidad perfecta.	50
Figura II.14. Modelo de sección única para fuerza-deformación.	52
Figura II.15. Modelo de sección de flexo-compresión más cortante.	53
Capítulo III: Resultados e interpretación	46
Figura III.1a.-III.h. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp.	57-58
Figura III.2a. Comportamiento de mampostería en las partes de compresión y tensión del muro	59
Figura III.2b. Comportamiento de acero de refuerzo en las partes de compresión y tensión del muro.	60
Figura III.2c. Comportamiento de concreto confinado en la parte de tensión del muro.	60
Figura III.2d. Comportamiento de concreto de recubrimiento en la parte de compresión del muro.	61
Figura III. 3. Fuerza-deformación para elemento viga columna basada en desplazamientos (Epp material).	61
Figura III. 4. Puntos límites en la grafica fuerza-deformación Epp material (modelo flexo-compresión).	62
Figura III. 5. Puntos límites en la grafica fuerza-deformación Epp material (modelo flexo-compresión).	63
Figura III.6. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en desplazamiento con modelo de material ENT para la mampostería.	63
Figura III.6. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en desplazamiento con modelo de material Conc01 para la mampostería.	64

	Página.
Figura III.8. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en fuerza con modelo de material <i>Epp Gap</i> para la mampostería.	65
Figura III.9. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en fuerza con modelo de material <i>Epp</i> para la mampostería.	65
Figura III. 10. Fuerza-deformación para elemento viga columna basada en fuerza (ENT y Conc01 material).	66
Figura III. 11. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP material.	68
Figura III. 12. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como EPP Gap material.	69
Figura III. 13. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como ENT material.	69
Figura III. 14. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como Conc01 material.	70
Figura III. 15. Un ciclo de cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP material.	70
Figura III. 16. Un ciclo de cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP Gap material.	71
Figura III. 17. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP material.	71
Figura III. 18. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP Gap material.	72
Figura III. 19. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como ENT material.	72
Figura III. 20. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como Conc01 material.	73
Figura III. 22. Cortante (fuerza global) – distorsión de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como ENT y Conc01 material.	73
Figura III. 23. Cortante–distorsión empujón de elemento viga columna para modelo de cortante (mampostería a cortante modelado como EPP material).	74
Figura III. 24. Cortante–distorsión empujón de elemento viga columna para modelo de cortante (mampostería a cortante modelado como EPP Gap material).	74
Figura III. 25. Cortante–distorsión empujón de elemento viga columna para modelo de cortante (mampostería a cortante modelado como ENT material).	75
Figura III. 26. Cortante–distorsión empujón de elemento viga columna para modelo de cortante (mampostería a cortante modelado como Conc01 material).	75
Figura III. 27. Resumen de cortante–distorsión empujón de elemento viga columna para modelo de cortante (mampostería a cortante modelado como EPP, EPP Gap, ENT, Conc01 materiales).	76
Figura III. 28. Comportamiento cíclico de modelo de cortante de elemento con mampostería modelado como una material endurecimiento para el cortante.	77
Figura III. 29. Comportamiento cíclico de modelo de cortante de elemento con mampostería modelado como EPP material	

	Página.
para el cortante.	77
Figura III. 30. Un ciclo de comportamiento cíclico de modelo de cortante de elemento con mampostería modelado como una material endurecimiento para el cortante.	82
Figura III. 31. Un ciclo de comportamiento cíclico de modelo de cortante de elemento con mampostería modelado como EPP material para el cortante.	82

Anexo B. Calibración de OpenSees con Ansys

Figura B.1. Armadura 1.	B1
Imagen B.2. Configuración geométrica de la estructura.	B2
Imagen B.3. Configuración deformada de la estructura.	B2
Imagen B.4. Desplazamiento en X –Ux.	B3
Imagen B.5. Desplazamiento en Y –Uy.	B4
Imagen B.6. Fuerza axial y los miembros con máximo y mínimo fuerza axial.	B5
Imagen B.7. Esfuerzo y los miembros con máximo y mínimo esfuerzo.	B5
Figura B.2. Armadura 2.	B6
Imagen B.8. Configuración geométrica de armadura 2.	B6
Imagen B.9. Configuración deformada de la estructura.	B7
Imagen B.10. Desplazamiento en X.	B8
Imagen B.11. Desplazamiento en Y.	B8
Imagen B.12. Fuerza axial máximo y mínimo y los elementos donde se presentan.	B9
Imagen B.13. Esfuerzos máximo y mínimo y los elementos donde se presentan.	B9
Imagen B.14. Viga empotrada en plano (desertización en 5 elementos))	B12
Imagen B.15. Ux.	B13
Imagen B.16. Uy.	B13
Imagen B.17. Strain total X.	B14
Imagen B.18. Strain total X.	B14
Imagen B.19. Viga empotrada – Plano (Desertización en 10 elementos).	B15
Imagen B.20. Configuración deformada.	B15

Lista de tablas

Capítulo I: Introducción

Tabla I.1. Proporción en volúmenes recomendados para morteros en elementos estructurales (NTCM-2001, RCDF-2001) pp. 679	5
Tabla I.2. Factor correctivo para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor.	6

Capítulo II: Modelos no lineales de elemento finito

	Página.
Tabla II.1. Parámetros medidas en diferentes partes de los modelos no lineales de elemento finito.	44
 Capítulo III: Resultados e interpretación	
Tabla III. 1. Fuerzas globales en elemento viga columna basada en fuerza.	55
Tabla III. 2. Las deformación en elemento viga columna basadas en desplazamiento.	55
Tabla III. 3. Las fuerzas internas en el sistema local de referencia.	56
Tabla III. 4. Valores de las resistencias y sus deformaciones el modelo de flexo-compresión (material Epp) en cada uno de los tres puntos límites.	62
Tabla III. 5. Valores de las resistencias y sus deformaciones a cada uno de los tres puntos límites para mampostería modelado como Epp Gap material.	63
Tabla III.6. Las fuerzas globales en el elemento sujeto a fuerza horizontal aplicado en pasos y una carga constante vertical.	67
Tabla III. 7. Las fuerzas locales en el elemento sujeto a fuerza horizontal aplicado en pasos y una carga constante vertical.	67
Tabla III. 8. Las reacciones en el apoyo de un elemento bajo una fuerza horizontal aplicada en pasos y una carga vertical constante.	68
Tabla III.9. Resultados de la simulación (análisis empujón) de modelo de flexo-compresión comparado con resultados experimental y calculado.	78
Tabla III. 10. Resultados de la simulación (análisis empujón) de modelo de cortante comparado con resultado experimenta.	78
Tabla III. 11. Fuerzas cortante experimental, calculado y simulado con OpenSees para el modelo de cortante.	79
Tabla III. 12. Forma de curva histeretica y ductilidad del modelo de cortante para elementos basadas en fuerza y desplazamientos.	79
Tabla III. 13. Forma de curva histeretica y ductilidad del modelo flexo-compresión para elementos basadas en fuerza y desplazamientos.	80
Tabla III. 14. Degradación de resistencia y rigideces modelo de cortante para elementos basada en fuerza y desplazamiento.	80
Tabla III. 15. Degradación de resistencia y rigideces modelo de flexo-compresión para elementos basada en fuerza y desplazamiento.	81
Tabla III. 16. Fuerzas cortante experimental, calculada y simulada con OpenSees para el modelo de cortante bajo fuerza cíclica.	83
Tabla III.28. Valores de cortante de agrietamiento y cortante máxima de un muro de mampostería medidos experimentalmente, calculado y simulado durante análisis empujón con OpenSees.	86
Tabla III.29. Valores de cortante de agrietamiento y cortante máxima de un muro de mampostería medidos experimentalmente, calculado y simulado durante análisis cíclico con OpenSees.	87

Anexo B. Calibración de OpenSees con Ansys

Tabla B.1. Coordenadas de los nodos.	B16
Tabla B.2. Cargas en los nodos y las reacciones.	B17
Tabla B.3. Desplazamiento de los nodos.	B18
Tabla B.4. Fuerza axial y esfuerzo en los elementos.	B19
Tabla B.5. Coordenadas de los nodos en pulgadas.	B20

Tabla B.6. Cargas en los nodos y las reacciones.	B21
Tabla B.7. Desplazamiento de los nodos.	B22
Tabla B.8. Fuerza axial y esfuerzo en los elementos.	B23
Tabla B.9. Solución de cada nodo	B24
Tabla B.10. Comparación de los desplazamientos máximo y mínimo en la viga descretizada en 5 y 10 elementos	B25

Capítulo I

INTRODUCCIÓN



Muros de piedra, Machupicchu, Cusco, Perú.

I.0. Resumen

En este capítulo se presenta el estado de arte sobre el comportamiento de muros de mampostería. Se muestran los materiales que se usan para la construcción de muros de mampostería y sus propiedades mecánicas. Se presentarán diferentes tipos de muros de mampostería y los estudios sobre ellos. Se presenta un protocolo típico de ensayos de muros de mampostería como una guía para la simulación mediante un programa de cómputo OpenSees. Se plantean también las bases teóricas para interpretación de los resultados. Estas bases teóricas consisten en resumen de comportamientos de muros y estructuras de mampostería observados y los resultados de ensayos experimentales y analíticos.

Capítulo I

INTRODUCCIÓN

I.1 Antecedentes

La palabra mampostería se refiere a la obra hecha con mampuestos, cuya etimología remite a mano y puestos. Se registra como el material de construcción más antiguo con más de diez mil años de historia (Orduña y Ayala, 2001).

En la actualidad, se le llama mampostería a las piedras o piezas, de cuya unión al mortero ó algún material cementante resulta un único material. Dichas piezas pueden ser naturales o artificiales.

Un ejemplo de la práctica de la mampostería se muestra en la figura I.1.

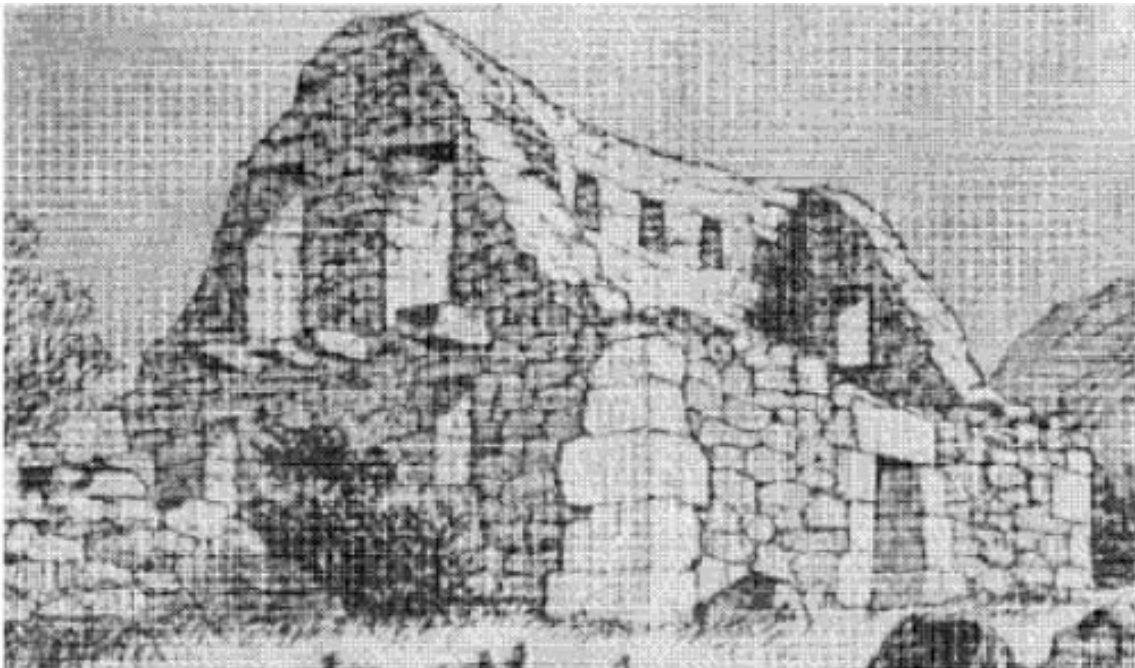


Figura I.1. Ollantaytambo, Cusco, Perú (siglo XIV) (Gallegos y Ramirez, 2003).

I.3.0. Materiales para mampostería y su comportamiento

I.3.1. Las piezas

Hay dos categorías principales de las piezas.

a) Piedras naturales

Son materiales extraídos directamente del banco de rocas. El origen de la roca puede ser ígneo, metamórfico o sedimentario.

b) Piedras artificiales

Son aquellas en las cuales la piedra se obtiene por medio de un proceso de manufactura. Algunos ejemplos de piedra artificiales son adobes, ladrillos, tabiques, tabicones y bloques de concreto, etc.

I.3.1.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión; $f'_p = \frac{P}{A_{neta}}$, donde P es la fuerza aplicada y A_{neta} es la

área neta como se muestra en la figura 12.1a (RCDF, 2001). Si el área neta es mayor que 75% del área gruesa, el área neta que deberá tomarse es el área gruesa de la pieza, puesto que los huecos, en estas proporciones, incrementan la resistencia de la pieza, ya que:

- existe un acortamiento y un secado más uniforme en el proceso de cocción, y
- existe un acuñamiento entre el mortero y el ladrillo hueco.

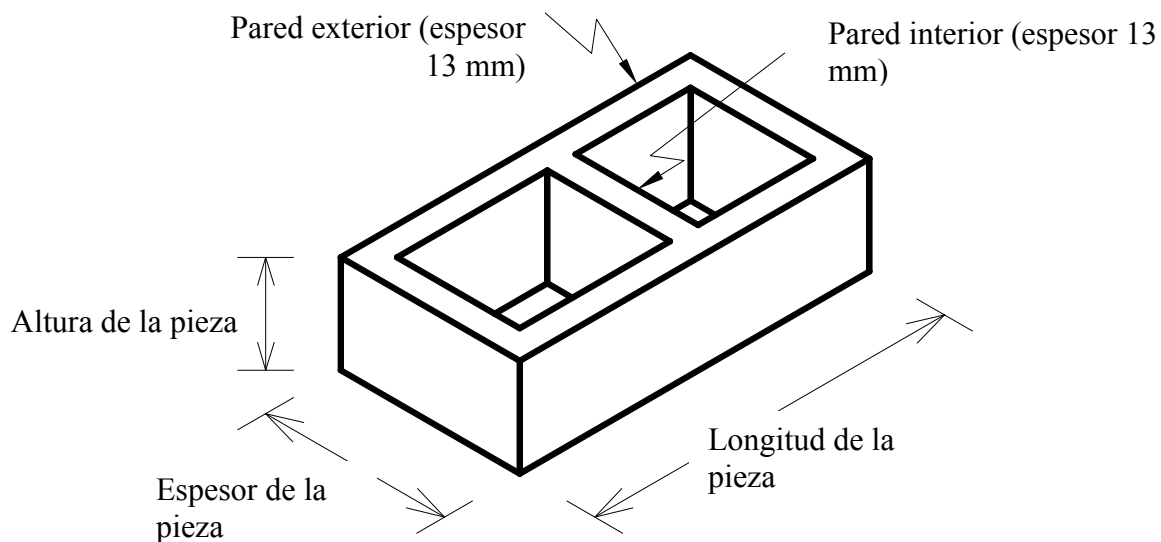


Figura I.2: Piezas NTC, 2005

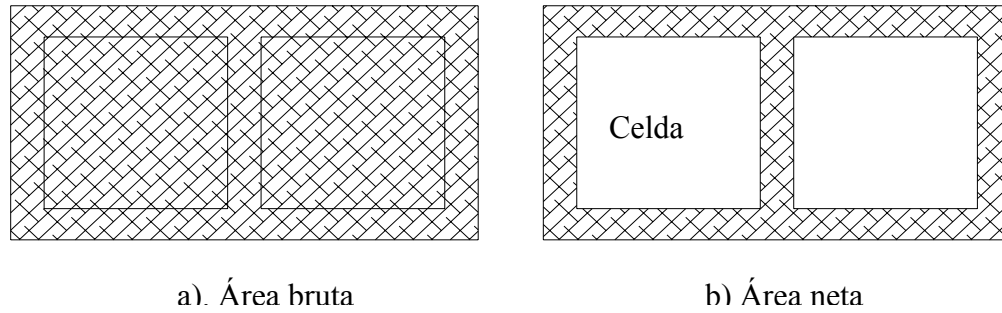


Figura I.2a: Piezas NTC, 2005

De acuerdo a la sección 2.1.2 de la NTC del Distrito Federal, la resistencia nominal a la compresión f_p^* , de tabiques se podrá calcular de la siguiente manera:

$$f_p^* = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5c_p}$$

donde \bar{f}_p es la media de la resistencia en compresión de las piezas ensayadas, referidas al área bruta y c_p es el coeficiente de variación, con valores entre 0.20 y 0.35 (NMX-C-404-ONNCEE, 1997), f_p^* , tiene valores entre 60 y 500 kg/cm² según NTC-2001.

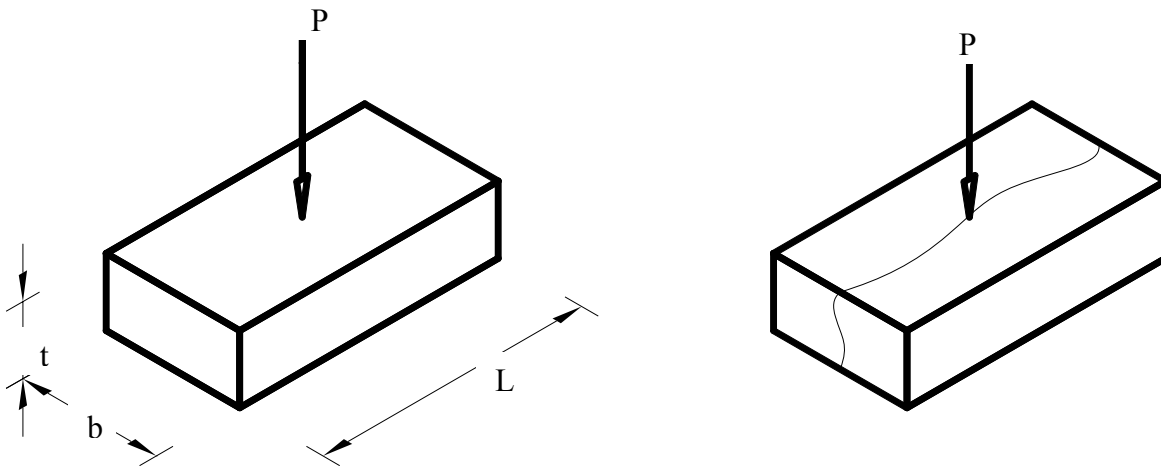


Figura I.3. Resistencia en compresión de las piezas (Tena y Miranda, 2003).

I.3.2. Morteros

Los morteros son utilizados para pegar las piezas. Los ingredientes básicos son cementantes (cemento Portland y cemento Albañilería), cales (hidróxido de calcio – Ca(OH)₂ y óxido de calcio – CaO₂).

El reglamento de construcción del Distrito Federal (NTCM-2001) señala entre otros, los siguientes requerimientos de los morteros para pegar piezas:

- resistencia en compresión de motero, $f_j^* \geq 40\text{kg/cm}^2$

- el volumen de arena utilizado debe ser 2.25 a 3 veces el volumen de los cementantes dado que la arena tiene aproximadamente 1/3 de volumen vacío,
- la cantidad de agua adicionada al mortero debe ser la mínima necesaria para fines de trabajabilidad, y
- siempre deberá contener cemento hidráulico en la cantidad mínima que se indica en la tabla I.1

La resistencia de diseño es:

$$f_j^* = \frac{\bar{f}_j}{1 + 2.5c_j}$$

\bar{f}_j es la media de la resistencia a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno; y c_j , coeficiente de variación de la resistencia a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno, que en ningún caso se tomará menor que 0.2. (RCDF, 2005).

Tabla I.1. Proporción en volumen recomendados para morteros en elementos estructurales (NTCM-2001, RCDF-2001) pp. 679.

Tipo	Parte de cemento hidráulico	Parte de cemento albañilería	Parte de cal hidratada	Parte de arena	Resistencia nominal en compresión f_j^* (kg/cm ²)
I	1	-	0 a ¼	2.25 a 3	125
	1	0 a ½	-		
II	1	-	¼ a ½	2.25 a 3	75
	1	½ a 1	-		
III	1	-	½ a ¼	2.25 a 3	40

La tabla I.1 muestra los tipos de morteros y sus resistencias nominales a compresión.

I.3.2.1. Resistencia de mampostería a compresión: ensayos de pilas

Para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería, se realizan pruebas de compresión de pilas.

Las pilas estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas. Las pilas se construyen por piezas y morteros que se emplean en la obra. La relación altura-espesor de

la pila estará comprendida entre dos y cinco. Las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. (RCDF, 2005).

La resistencia de diseño a compresión se calcula como: $f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5c_m}$, donde \bar{f}_m es la media de la resistencia a compresión de las pilas corregida por su relación altura-espesor y referida al área bruta; y c_m , coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15. (RCDF, 2005) pp. 683.

I.3.2.2. Módulo de elasticidad de mampostería

A partir de la resistencia a compresión obtenida de los ensayos de pilas, se puede estimar el módulo de elasticidad de mamposterías en forma aproximada:

- para mampostería de tabiques y bloques de concreto:
 $E_m = 800 f_m^*$; para cargas de corta duración, $E_m = 350 f_m^*$; para cargas sostenidas.
- para mampostería de tabique y barro y otras piezas, excepto la de concreto:
 $E_m = 600 f_m^*$; para cargas de corta duración, $E_m = 350 f_m^*$; para cargas sostenidas.

Estos valores son para análisis y no para ser utilizado en el cálculo de resistencia.

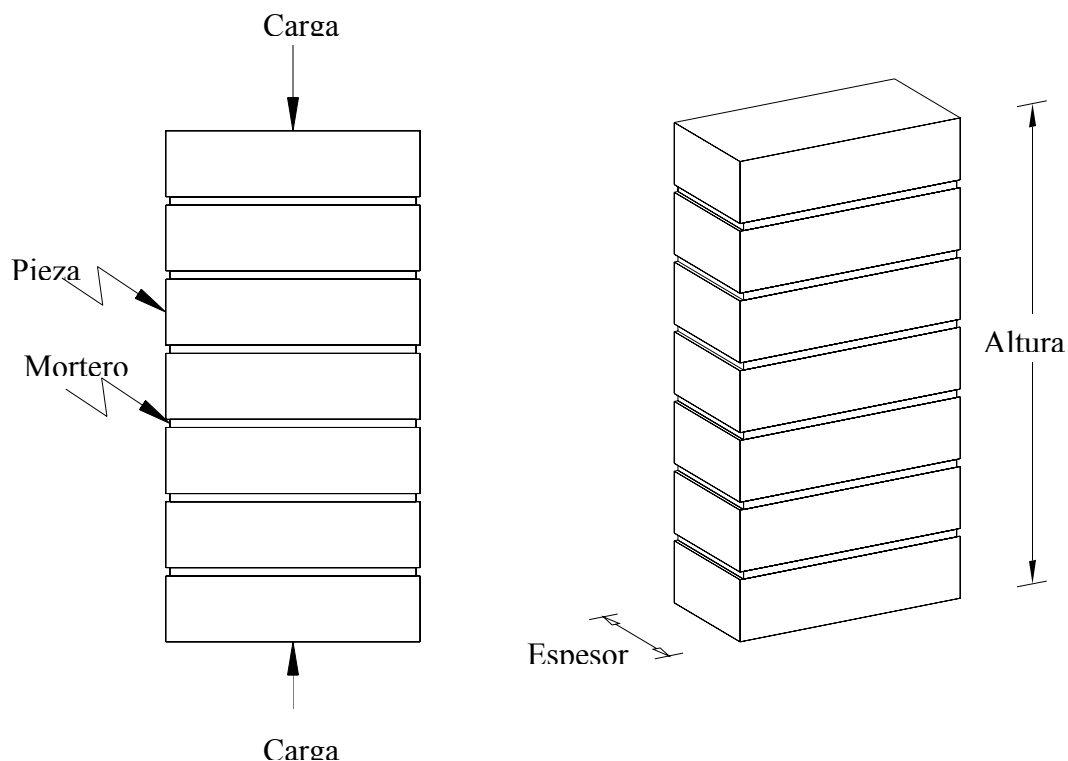


Figura I.4: Pilas para pruebas en compresión.

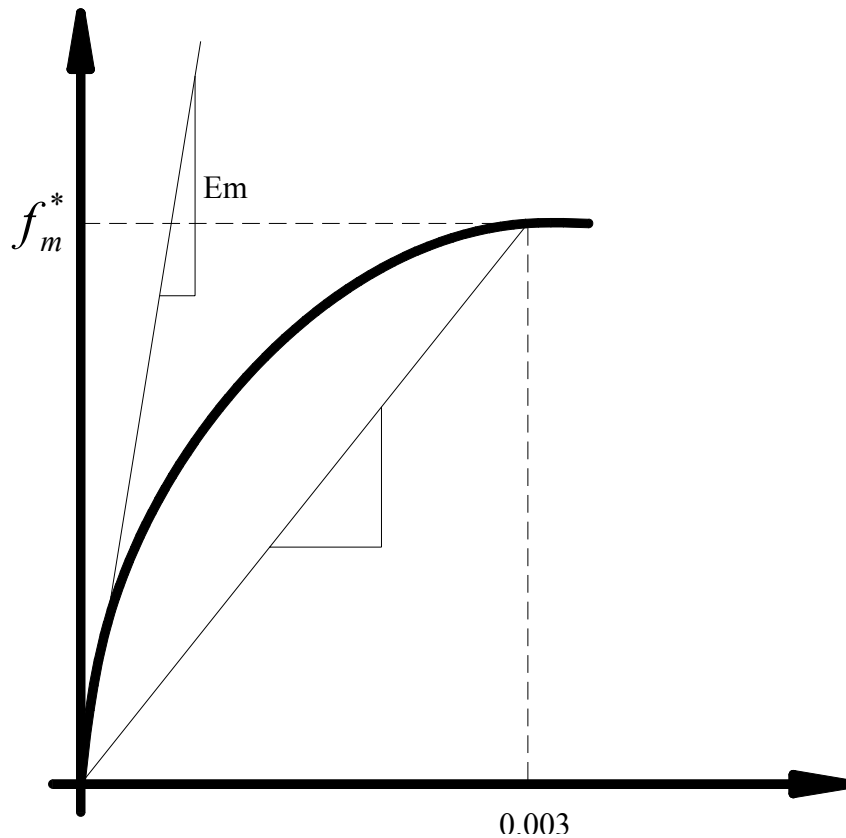


Figura I.5. Modelo de secante.

I.3.2.3. Comportamiento de mampostería a cortante: ensayos de muretes

Para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería se realizan pruebas de muretes en compresión diagonal.

Los muretes tendrán una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesarias para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal. Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días. El esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

La resistencia de diseño a compresión diagonal se calcula como: $v_m^* = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5c_v}$, donde

\bar{v}_m es la media de la resistencia a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta mediada a lo largo de la diagonal paralela a la carga; y c_v , coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20. (RCDF, 2005).

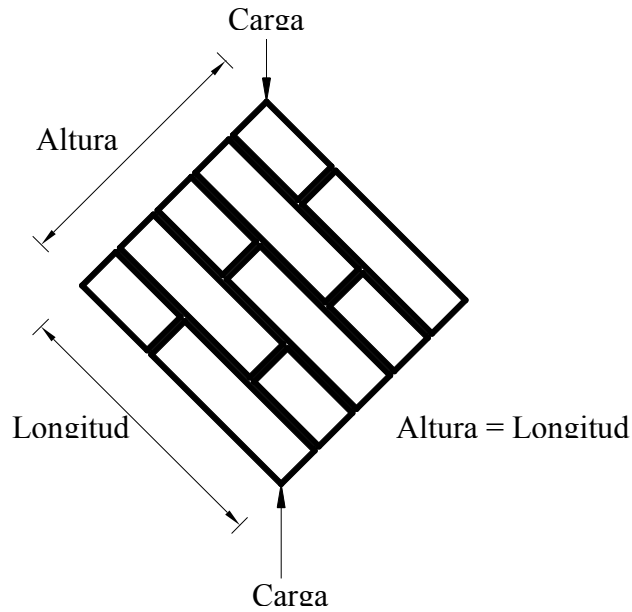


Figura I.6. Murete para pruebas en compresión diagonal.

I.3.2.4. Módulo de cortante de mampostería

El módulo de cortante de mampostería se puede tomar como: $G_m = 0.4 E_m$

I.3.3. Acero de refuerzo

Aceros de grados 40 (2800 kg/cm²) o 60 (4200 kg/cm²) son comúnmente utilizados como refuerzos en juntas o hiladas de mampostería y en los elementos confinantes, castillos y dalas, siendo el último el de uso más general en los Estados Unidos de América. Los diámetros más comunes son del número 3 al número 10. No se recomienda utilizar aceros de muy alta resistencia porque el acero no fluiría a niveles de deformaciones en que la mampostería se agrieta, (Tena y Miranda, 2003).

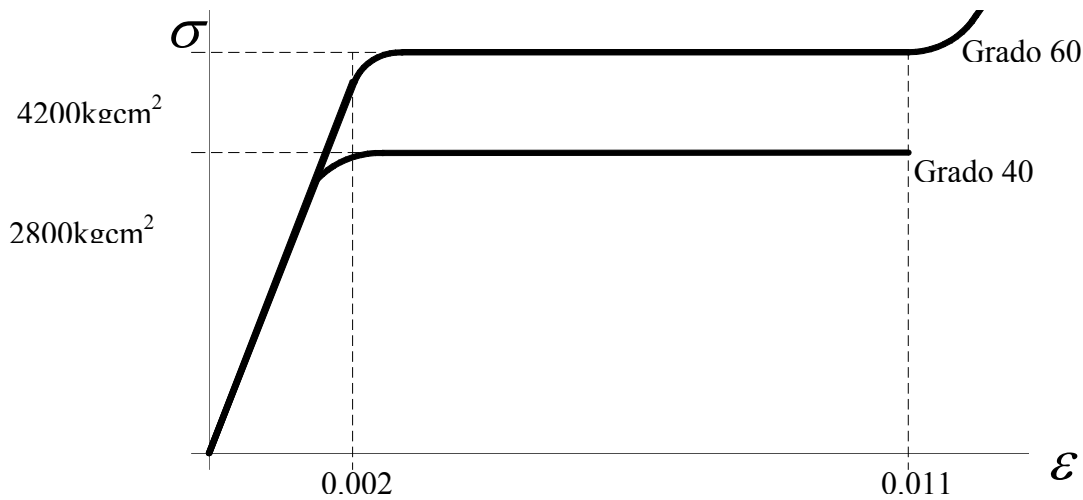


Figura I.7. Propiedades de acero de refuerzo.

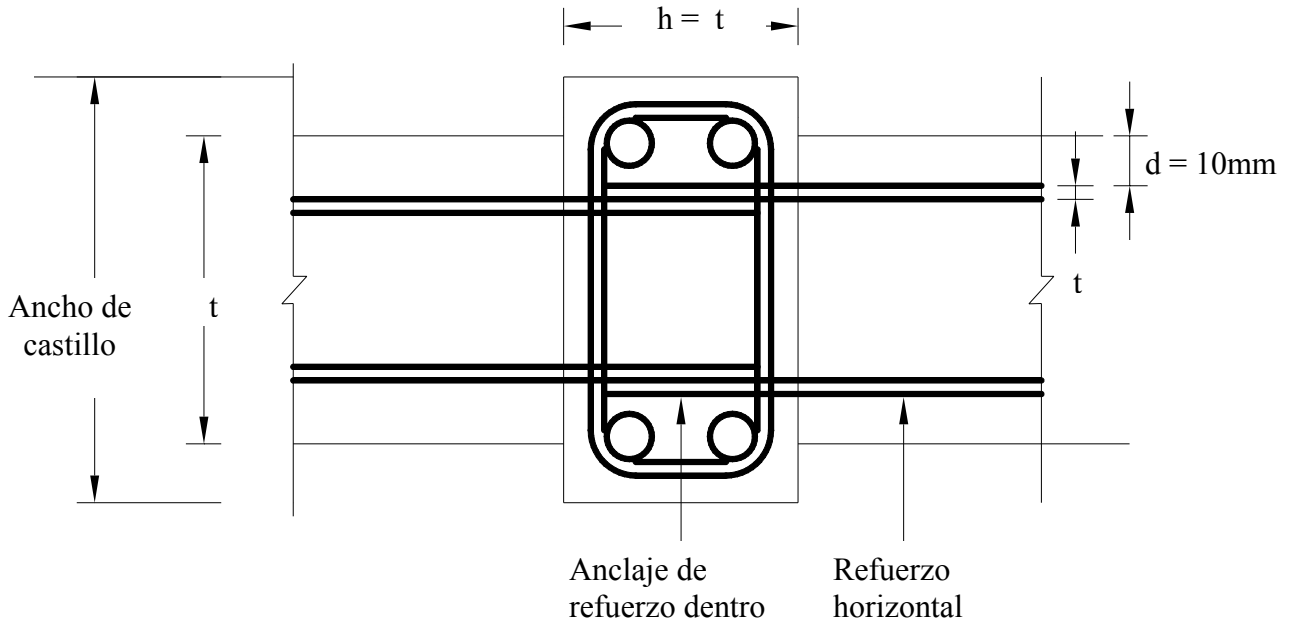


Figura I.8. Refuerzo horizontal.

El acero horizontal no debe fluir. Se supone que se debe comportar elásticamente porque debe cerrar las grietas después de aplicar las cargas. Se usan acero de f_y 6000 kg/cm^2 y una varilla de $3/8''$ para refuerzo horizontal.

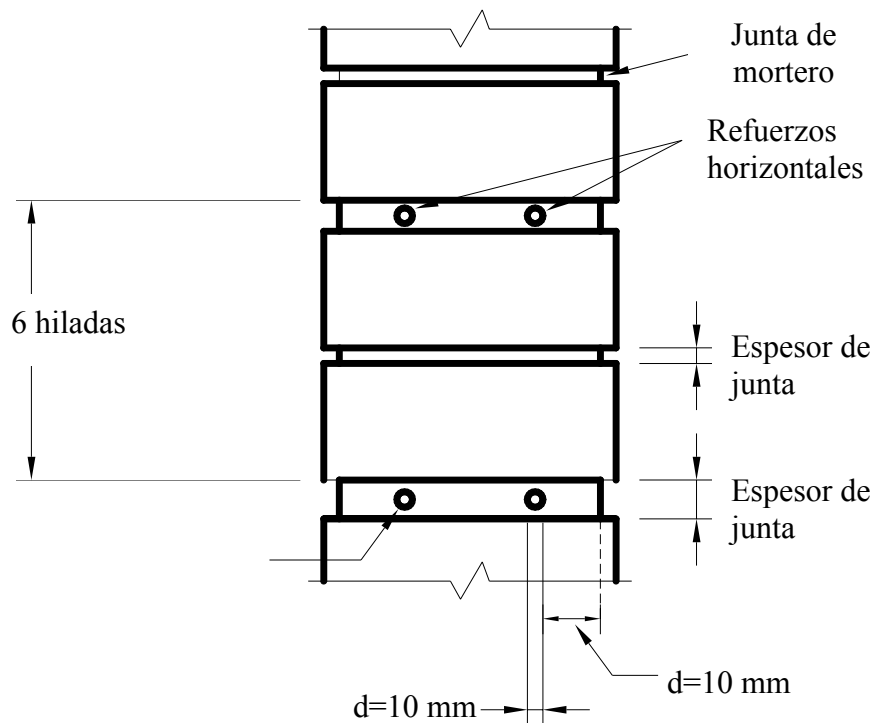


Figura I.9. Acero de refuerzo en las hiladas de mampostería reforzada (RCDF, 2005).

I.3.4. Concreto

Para muros de mampostería, la resistencia mínima a la compresión del concreto $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$. Principalmente hay dos elementos de concreto reforzado en un muro de mampostería.

I.3.5. Dalas y castillos

Se define como castillo a aquel elemento confinante vertical de la mampostería fabricado con concreto reforzado y dala al elemento confinante horizontal hecho de concreto reforzado (Tena y Miranda, 2003)

La NTCM -2001 señalan las siguientes especificaciones, entre otras, para castillos y dalas a emplearse en muros de mampostería confinada:

- dimensión mínima es espesor del muro,
- resistencia nominal mínima a la compresión de concreto, $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$,
- refuerzo longitudinal: Área total de refuerzo longitudinal $A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$; el número mínimo de refuerzo longitudinal en dalas o castillos es 3,
- refuerzo transversal: $A_{sc} = \frac{100s}{f_y h_c} h_c =$ dimensión del castillo o dala en el plano del muro, y
- separación de los estribos: $S_{\max} = \begin{cases} 1.5t \\ 20cm \end{cases}$

I.4. Tipos de muros

Los siguientes tipos de muros de mampostería se pueden identificar en el Reglamento de Distrito Federal (RCDF, 2003).

- 1) muros diafragma,
- 2) muros de mampostería confinada,
- 3) mampostería reforzada interiormente,
- 4) mampostería no confinada ni reforzada, y
- 5) mampostería de piedras naturales.

Con base en las cuantías de refuerzo es posible identificar dos tipos de muros de mampostería.

- 1) mampostería no reforzada,
- 2) mampostería reforzada (Tena y Miranda, 2003),
- 3) mampostería no confinada, y

4) mampostería confinada y reforzada.

En la literatura se puede identificar otro grupo de muros de mampostería, con base en las acciones que resiste un muro de mampostería:

- 1) muros de mampostería sujeto a carga vertical concéntrica,
- 2) muros de mampostería sujeto a esfuerzos combinados fuera de su plano principal de flexión,
- 3) muros de mampostería sujeto a cargas en su plano principal de flexión, y
- 4) muros de mampostería sujeto a cargas laterales fuera de su plano.

A continuación se considera el estado del arte de tres tipos de muros de mampostería: muros diafragma o marco-muro, muro de mampostería confinada y muros de mampostería confinada con refuerzos horizontales. Los anteriormente mencionados son las más relevantes a este estudio.

I.4.1 Muros diafragma o marco-muro

Los muros dentro de un marco estructural, de concreto o acero, se llaman muros diafragma o marco-muro. Los muros pueden ser de mampostería confinada, reforzada interiormente, no reforzada o de piedras naturales, y con un espesor no menor de 10 cm. como se muestran en las figuras I.10. En el diseño de marco-muro, un principio importante es incluir los muros existentes en el análisis para incrementar la rigidez y la resistencia del sistema. A veces el efecto del muro se ignora en el diseño.

El ignorar la existencia de muros en el diseño puede ocasionar la aparición no esperada de articulaciones plásticas en las columnas, fallas por cortante o inducir torsión en toda la estructura. Por lo anterior, es necesario entender la contribución de los muros en cuanto a rigidez y resistencia.

Sin embargo, el problema de interacción marco-muro de relleno está aún lejos de ser resuelto.

I.4.2 Muros de mampostería confinada

Los muros confinados están rodeados por castillos y dadas, y forman un marco rígido. Los muros deben cumplir con requisitos geométricos y de refuerzo definidos en la sección 5.1.1 a 5.1.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) y que se resumen en las figuras I.10, I.11 y I.12 (RCDF, 2002).

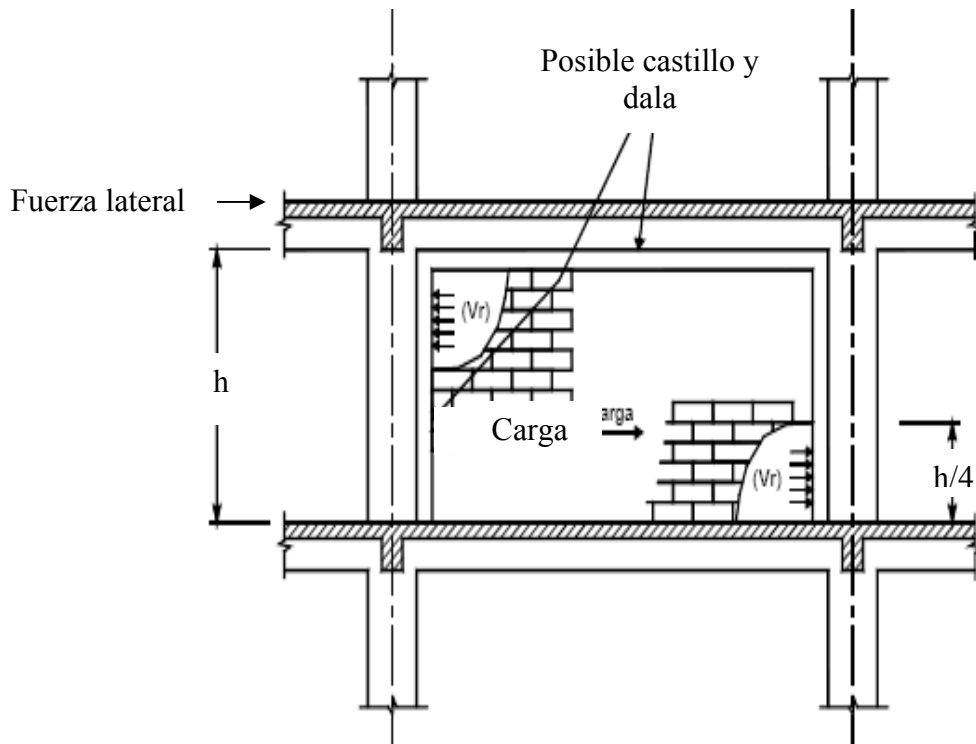


Figura I.10. Elevación de muro diafragma.

Existirán elementos de refuerzo (dalas y castillos), en el perímetro de todo hueco, cuya dimensión excede a la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

La función principal de los castillos no es incrementar la capacidad máxima del muro ante cargas laterales, sino la de aumentar su capacidad de deformación y la de postergar y disminuir la degradación de resistencia. (Tena y Miranda, 2003)

A partir de estas observaciones, recomiendan que los extremos superior e inferior de los castillos tengan una resistencia adicional por cortante, lo cual puede lograrse cuando la separación de los estribos se reduce a la mitad en una longitud igual a una vez y media la dimensión transversal del castillo (Tena y Miranda, 2003).

La mampostería confinada tiene las siguientes características (Alcocer, 1997):

- los castillos tiene una función importante para mantener la estabilidad ante carga verticales, principalmente cuando se ha presentado el agrietamiento inclinado. Para distorsiones elevadas, para las cuales la mampostería está sumamente dañada, la capacidad de carga es mantenida y garantizada por los castillos,
- la contribución de los castillos (dimensión y armado) a la carga de agrietamiento diagonal, es poco significativa,
- los muros confinados con castillos exteriores han exhibido un comportamiento más estable, incluso a distorsiones del orden de 0.5%. Los

castillos ahogados han demostrado mayor nivel de daño para distorsiones similares, así como la degradación de la rigidez,

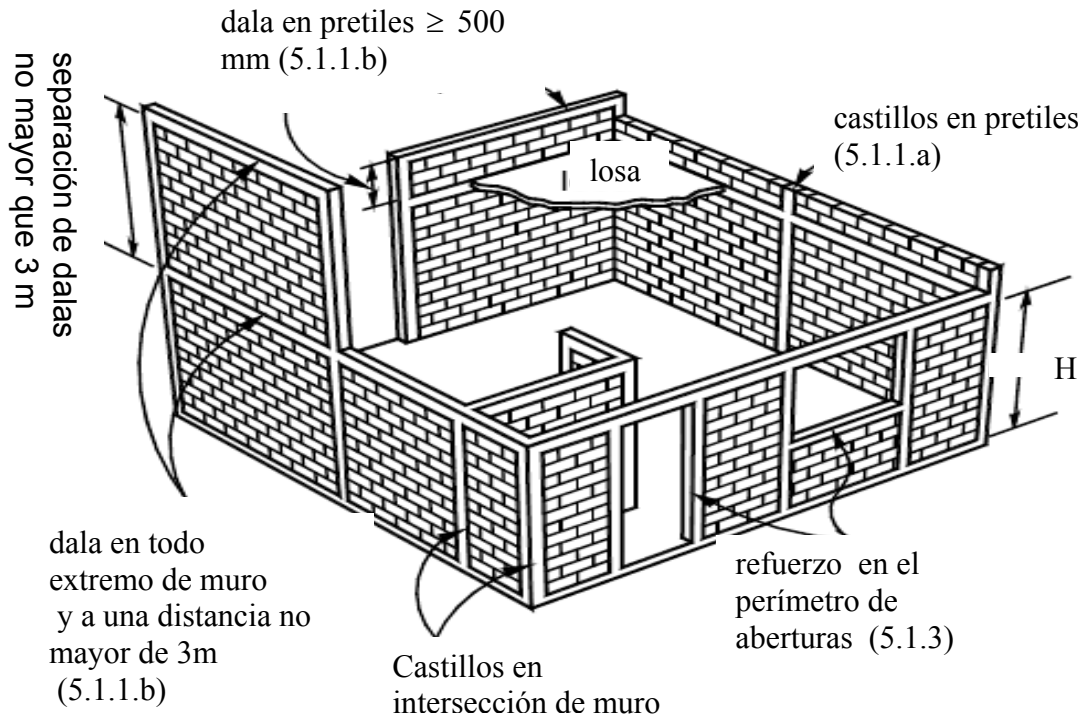


Figura I.11 Muros de mampostería confinada en tres dimensiones (RCDF, 2002).

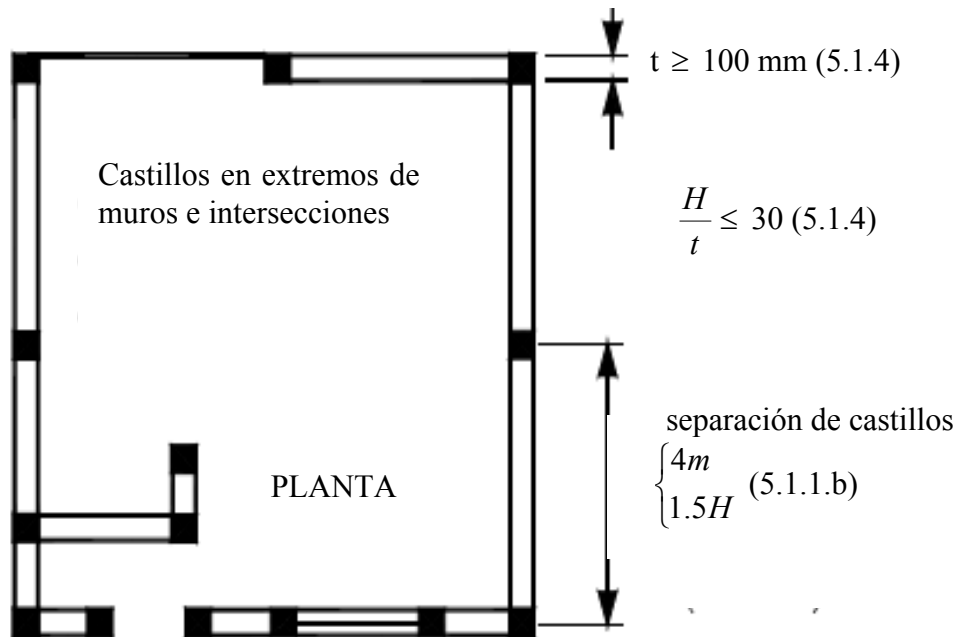


Figura I.12. Muros de mampostería confinada en el plano (ibid).

- los castillos controlan el agrietamiento inclinado que se presenta en el muro,
- el esfuerzo transversal de los estribos con áreas y separaciones adecuadas, ha mostrado generar ciclos histeréticos estables y con mayores capacidades de deformación y de disipación de energía,
- el comportamiento post-agrietamiento del muro depende de la resistencia de los elementos confinantes, y
- los castillos incrementan las capacidades de deformación, la resistencia y la rigidez lateral.

Es importante notar que en la fórmula de resistencia, no aparece el castillo en forma explícita pero sí está incluida en el factor de resistencia.

Las figuras I.11 y I.12 muestran las ubicaciones, las dimensiones, etc. de los castillos y dadas de acuerdo al Reglamento de construcción de distrito Federal (RCDF, 2002). Como se puede observar en las figuras I.11 y I.12, todos los esquinas de una edificio de mampostería debe tener un castillo tanto como los extremos de las aberturas. Las figuras muestran también que la separación máxima entre dos castillos no debe ser mayor que 4 metros o 1.5 de altura de una planta de edificio de mampostería.

Desde hace más de 40 años se realizan investigaciones de calidad sobre mampostería (Orduña y Ayala, 2001) pp. 21. Muchas de ellas fueron dedicadas a buscar formas para mejorar el comportamiento de muros de mampostería. Uno de los logros más importante es la mampostería confinada y reforzada horizontalmente en las hiladas o juntas de mortero, entre otros métodos para reforzar un muro de mampostería.

I.4.3 Mampostería confinada y reforzada con refuerzos horizontales

Los investigadores concluyeron que la mampostería confinada y reforzada interiormente ha demostrado un excelente desempeño estructural (Álvarez y Alcocer, 1994), (Aguilar, 1996), (Aguilar *et al*, 1994), (Zepeda *et al*, 1996) y (Tomažević, 1997).

El refuerzo horizontal ha mostrado tener una fuerte influencia para el adecuado desempeño estructural sísmico (Aguilar *et al*, 1994), (Zepeda *et al*, 1996) y (Álvarez *et al*, 1994). El refuerzo horizontal:

- favorece una distribución más uniforme del daño y disminuye la anchura de las grietas,
- no incrementa sustancialmente el cortante de agrietamiento, la rigidez de agrietamiento, ni la distorsión a la cual se presenta; se han medido incrementos de orden de 20%,
- no se modifica la rigidez elástica,
- genera ciclos histeréticos estables, con buena disipación de energía,
- incrementa la resistencia máxima a cortante,
- incrementa la capacidad de disipación de energía,
- incrementa la capacidad de deformación, y
- propicia una degradación de resistencia lateral menos pronunciada, pero la evita.

Algunas observaciones de otros investigadores sobre el efecto de refuerzo horizontal en el comportamiento de muro de mampostería confinada son (Álvarez y Alcocer, 1994).

- a. (Hernández y Meli, 1976)
 - al usar refuerzo horizontal en el muro de mampostería confinada, se incrementó v_u –el máximo esfuerzo cortante promedio que soportó el muro en un 60% respecto a muro sin refuerzo horizontal,
 - la distorsión última para muros con refuerzo horizontal es 114% mayor que de la del muro sin refuerzo.

Nota: v_u –el máximo esfuerzo cortante promedio que soportó el muro y d_u –la distorsión en la cual ocurrió v_u .

- b. (Beijing Institute of Architectural Design, 1987)
 - Al aumentar la cuantía de refuerzo horizontal en un 100%, la resistencia v_u aumentó a 59% con respecto al anterior con mínimo refuerzo horizontal.
 -
- c. (San Bartolomé, 1990)
 - al usar refuerzo horizontal v_u se incrementó en un 10% en promedio,
 - la deformación d_v no aumentó. Sin embargo, la deformación de falla sí fue mayor.
- d. (Universidad de Los Andes, 1993) y (Yamin *et al*, 1993)
 - No se observó ningún efecto definido en los muros con refuerzo horizontal: La cuantía usada es del orden del 50% menor en los casos en que sí hubo un efecto benéfico del refuerzo horizontal. Quizás la cuantía usada fue muy pequeña para afectar el comportamiento del muro.

I.5 Mecanismos de falla de mampostería

Se han identificado tres modos de falla en estructuras de mampostería:

1. falla por deslizamiento, que generalmente se presenta a lo largo de juntas de mortero bajo de niveles de carga vertical,
2. falla por cortante, cuya característica es el agrietamiento inclinado, a través de las piezas o siguiendo las juntas, cuando los esfuerzos principales exceden a la resistencia a tensión diagonal de la mampostería, y
3. falla por flexión/ flexo-compresión, en la cual el refuerzo vertical a tensión fluye y la mampostería del extremo a compresión se aplasta.

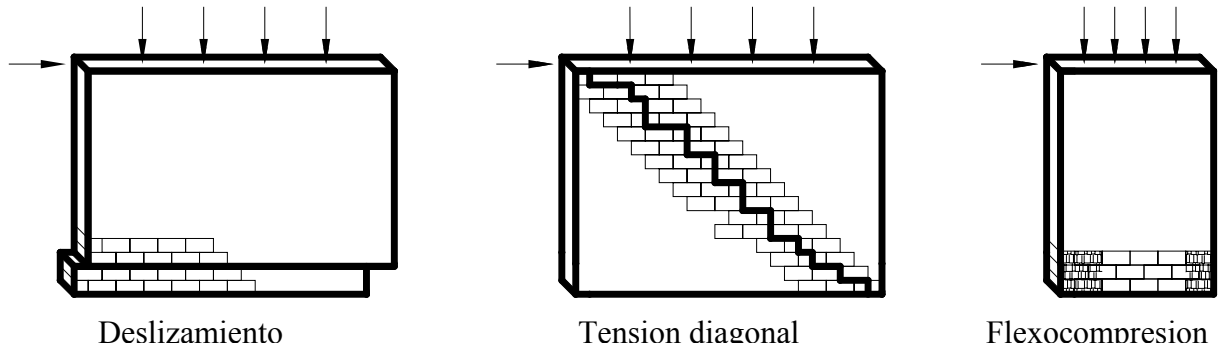


Figura I.13. Modos de falla en un muro de mampostería (Tomažević, 1997).

Mehrabi y colaboradores, (1994), definen los posibles mecanismos de falla, con base en resultados experimentales de diversos autores, los cuales clasifican en cinco grupos, como articulación plástica, grieta en el marco, grieta en el muro, deslizamiento en juntas e aplastamiento en esquinas de muro.

a) Falla por flexión: La combinación de esfuerzos de tensión y de cortante en la columna sometida a tensión, puede producir la falla de esta, principalmente si dicha columna es de concreto y no tiene suficiente refuerzo transversal y/o longitudinal.

b) Agrietamiento a media altura: Cuando los paneles de mampostería son relativamente rígidos o con relaciones de aspecto altura/ancho menores a la unidad el desplazamiento lateral genera un cortante máximo a la mitad de la altura del muro y provoca una falla por deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero, ocasionando la falla por cortante en las columnas debido a la presencia del efecto de columna corta con articulaciones plásticas en la parte inferior y superior de la zona libre.

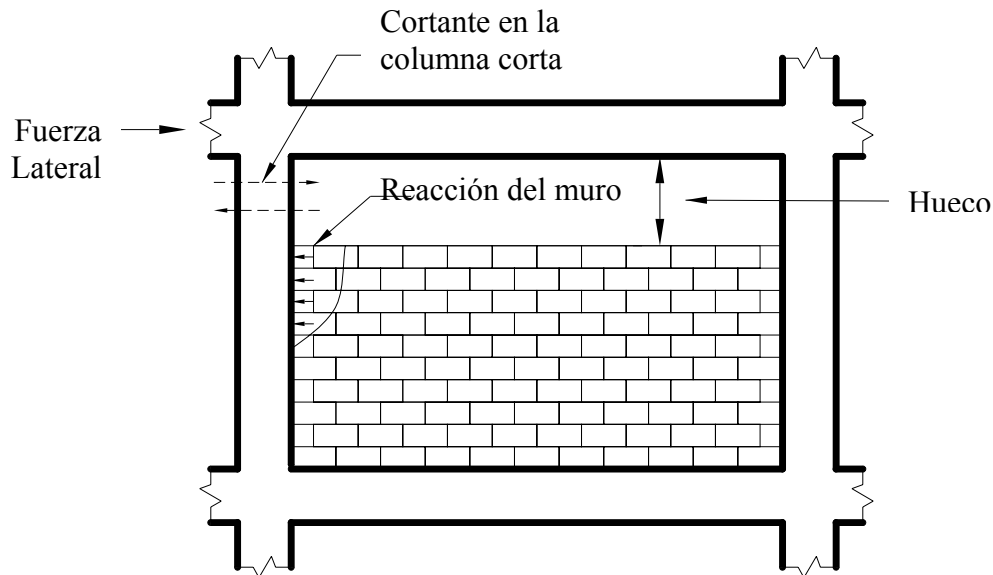


Figura I.14. Efecto de columna corta en muro diafragma de altura incompleta.

- c) Agrietamiento inclinado: Si el marco es suficientemente rígido para evitar el aplastamiento del muro, ocurre agrietamiento a lo largo de la diagonal en compresión a causa de los esfuerzos principales de tensión en dirección perpendicular. Este comportamiento no implica el colapso y en muchos casos pueden alcanzar niveles de carga significativamente mayores que el correspondiente al agrietamiento (Stafford-Smith, 1966).

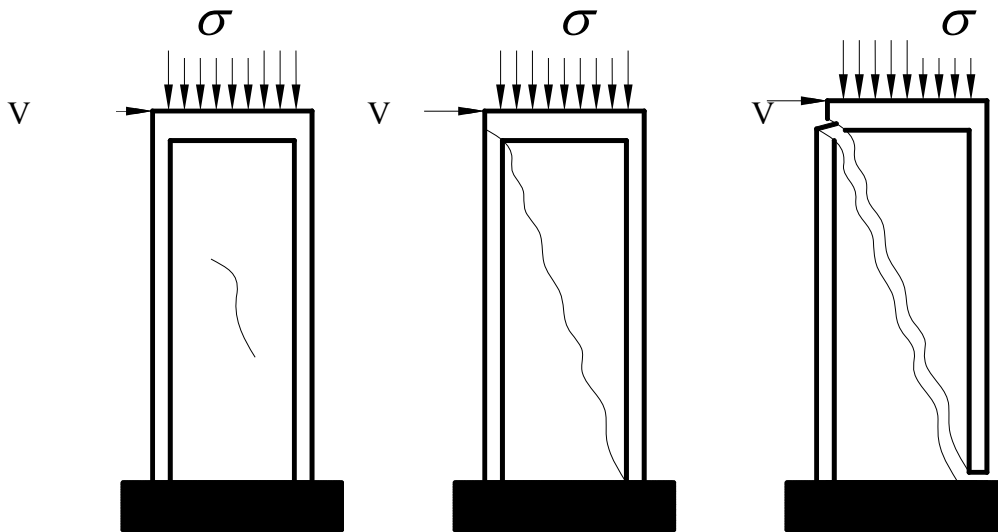


Figura I.15. Patrón de daño ante fuerzas horizontales a distintos niveles de distorsión (Flores y Alcocer, 1996).

- d) Deslizamiento de las juntas horizontales: Las partes del muro que se separan permiten que las columnas se deformen libremente, resultando en la aparición de articulaciones plásticas en las columnas en la unión entre viga y columna. En el caso de muros cuadrados, el deslizamiento es frecuentemente acompañado de agrietamiento diagonal, propagándose de la parte central del muro hacia las uniones viga columna. La disipación de energía es resultado de las articulaciones plásticas que se presentan en las columnas y de la fricción que existe entre las partes del muro.
- e) Aplastamiento de esquina: Este mecanismo se presenta en sistemas con marcos altamente flexibles, ya que los esfuerzos de compresión en la esquina cargada se concentran en una zona reducida provocando el aplastamiento de la mampostería. Conforme sea más rígido el marco, y por lo tanto sea mayor el área en que se distribuye el esfuerzo, la zona de aplastamiento se extiende hacia el centro del muro.

I.6. Estudios sobre mampostería

Numerosos estudios experimentales y analíticos han sido desarrollados en muros de mampostería. Muchos de ellos sirven para entender el comportamiento de mampostería y métodos para mejorar o para incrementar la rigidez, la ductilidad y la resistencia de muros de mampostería bajo diferentes sollicitaciones.

I.6.1. Estudios experimentales

Los ensayos experimentales se realizan por dos motivos principales: La primera es para proporcionar los resultados que se utilizarán directamente en diseño. En este caso, se simula tan cerca como sea posible la condición real del servicio de estructuras en términos de las condiciones de límite y en el término de cargas.

La otra tiende para dar parámetros necesarios para una simulación numérica o una base experimental para teorías que sostenga para casos más generales que los experimentales (Manfredi *et al*, 1992).

I.6.1.1. Planeación y realización (protocolo) de ensayos de un muro de mampostería

Dentro de un programa general de ensayos destinados para simulación numérica se identifican las siguientes fases en la planeación y realización (protocolo) de ensayos de un muro de mampostería (ibid):

- a. realización de ensayos preliminares en las materiales básicas,
- b. selección de condiciones limite para espécimen(es) construidos de las materiales básicos,
- c. selección de tipos y la historia de carga del espécimen, y
- d. selección de los parámetros a medir durante los ensayos.

La figura I.19, muestra ensayos preliminares necesarios en materiales básicos antes de un proyecto de ensayar un muro de mampostería. Principalmente se deben realizar ensayos de las piezas, pilas y muretes construidos de las piezas destinados para construir los muros de mampostería para ensayar.

La planeación del programa experimental requiere la decisión sobre el tipo de espécimen para ensayar, sus dimensiones geométricas, las cargas para aplicar y finalmente los variables a medir, dependiendo de las instalaciones de prueba disponibles como se muestra en la figura I.19. Por otra parte las dimensiones de los especimenes (altura, anchura, grueso/espesor) serán elegidas de tal manera que aseguren que el comportamiento bajo prueba va a simular el comportamiento en condiciones reales.

Entre los estudios experimentales comúnmente realizados en mampostería son:

- a. ensayos cíclico (reverse cyclic or no cyclic)
- b. ensayos de mesa vibradora
- c. ensayos pseudos dinámica

Es común realizar ensayos preliminares paralela a cada uno de los ensayos mencionados arriba. La figura I.16 muestra posibles ensayos preliminares que deben realizar en las piezas, muretes y pilas de mampostería.

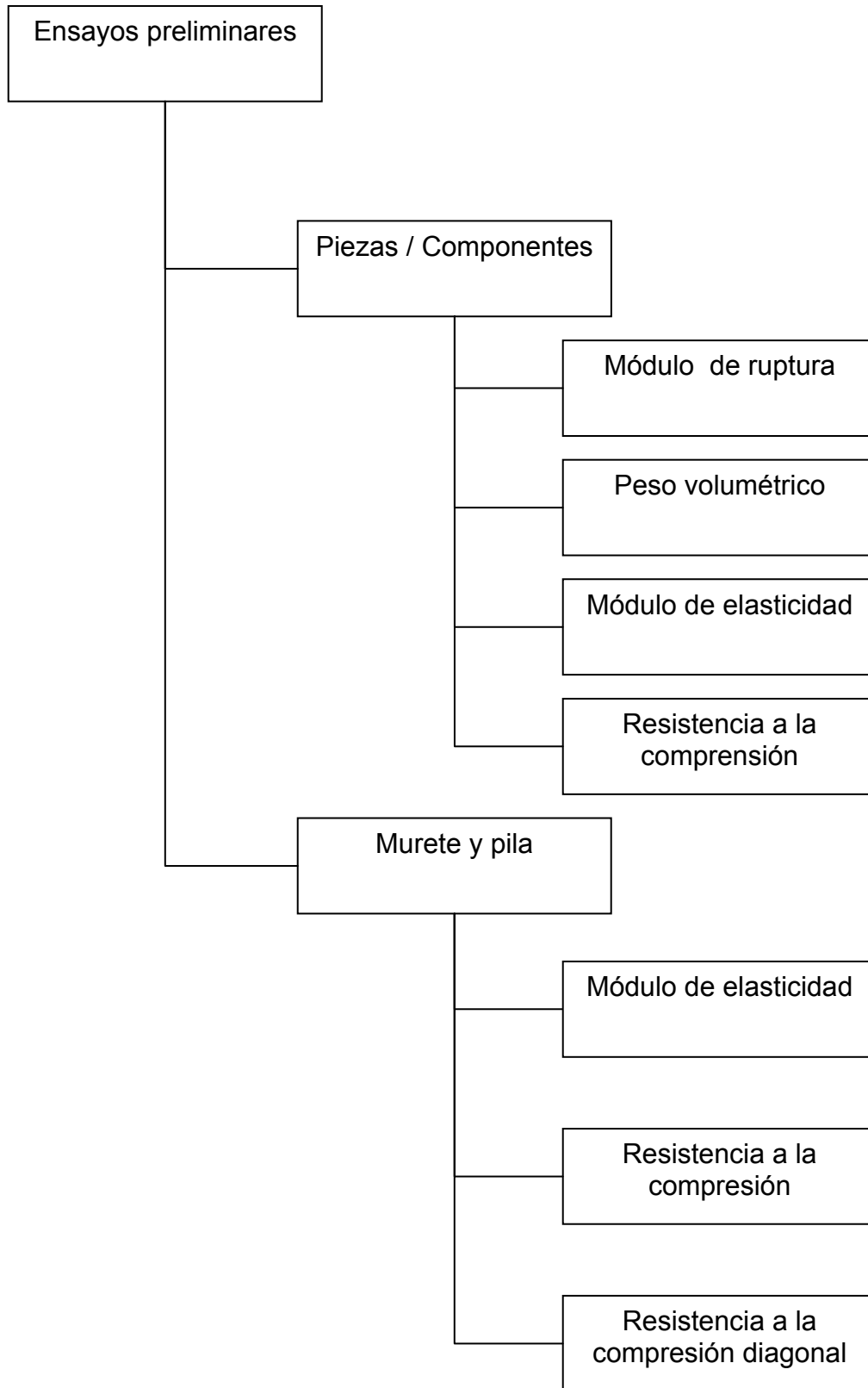


Figura I.16. Ensayos preliminares típicos.

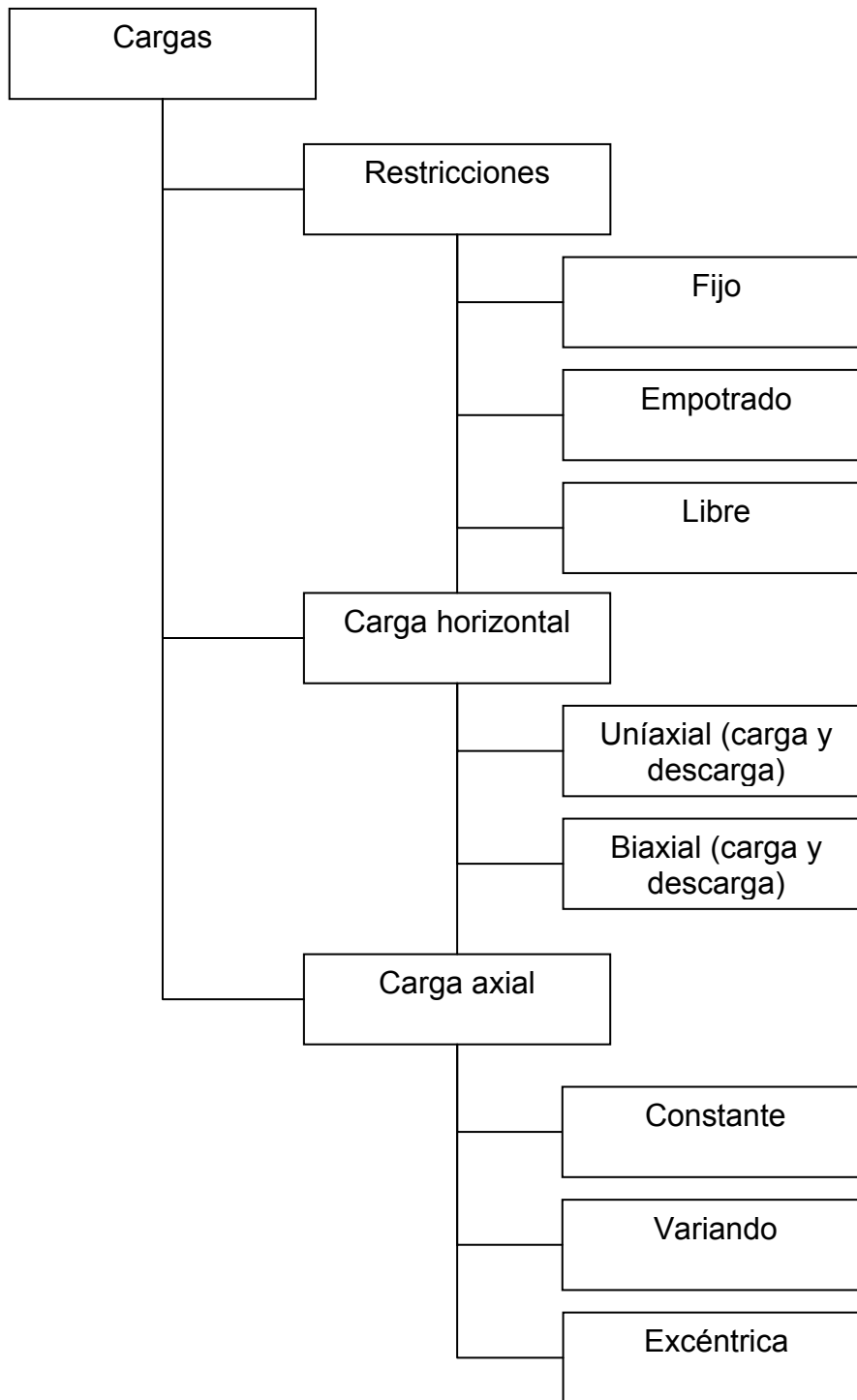


Figura I.17. Pasos típicos de ensayos de mampostería.

Los ensayos cíclicos se realizan básicamente para medir o más bien simular los comportamientos de muros de mampostería bajo fuerzas de cortante como en los casos de sismos.

Los ensayos cíclicos se basan en la aplicación de una historia de fuerzas, desplazamiento o deformaciones predeterminadas mediante un gato hidráulico.

En la figura I.21 se muestran las condiciones límites que básicamente son los tipos de restricciones en las fronteras y las cargas aplicadas en el espécimen.

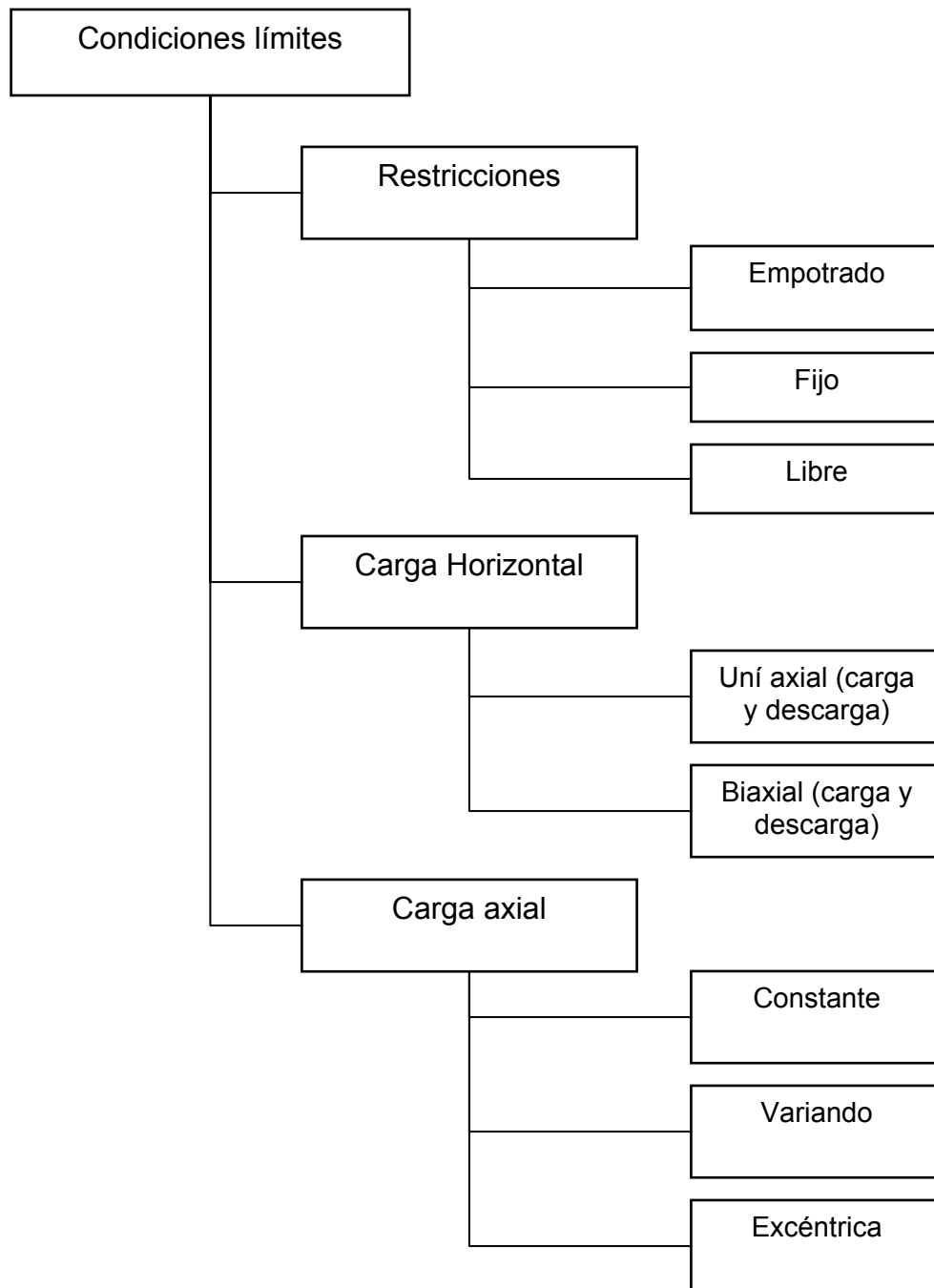


Figura I.18. Condiciones límites de espécimen laboratorio de mampostería.

En la figura I.22 se muestra uno de los posibles parámetros que se miden en los ensayos de laboratorio. Los parámetros medidos se analizan para tener idea de cómo se comporta el espécimen bajo sus condiciones de frontera y fuerzas aplicadas.

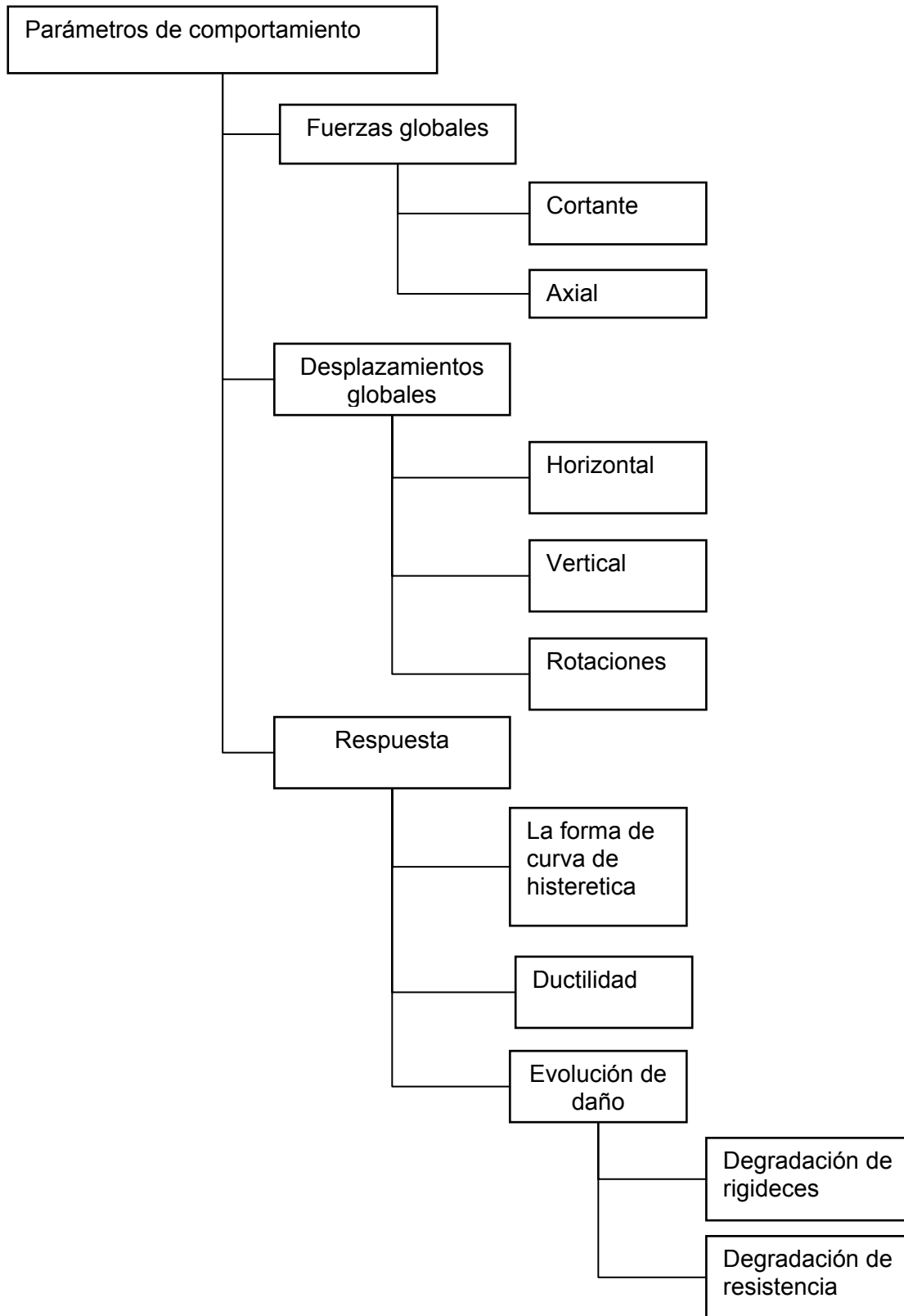


Figura I.19. Parámetros tipos medidas para definir comportamiento del espécimen ensayado.

I.6.2. Estudios analíticos

I. 6.2.1. Método de homogeneización

La mampostería es un material compuesto hecho de piezas y mortero, normalmente colocado en patrones.

Aunque la mampostería es un material no homogéneo, para muros que contienen un gran número de piezas, y desde un punto de vista macroscópico, se puede considerar como homogéneo. La forma rectangular y prismática de las piezas, su colocación en patrones generalmente regulares, y la presencia de las juntas de mortero que actúan como planos de debilidad en direcciones bien definidas, sugieren que la mampostería es un material ortótropo con direcciones principales normal y paralela a las juntas horizontales (Orduña, 1999).

Utilizando los parámetros de los materiales que componen un muro de mampostería, la geometría verdadera de las piezas (ladrillos, los bloques de concreto o las piedras) y las juntas de mortero, es posible reproducir numéricamente el comportamiento de estructuras de mampostería, Lofti y Shing (1994), y Lourenco y Rots (1997).

No obstante, la representación de cada pieza o unidad y cada junta llega a ser no práctica en caso de las estructuras de mampostería verdaderas que comprenden muchas piezas y juntas.

Un método alternativo es describir el comportamiento compuesto de la mampostería en términos de macro o promedio de las deformaciones y los esfuerzos para que el material pueda ser asumido homogéneo. Este es el método de homogeneización propuesto por (Bakhvalov y Panasenko, 1989). El método de homogeneización, trata de describir el comportamiento de los materiales compuestos con base en las geometrías y propiedades mecánicas de cada uno de los materiales básicos en el material compuesto.

Otra forma de describir el comportamiento compuesto de la mampostería es en términos de los resultados de los ensayos. Unos de estos ensayos muestran las relaciones que existen entre las propiedades de cada uno de los materiales básicos y el conjunto. Por ejemplo, en los ensayos de las pilas y de murete se establecen una relación entre las propiedades mecánicas de las piezas, mortero y el conjunto que se llama ‘mampostería’ como se muestran en la sección I.3. Se establece también que hay una relación entre la resistencia de la mampostería y el tipo de mortero, ver la tabla I.1.

I.7. Modelos típicos de mampostería

Para fines de análisis numérico la literatura muestran que la mampostería se ha modelado como una armadura y columna ‘ancha’. En todos los casos la mampostería toma las propiedades mecánicas de un material compuesto.

I.7.2. Modelos de armaduras

Holmes (1961), tomando una idea de Polyakov (1960), propone un modelo de diagonal equivalente con las mismas propiedades mecánicas del muro, fijando un ancho equivalente w de un tercio de la longitud de la diagonal, figura I.23. El uso de la diagonal equivalente resulta atractivo desde un punto de vista práctico, por lo que diversos investigadores han desarrollado propuestas que permitan calcular las propiedades de dicha diagonal.

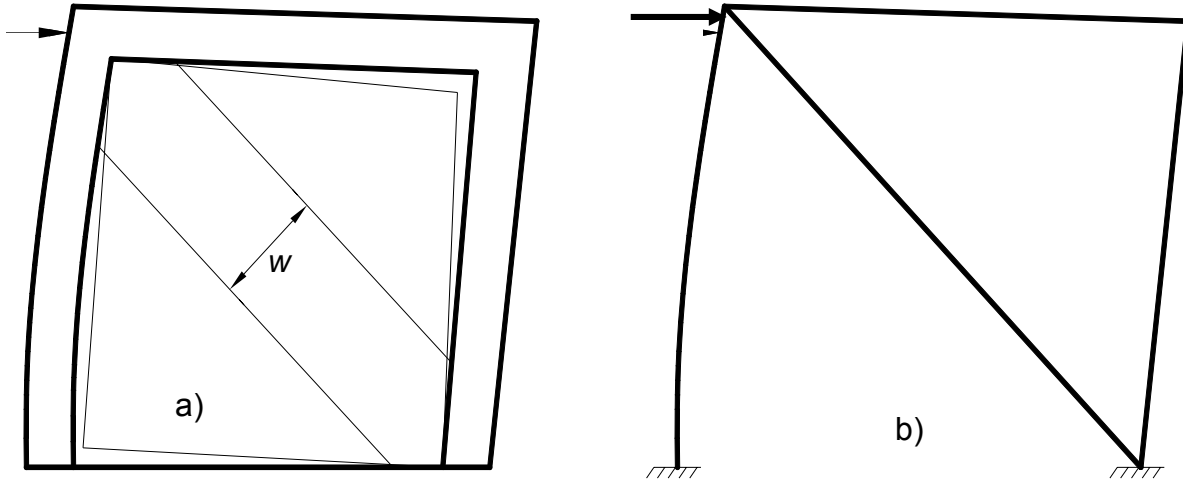


Figura I.20: Modelo de diagonal equivalente.

Stafford-Smith (1966), proponen un parámetro adimensional λh como medida de la rigidez relativa del muro y el marco, y como un indicador del comportamiento del sistema. El factor λ queda definido con la ecuación (I.1).

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{EIt \sin(2\theta)}{4EIh}} \quad \text{I.1}$$

El h es la altura hasta el eje del marco, EI , t , h' son el módulo de Young, espesor y altura del muro respectivamente. E e I son el módulo de Young y el momento de inercia de las columnas, y θ es el ángulo entre la horizontal y la diagonal del muro.

A partir de este parámetro proponen la ecuación (I.2) para estimar la longitud de contacto α entre muro y marco.

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda} \quad \text{I.2}$$

Bazán (1980), a partir de resultados analíticos de elemento finito, basados en mamposterías mexicanas, propone otro parámetro adimensional que representa la rigidez relativa del marco en relación con la del muro, definido mediante la siguiente ecuación. (I.3).

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \tag{I.3}$$

E_c es el módulo de Young y A_c , el área de la sección transversal de las columnas del marco, y G_m y A_m son el módulo de cortante y el área de una sección horizontal del muro respectivamente. En este modelo se estima el ancho de diagonal equivalente mediante la ec. (I.4). Válida cuando $0.9 \leq \lambda \leq 11.0$ y $0.75 \leq h/L_v \leq 2.50$

$$w = (0.35 + 0.022\lambda)h \tag{I.4}$$

Žarnić y Tomažević (1988), basados en resultados experimentales proponen utilizar un modelo de diagonal equivalente mostrado en las figuras I.26 a y b. En esas pruebas, el daño en la zona superior del panel de mampostería ocurre fuera de la diagonal, probablemente debido a la perturbación introducida al aplicar cargas laterales y verticales en las esquinas.

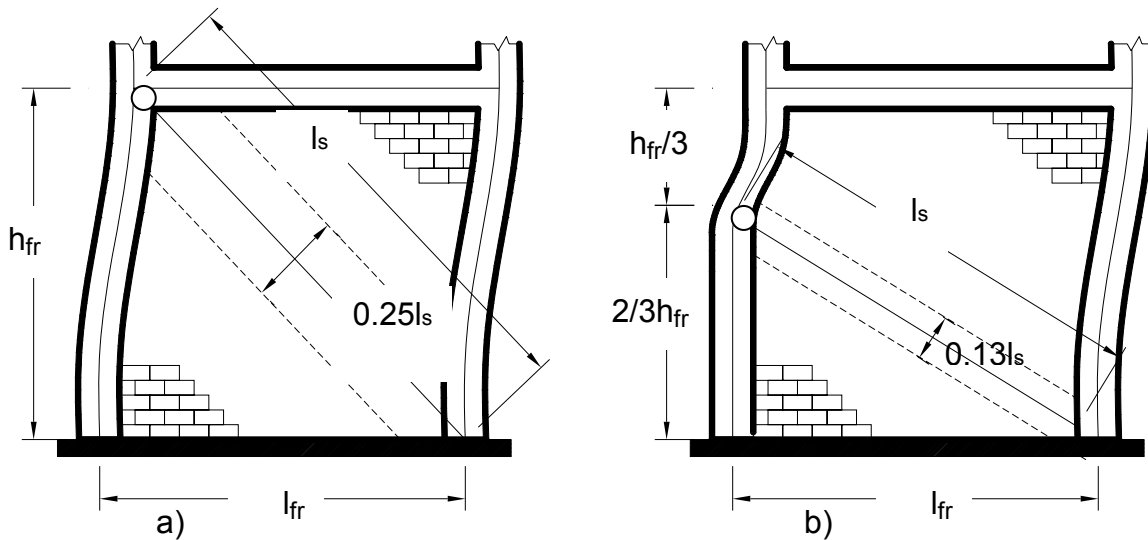


Figura I.21. Anchos de la diagonal sugeridos por Žarnić y Tomažević (1988).

La figura I.25, muestra modelos de múltiples diagonales propuestos por Schmidt (1989), Chrysostomou *et al* (1991), y Syrmakesis y Vratsanou (1986), respectivamente. Las principales ventajas de estos modelos a pesar del incremento de complejidad para su modelación, es la habilidad de representar las acciones en el marco con mejor aproximación.

Chrysostomou y colaboradores (1992), propone un modelo para idealizar muros de relleno consistente de tres diagonales paralelas en cada dirección en sustitución del muro, figura I.26, capaces de trabajar únicamente en compresión. Las diagonales excéntricas se localizan en puntos donde se supone que se forman articulaciones plásticas en las traveses y columnas del marco. El comportamiento mecánico de las diagonales se modela por medio de dos funciones, una que define la envolvente de la curva carga contra desplazamiento, y la segunda que define la forma del lazo histérico.

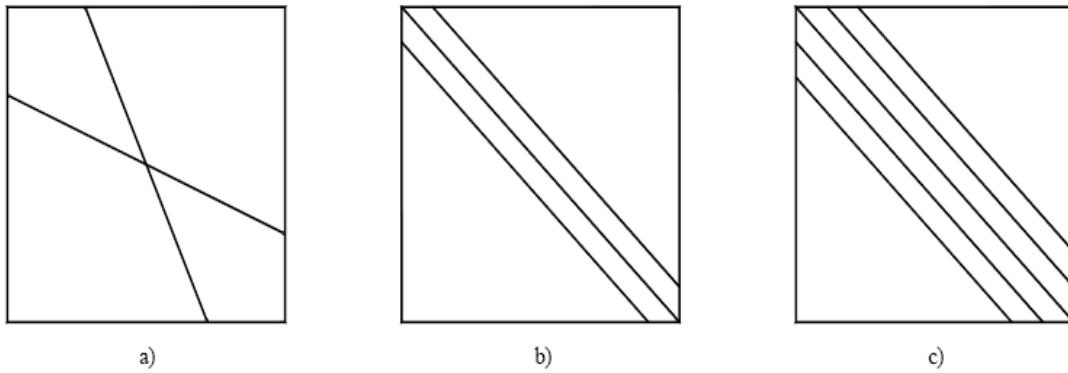


Figura I.22. Modelos de múltiples diagonales.

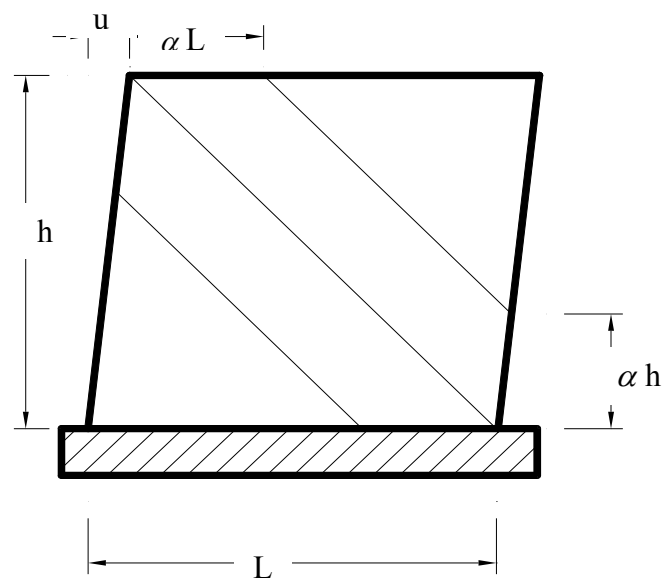


Figura I. 23. Modelo de diagonales equivalentes de Chrysostomou et al (1991).

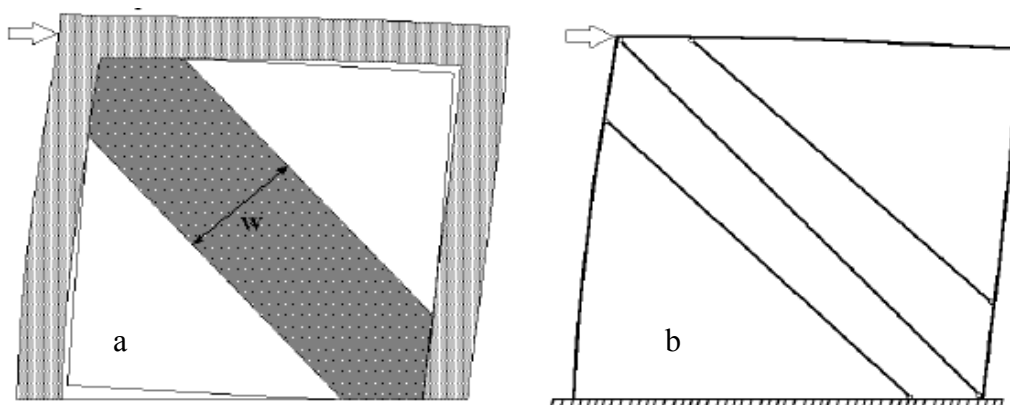


Figura I.24. Modelo de tres diagonales; a) idealización del trabajo de un muro como un puntal en compresión; b) modelo propuesto para análisis.

Cada uno de los modelos anteriores se utiliza para modelar el comportamiento lineal de muro de mampostería en cruja de los marcos de concreto o acero. Pero Orduña, (1999) propone un modelo similar a modelo de Chrysostomou para simular el comportamiento no lineal de muro de mampostería confinado sujeto a fuerza horizontal. El modelo se muestra en la figura I.20. A las diagonales se les asignan comportamiento elasto-plástico perfecto, porque es el más sencillo para representar comportamiento no lineal.

I.7.3. Modelo de columna (ancha)

Una estructura de mampostería se puede modelar por medio de la analogía de columna ancha que consiste básicamente en sustituir los muros de mampostería por una columna en el centro geométrico y asignarle la sección transversal del muro considerando la sección transformada, esto es, sustituyendo las áreas de concreto de los castillos por la relación modular “n” ($n = E_c/E_m$), (Sánchez *et al.* 1997).

Por lo que respecta a las trabes, el segmento que intercepta al muro se le asigna una rigidez infinita y las partes donde no hay muro se deberá tomar en cuenta la contribución del patín de la losa a la rigidez de la viga aplicando el ancho equivalente recomendado en (Meli, 1994). En las figuras I.25a y I.25b, se indica la metodología de la columna ancha.

El método dinámico modelando a la mampostería por medio de la columna ancha puede ser un método adecuado para la determinación de las fuerzas, sin embargo, se requiere hacer una calibración del modelo a través de una solución conocida (viga en voladizo) y de respuestas experimentales para este tipo de estructuras. Adicionalmente el método no puede utilizarse de manera generalizada, la uniformidad y simetría de los muros en elevación (aberturas ubicadas en la misma posición en los diferentes niveles) es una condición necesaria (Jean y Cesin (sin fecha))

I.8 Modelos de comportamiento de muros de mampostería bajo carga

I. 8.1 Axial

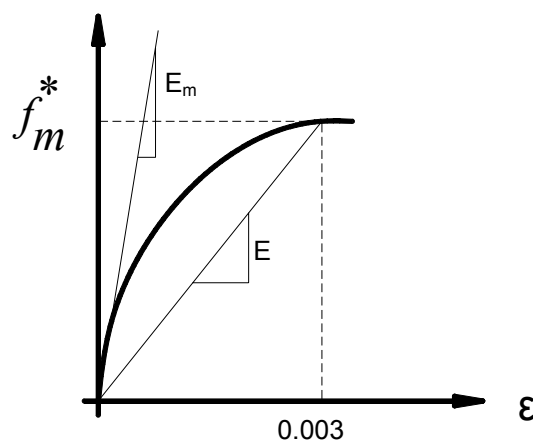


Figura I.25. Modelo de secante.

I.8.2. Horizontal sostenida

El grado de daño en muros de mampostería observado en experimentos se ha utilizado como parámetro de referencia en la modelación de comportamiento de muros de mampostería sujetos a fuerzas sísmicas o laterales. Se han identificado cuatro distintos grados de daños e índice que corresponde a cada uno de ellos como:

- $I_d = 0.25$: la formación de primera fisura diagonal en el medio del muro. Este es el límite elástico de deformación del muro,
- $I_d = 0.50$: la fisura se prolonga en el muro hacia ambas direcciones en diagonal. Este límite se ha observado cuando un muro ya alcanzó la resistencia máxima a fuerzas laterales,
- $I_d = 0.75$: en este límite se observó más daño en el muro. La fisura que en los índices anteriores estaba presente sólo en las juntas de las piezas, ahora incrementó su ancho y agrietó los tabiques. También los castillos empiezan a dañarse, y
- $I_d = 1.00$: el refuerzo en los castillos fluye, (Tomažević, 1997).

En un modelo trilineal degradante para las mamposterías europeas, el cual consiste básicamente en un conjunto de reglas histeréticas que mantienen los desplazamientos y cortantes dentro de una envolvente trilineal mostrada en la figura I.12 (Tomažević y Lutman 1996),

La envolvente se define con los siguientes pares de coordenadas (desplazamiento, cortante): (d_a, V_a) que corresponde al límite elástico de la mampostería, generalmente considerado como el agrietamiento inicial de ésta, (d_{max}, V_{max}) que corresponde a la resistencia máxima, y (d_u, V_u) que corresponde a la resistencia última y deformación útil, determinada por algún criterio de falla.

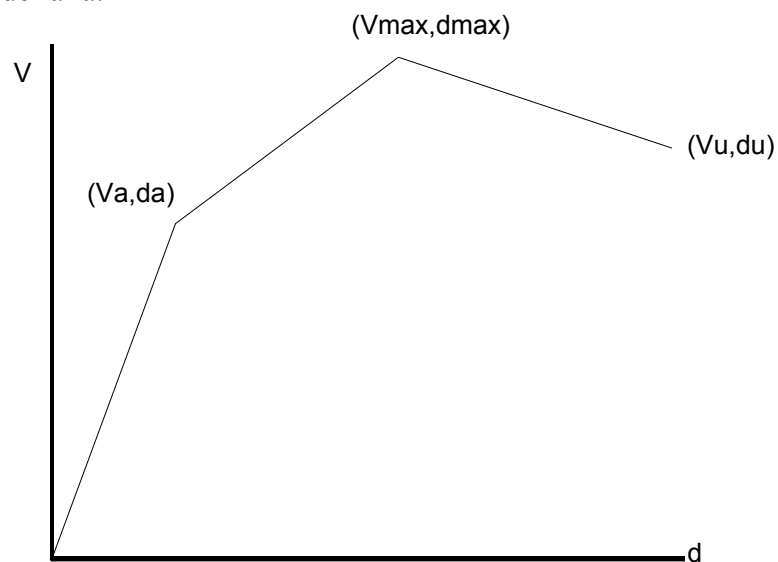


Figura I.26: Modelo trilineal de (Tomažević y Lutman, 1996).

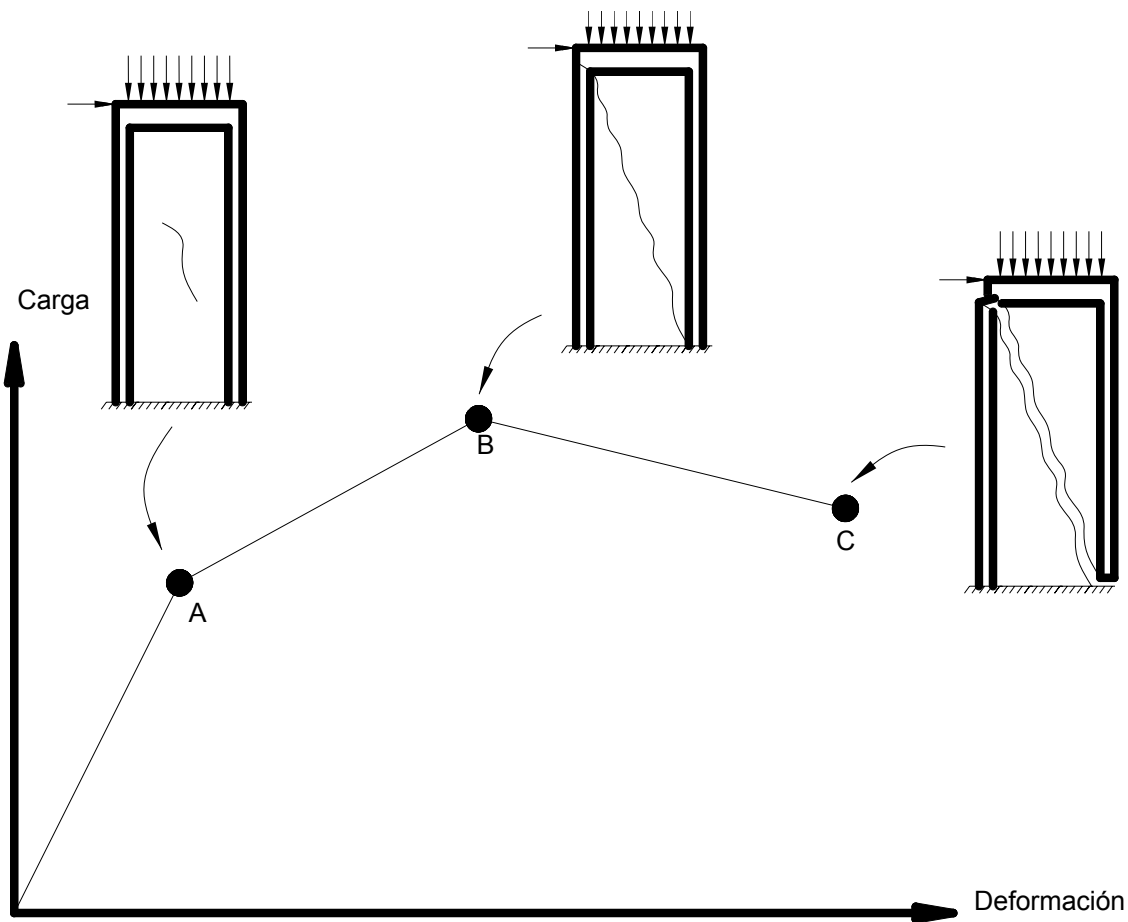


Figura I.27. Curva de envolventes de muros de mampostería confinada (Flores y Alcocer, 1996).

Flores y Alcocer (1996) proponen una curva de carga-deformación para muros confinados bajo carga cíclicas laterales tal y como se muestra en la figura I.27. La gráfica representa solamente cargas cíclicas positivas aunque es igual para cargas cíclicas negativas:

Para muros confinados con o sin refuerzos horizontales, la rama O-A es –elástica-lineal hasta que aparece una fisura diagonal en el muro. En la mecánica de la fractura se reconoce que al iniciarse la formación de una grieta, la rigidez del material se reduce. Entonces con el incremento de las cargas, el muro sufre una pérdida importante de rigidez en la rama B-C que se dividió en dos partes triangulares. El punto C representa el colapso total del muro.

Como se comentó en el párrafo anterior, el comportamiento de muros confinados con o sin refuerzos laterales es igual en la rama O-A. Dentro de la rama (O-A) la cuantía de refuerzos no contribuye al comportamiento inicial del muro ni a la carga de agrietamiento; los refuerzos horizontales empiezan a trabajar cuando aparece el primer agrietamiento. Los muros con refuerzos laterales exhiben mayor capacidad en resistencia y deformación (Aguilar, 1996).

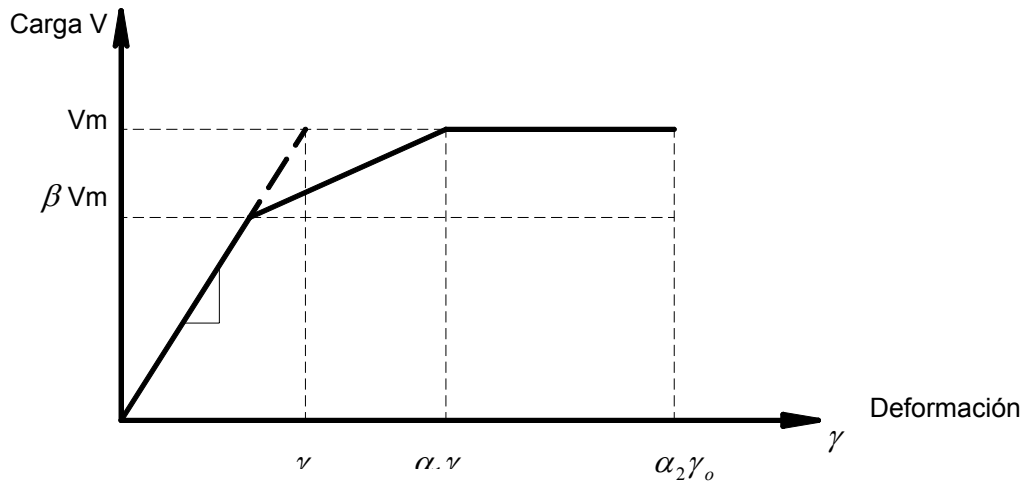


Figura I.28. Modelo trilineal de Meli.

(Meli, 1979) propuso una curva de tipo trilineal, figura I.32. El primer tramo describe un comportamiento elástico hasta cerca del agrietamiento del muro. El segundo tramo corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, después de esto está el tramo horizontal hasta la falla. Esto implica que se puede mantener la resistencia lateral de un muro de mampostería en un intervalo determinado.

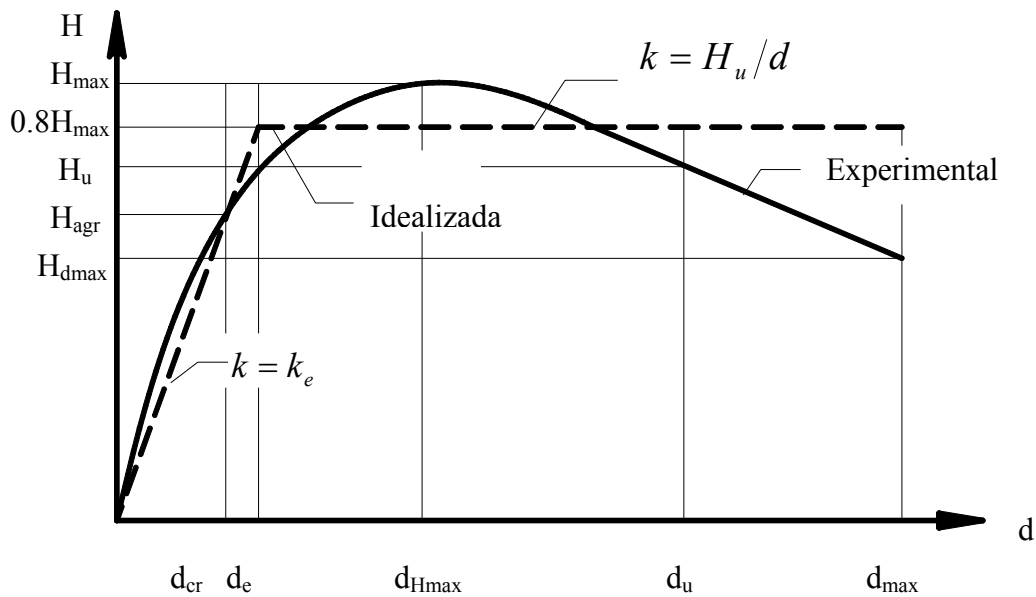


Figura I.29. Curva bilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomažević, 1997).

Dado una fuerza-deformación curva experimental se puede idealizarlo a una curva bilineales o tri-lineales como se muestra en la figuras I.29 y I.30. Los tres puntos limites importantes para la idealización son; limite elástico o punto de agrietamiento inicial, H_{agr} , la

resistencia máxima, H_{max} y la resistencia última, H_{dmax} y las deformaciones que corresponde a cada uno; d_{cr} , d_{Hmax} y d_{max} (Tomažević, 1997).

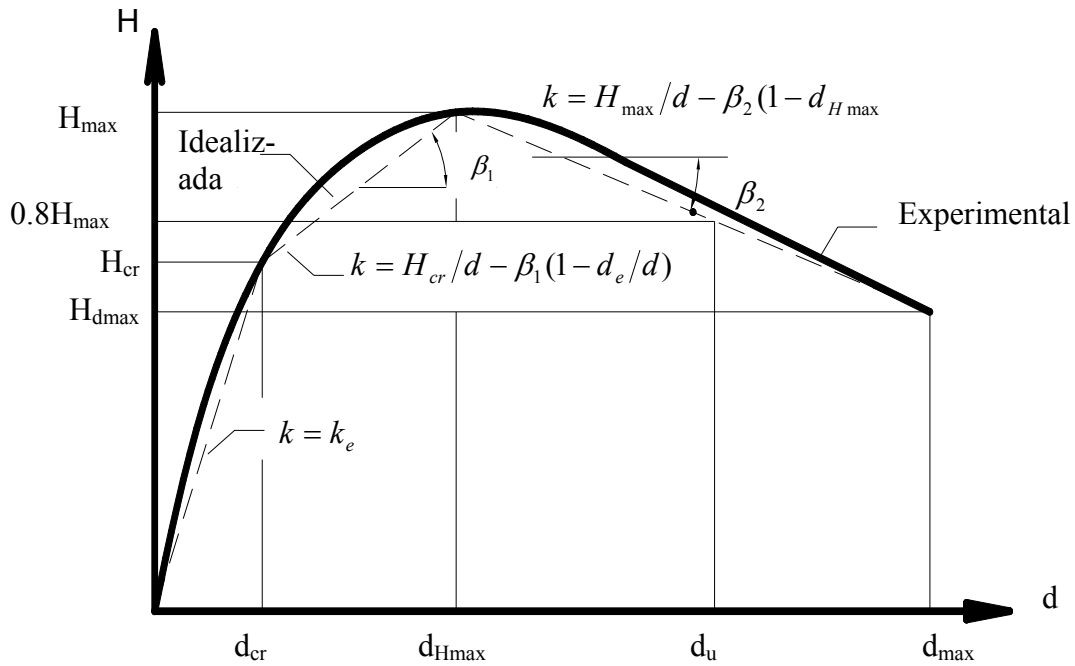


Figura I.30. Curva trilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomažević, 1997).

I.8.3. Carga horizontal cíclica o alternada

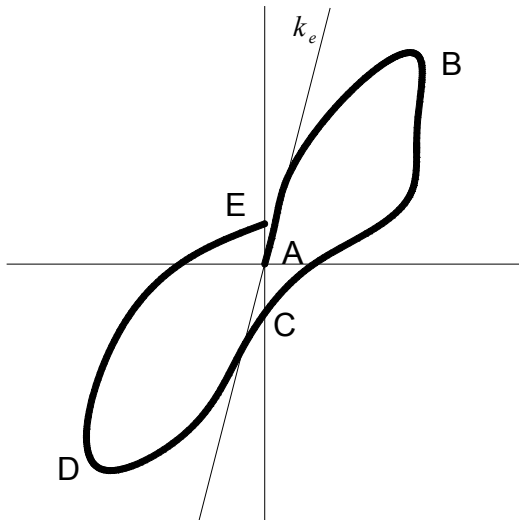


Figura I.31. Primer ciclo de la curva histerética típica de la mampostería

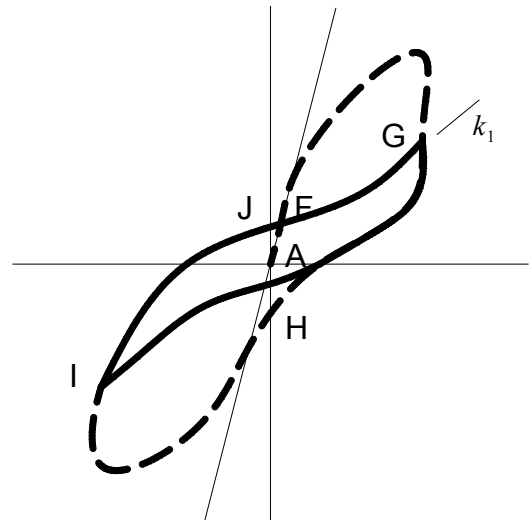


Figura I.32. Segundo ciclo de la curva histerética típica de la mampostería

El efecto de la aplicación de ciclos de carga alternada, con amplitudes de deformación mayores que la de agrietamiento inicial, produce deterioro, que ocurre prácticamente en su totalidad entre el primero y el segundo ciclo, y que consiste esencialmente en la reducción pronunciada de la tangente inicial de la curva carga – deformación como se muestran en las figuras I.31 a I.33, (Meli, et al, 1968).

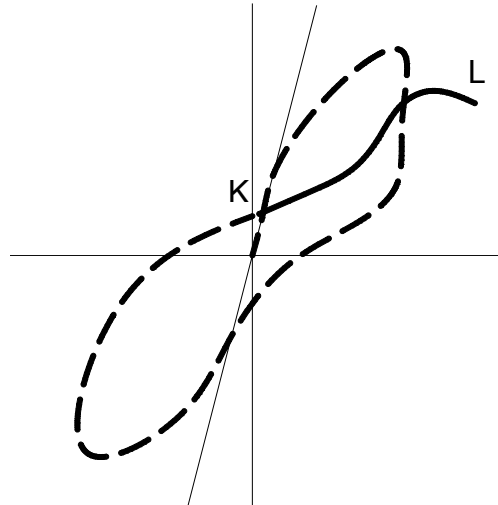


Figura I.33. Tercer ciclo de la curva histerética típico de la mampostería.

Las curvas histeréticas en las figuras I.31 a I.33 muestran las pérdidas de las resistencias y rigideces de muros de mampostería bajo fuerzas laterales reversibles.

I.9. Objetivos

Los objetivos del trabajo son:

1. Proponer un modelo para la simulación de las pruebas de laboratorio seleccionadas con la finalidad de estudiar casos típicos y posteriormente casos complejos de lo que no se tienen pruebas laboratorio.

I.10. Justificación

Se utilizan las herramientas inadecuadas para establecer el comportamiento esperado de las estructuras durante las excitaciones sísmicas en zonas con altos niveles de peligro sísmico como México. Un ejemplo es el método tradicional de análisis estructural elástico para el análisis de edificaciones de mampostería de varios niveles con una planta baja débil y flexible.

El trabajo trata de establecer métodos de análisis que tomen en cuenta el comportamiento observado en las zonas sísmicas y el planteamiento de métodos de análisis y de diseño

sísmico que consideran, de manera explícita, el control de nivel de daño estructural de mampostería, a través de un control de su demanda máxima de desplazamiento durante la excitación.

I.11. Alcance

Se estudia uno de los cuatro muros de mampostería confinada que no tiene refuerzo horizontal. Los otros tres tienen un porcentaje de refuerzo horizontal cada vez mayor al anterior.

I.12. Metas

- Modelar un muro de mampostería como un elemento barra,
- adaptar algunos modelos de materiales de OpenSees para la mampostería,
- realizar análisis gravitacional, empujón y cíclica del elemento propuesta. Los análisis mencionados fueron realizado en el modelo experimental de referencia en este trabajo.
- enumerar y medir, mediante algunos registros de OpenSees, los parámetros necesarios para determinar el comportamiento de un muro de mampostería confinada.

I.13. Metodología

- 1 Se analizan un muro de mampostería confinada sin refuerzos horizontales,
- 2 el muro se analiza con el programa de cómputo OPENSEES, y
- 3 los resultados obtenidos se comparan con resultado experimental existente.

CAPÍTULO II

Modelos no-lineales de elementos finitos

Resumen

Se presenta en este capítulo una breve descripción del modelo experimental y los dos modelos no lineales de los elementos finitos propuestos para modelar el espécimen. Los modelos son de flexo-compresión y el modelo flexo-compresión con cortante. Ambos modelos son elemento viga-columna con plasticidad distribuida. Se presentan también los modelos de materiales: concreto, acero y los que se apegan más al comportamiento de la mampostería en el espécimen, así como los parámetros del muro y las dimensiones. Finalmente se analiza los modelos propuesto con OpenSees. OpenSees es un software abierto que ofrece las posibilidades de crea modelos de materiales, elementos, etc. e implementarlos. El OpenSees también tiene una amplia librería de los modelos de materiales que se pueden adaptar a la necesidad de los usuarios. Los análisis que se realizan son análisis estático con carga gravitacional, empujón y carga cíclica. Se describen los valores que será calculados: fuerzas en el elemento y en distintas secciones, y fuerzas en algunas fibras de elemento así como las fuerzas y los desplazamientos en los nodos.

II.1 Modelo experimental como fuente de datos

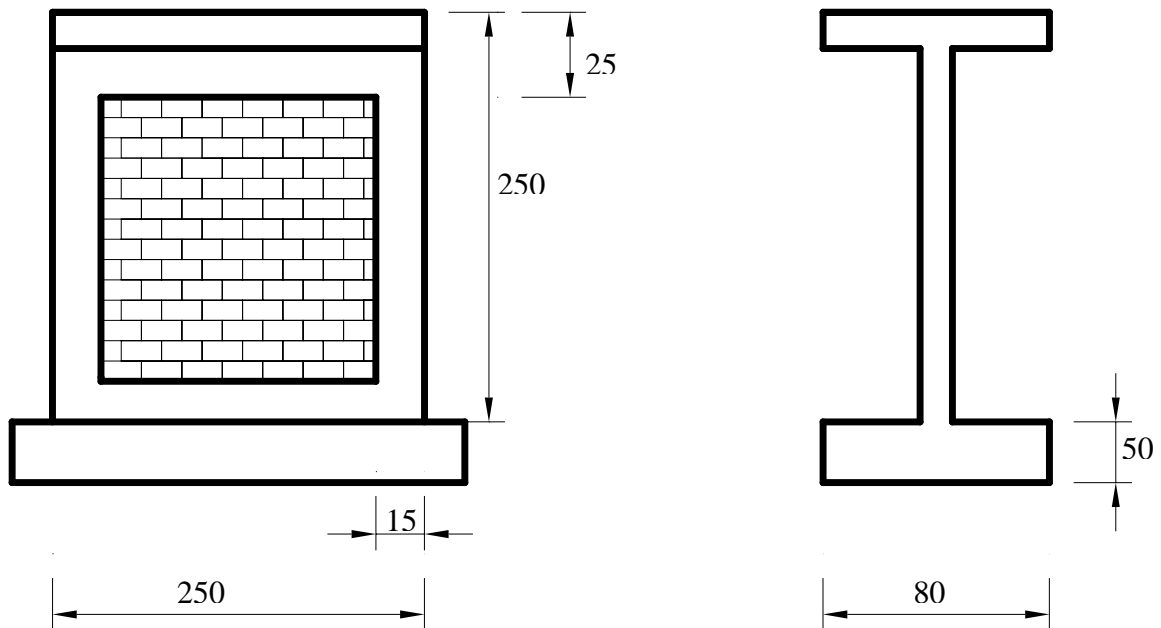


Figura II.1. Dimensión de muro de mampostería confinada (modelo experimental) de (Aguilar, 1996).

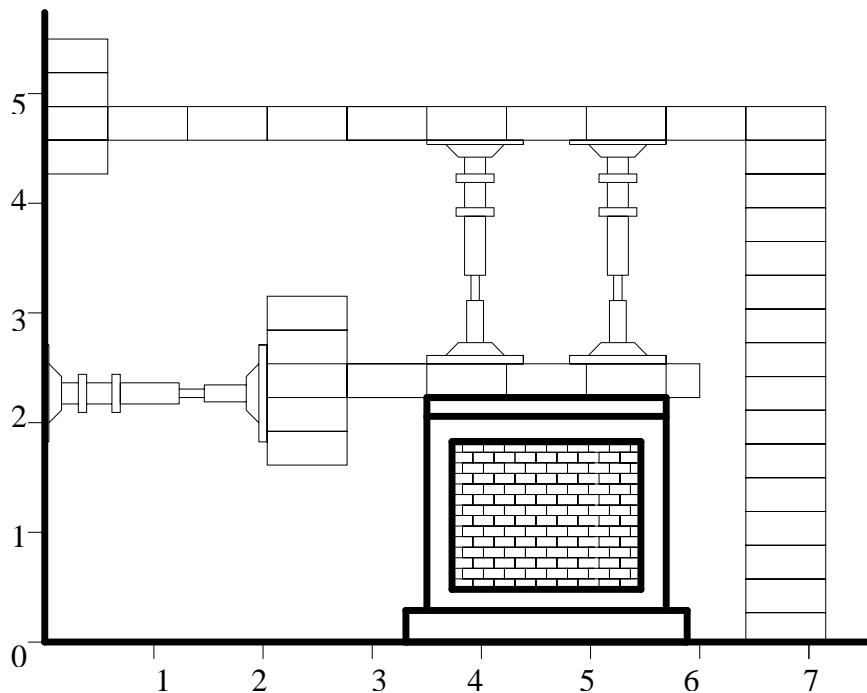


Figura II.2. Modelo experimental y las cargas aplicadas. (Aguilar, 1996).

El espécimen para analizar es un muro confinado de 250 cm. por 250 cm, los elementos confinantes, castillos y dalas, son elementos de concreto reforzados y el muro de tabique rojo recocido. El muro es uno de los 4 muros del proyecto experimental de Aguilar y colaboradores (1994) en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) Aguilar, et. al. (1994).

El muro está empotrado en la base. Se aplica un esfuerzo vertical de 5 kg/cm^2 que corresponde a un esfuerzo típico en los muros de planta baja de una vivienda económica de cuatro o cinco niveles y un esfuerzo. La fuerza vertical resultante es $P=15 \text{ T}$. La fuerza horizontal aplicada fue de 7.5 T (ibid).

Para el caso de análisis con fuerzas cíclicas, la historia de carga aplicada estuvo de acuerdo a la NTC. La dimensión del espécimen y las cargas aplicadas en el modelo, se muestran en las figuras II.1 y II.2.

II.2.0. Modelo propuesto

Se modela el espécimen, un muro de mampostería confinado, como un elemento viga columna no lineal de elementos finitos. El elemento se define estableciendo el tipo de control: sea por desplazamientos o por fuerzas, su conectividad y una sección transversal. La sección transversal, a su vez, se discretiza por medio de fibras. Cada una de estas fibras funciona como un elemento unidimensional, esto es, que solo se consideran fuerzas y deformaciones en el sentido longitudinal de la fibra, sin tener interacción con otras fibras. Siendo cada fibra independiente de las otras, puede caracterizarse con un tipo de material distinto. Esto es lo que permite una completa flexibilidad en la definición de la sección, para poder incluir los distintos tipos de materiales de una sección de muro: los castillos en concreto confinado, el cuerpo del muro en mampostería y el refuerzo en acero.

La hipótesis fundamental en la definición del elemento es que la sección permanece plana durante la deformación. Esto permite establecer la deformación de todas las fibras de la sección por medio de solo los tres grados de libertad del eje del elemento a lo largo del mismo.

Así mismo el elemento se discretiza en el sentido longitudinal. Esto quiere decir que se consideran los desplazamientos y fuerzas resultantes en solo algunos puntos a lo largo del elemento que se utilizan como puntos de integración. Esto es, para el resto de los puntos del elemento se los valores de desplazamientos y fuerzas son ajustados de acuerdo a una cuadratura de integración. En los casos que nos ocupa se utilizan una regla de integración de Lobatto, que incluye como puntos de integración los extremos del elemento (a diferencia de cuadraturas como la de Gauss)

La viga-columna que consiste de una sección discretizada en fibras (ver la figura II.11) se considera como: elemento viga-columna con plasticidad distribuida basada en;

- a) fuerza (force-based beam column element with distributed plasticity), y
- b) desplazamiento (displacement-based beam column element distributed plasticity)

La sección de la viga columna consiste de secciones de los castillos que estén en ambos lados de la sección de mampostería. Las secciones se discretizan en fibras como se muestra en la figura II.11. Cada franja en la figura representa una fibra que trabaja uniaxialmente.

La sección tiene cuatro tipos de material: El concreto de los castillos (conco1), el concreto confinado en los castillos (conco2), el refuerzo en los castillos (steel01) y la mampostería. Los parches son áreas de *concrete01*, *concrete02* y mampostería y una capa de acero de refuerzo. Se supone que el acero de refuerzo tiene las propiedades de "Steel01".

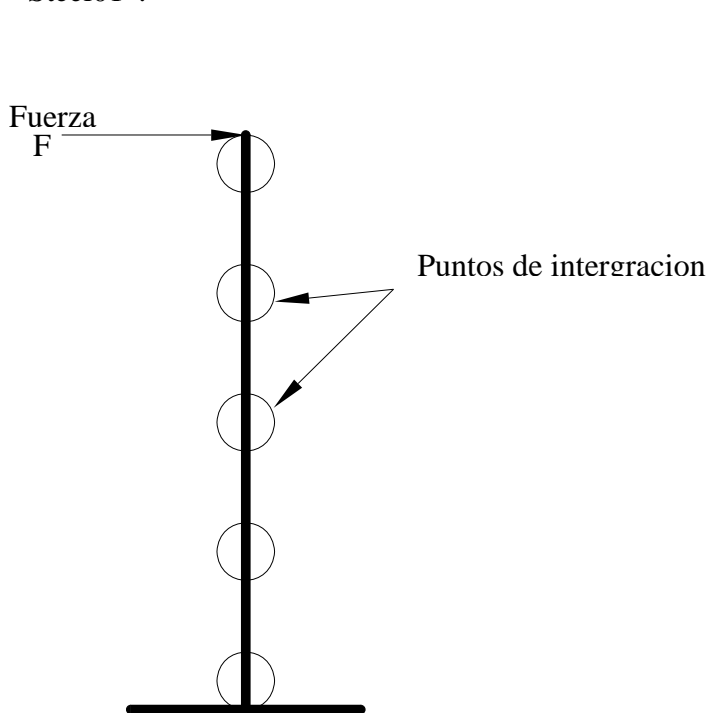


Figura II.3. Elemento de viga-columna basado en fuerza (Force based beam column element).

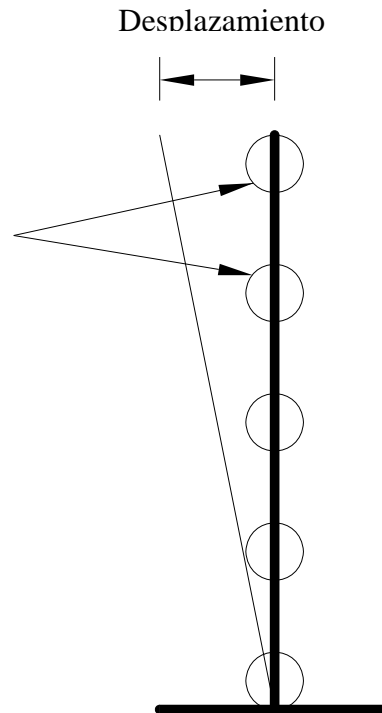


Figura II.4. Elemento de viga-columna basado en desplazamiento (Displacement based beam column element).

II.2.1. Modelo de sección descretizada en fibras

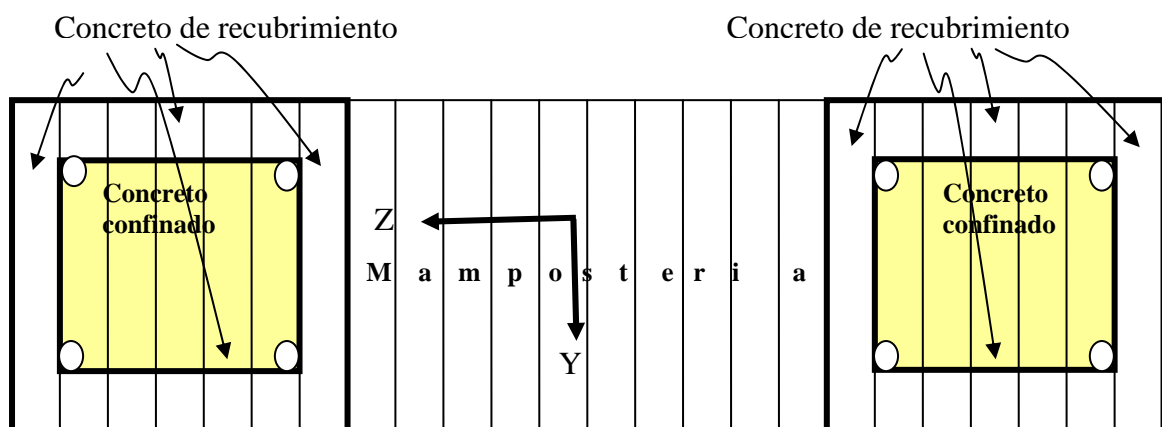


Figura II.5. Sección descretizada en fibras.

El primer parche es el recubrimiento de los castillos (las secciones alrededor de concreto confinado en la figura II.11) con un concreto de menos resistencia, en este caso "Concrete01".

El segundo parche es el concreto confinado que debido a efectos de refuerzos transversales tiene generalmente una resistencia alta.

El tercer parche es la mampostería. Se supone en este trabajo que la mampostería tiene comportamiento de las siguientes materiales: Un material con nula resistencia en tensión (Elastic No-Tensión Material ENT), un material elástica plástica con deformación inicial (Elastic Plastic Gap Material, EPP Gap), en compresión y un material elástica con plasticidad perfecta (Elastic-Perfectly Plastic Material, EPP).

II.2.2. Tipos de análisis:

Utilizando OpenSees se realizan tres tipos de análisis estáticos en cada uno de los dos tipos de los elementos viga-columna. Los análisis estáticos realizados son:

1. análisis estático por gravedad,
2. análisis estático de empujón sostenida, y
3. análisis estático cíclico.

Los fenómenos a estudiar son de tipos de análisis empujón y cíclica. Pero se requiere el análisis gravitacional para cargar el peso propio del elemento y la carga axial.

I.3. Formulación del elemento

El análisis de un elemento viga-columna en un programa de elemento finito mixto, como OpenSees, se basa en la formulación de un elemento viga. Partiendo desde una formulación de un elemento general y su deformación se presenta la formulación para un elemento viga y para los estados del elemento y sus secciones. Muchos de los programas de elemento finito se basan en rigideces. Los programas mixtos se basan en los dos métodos; rigideces y flexibilidades. La formulación que se presenta es una modificación de método de Ciampi Carlesimo (1986) por Enrico Spacone y colaboradores (1996).

I.3.1 Formulación general para elemento y vector de deformación del elemento

1) elemento

- vector de fuerza en un elemento

$$Q = \{Q_1 Q_2 Q_3 Q_4 Q_5\} \quad 1$$

- vector de deformación en un elemento

$$q = \{q_1 q_2 q_3 q_4 q_5\} \quad 2$$

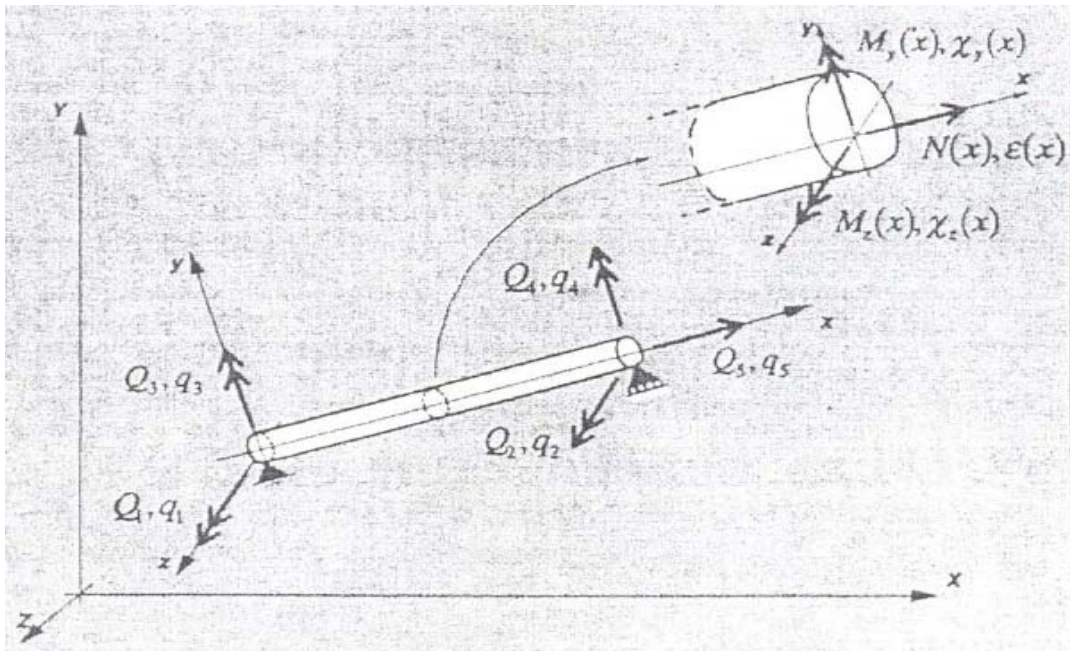


Figura II. 6. Fuerzas y deformaciones generalizadas en el elemento.

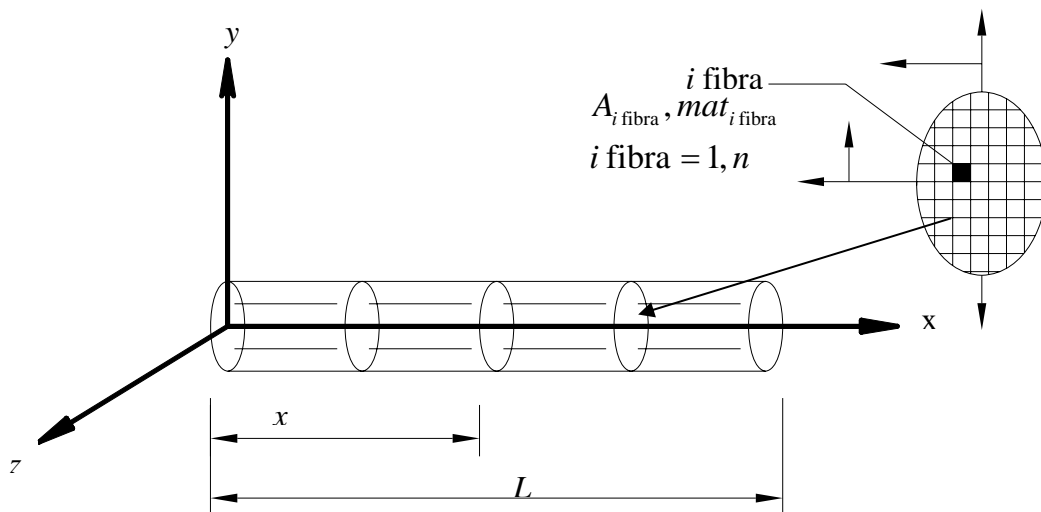


Figura II.7. Elemento viga a coordenada local de referencia y la sección transversal dividido en las fibras.

2) Sección

- vector de fuerza en un sección

$$D(x) = M_z(x)M_y(y)N(x) \tag{3}$$

- vector de deformación en una sección

$$d(x) = \{X(x)X(x)\epsilon(x)\} \tag{4}$$

Formulación para un elemento viga-columna en un programa de cómputo basado en flexibilidad y rigideces, programa mixto:

En un programa de cómputo mixto se usan las funciones de interpolación independientes para aproximar las deformaciones y fuerzas en un elemento:

Los dos campos de incremento son:

$$\Delta d(x) = a(x)\Delta q \quad 5$$

$$\Delta D(x) = b(x)\Delta Q \quad 6$$

$a(x)$ y $b(x)$ son matrices de interpolación de funciones de deformación y fuerza respectivamente.

Se combina ecuacione 5 y 6 para obtener la matriz que relaciona las fuerzas en un elemento con los incrementos de deformación del elemento como se muestra en ecuación...

$$\Delta d^j(x) = f^{j-1}(x)\Delta D^j(x) + r^{j-1}(x) \quad 7$$

$f^{j-1}(x)$ y $r^{j-1}(x)$ son las falibilidad de la sección y la deformación residual de la interacción previa.

La ecuación 7 en otra forma se muestra a continuación;

$$\int_0^L \partial D^T(x) [\Delta d^j(x) - f^{j-1}(x)\Delta D^j(x) - r^{j-1}(x)] dx = 0 \quad 8$$

Sustituyendo ecuaciones... y... en... y tomando en cuenta que la ecuación... debe cumplir para una...arbitraria, la ecuación...se convierte al siguiente:

$$T\Delta q^j - F^{j-1}\Delta Q^j - s^{j-1} = 0 \quad 9$$

donde T es un matriz que depende solo a la funciones de interpolación

$$T = \int_0^L b^T(x)a(x)dx \quad 10$$

La matriz de flexibilidad F es:

$$F = \int_0^L b^T(x)f(x)b(x)dx \quad 11$$

La deformación residual del elemento es:

$$s = \int_0^L b^T(x)r(x)dx \quad 12$$

La ecuación... es equivalente a la forma linealizada de fuerza-deformación de una sección.

Las condiciones de equilibrio se satisfacen desde el principio de desplazamiento virtual:

$$\int_0^L \partial d^T(x)[D^{j-1}(x) + \Delta D^j(x)]dx = \partial q^T Q^j \quad 13$$

Q^j es un vector de fuerzas nodales en equilibrio con las fuerzas internas, $D^{j-1}(x) + \Delta D^j(x)$. Sustituyendo ecuaciones... y... en la ecuación 13, tomando en cuenta que la ecuación debe satisfacer para un ∂q arbitrario. La integral es equivalente a la expresión:

$$T^T Q^{j-1} + T^T \Delta Q^j = Q^j \quad 14$$

La matriz equivalente de la ecuación 14 es:

$$\begin{bmatrix} -F^{j-1} & T \\ T^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta Q^j \\ \Delta q^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} s^{j-1} \\ Q^j - T^T Q^{j-1} \end{Bmatrix} \quad 15$$

Resolviendo la primera ecuación y sustituyéndola en la segunda ecuación, se obtiene la siguiente expresión:

$$T^T [F^{j-1}]^{-1} (T \Delta q^j - s^{j-1}) = Q^j - T^T Q^{j-1} \quad 16$$

La selección de las funciones de interpolación $b(x)$ y $a(x)$ para elemento viga simplifica la ecuación... La matriz $b(x)$ se obtiene desde las equilibrio de ecuaciones axiales y momentos del elemento. La selección de $a(x)$ el la formulación mixta debido a la selección especial de las resultantes de deformación y fuerza q y Q respectivamente. Estas medidas son consistente a resultantes conjugados donde el producto $q^T Q$ es el trabajo externo de la viga.

Un caso peculiar a una viga de Bernoulli (Bernoulli beam) convierte a $T = I$ donde I es una matriz de identidad de 3×3 que no depende de $a(x)$. Sustituyendo $T = I$ en la ecuación 16, se obtiene la siguiente expresión.

$$[F^{j-1}]^{-1} (\Delta q^j - s^{j-1}) = \Delta Q^j \quad 17$$

La ecuación final, ecuación 17, expresar la matriz linealizada como una relacion entre los incrementos en las fuerzas, ΔQ^j y los incrementos de deformaciones, $\Delta q^j - s^{j-1}$ correspondientes. La matriz de rigideces del elemento, $[F^{j-1}]^{-1}$, es una inversa de matriz flexibilidad.

1.3.2. Determinación del estado de un elemento

La implementación de modelo en un programa de elemento finito mixto involucra los cálculos de las fuerzas internas resistentes y rigideces que corresponde a los desplazamientos en los nodos de la estructura.

Para los programas basados en rigideces las deformaciones de las secciones se calculan desde la deformación del elemento usando funciones de interpolación. Después se calculan las fuerzas internas resistentes y rigideces.

Para los programas basados en flexibilidades las deformaciones de las secciones no se calculan fácilmente. Se aplican incrementos de fuerzas en los grados de libertad de la estructura. Con interacciones de Newton-Raphson se reduce la desigualdad de las fuerzas lo más posible. Los desplazamientos de cada elemento se calculan resolviendo las ecuaciones generado por las interacciones.

I.3.3. Determinación del estado de una sección

Se determina el estado de una sección mediante un cálculo de fuerzas internos $D_R(x)$ y la matriz de rigideces $k(x)$ que corresponde a la deformación $d(x)$. La deformación en cualquier punto (x, z) de una sección transversal es $\varepsilon(x, y, z) = I(y, z)d(x)$ donde $I(y, z)$ es un vector de geometría.

$$I(y, z) = \{-y \ z \ 1\}.$$

Las deformaciones $\varepsilon(x, y, z)$ producen un modulo tangente de material $E(x, y, z)$ y esfuerzo $\sigma(x, y, z)$. La matriz de rigideces de la sección $k(x)$ y las fuerzas resistentes $D_R(x)$ son entonces determinadas mediante el uso de principio de fuerzas virtuales:

$$k(x) = \int_{A(x)} I^T(x, z) E(x, y, z) I(y, z) dA$$

$$D(x) = \int_{A(x)} I^T(y, z) \sigma(x, y, z) I(y, z) dA$$

Numéricamente las integrales anteriores se calculan sumando las $n(x)$ fibras

$$k(x) = \sum_{ifib=1}^{n(x)} I^T(x, y_{ifib}, z_{ifib}) (EA)_{ifib} I(x, y_{ifib}, z_{ifib})$$

$$D(x) = \sum_{ifib=1}^{n(x)} I^T(x, y_{ifib=1}, z_{ifib}) (\sigma A)_{ifib}$$

II.4. propiedades, modelos y parámetros de los materiales componentes en el elemento

Se presentan a continuación los parámetros de los materiales en el espécimen, recordando que la mampostería es una material formado con la unión de las piezas y mortero.

II.4.1. Concreto

La resistencia característica de diseño para los elementos de concreto es 250 kg/cm. La resistencia de concreto a los 28 días en los castillos es 260 kg/cm² y en la losa, 255 kg/cm².

II.4.1.2. Modelo de concreto –concrete01 y sus parámetros

El modelo describe la característica del concreto no reforzado que simplemente resiste fuerzas a compresión con nula capacidad en tensión como se muestra en la figura II.3.

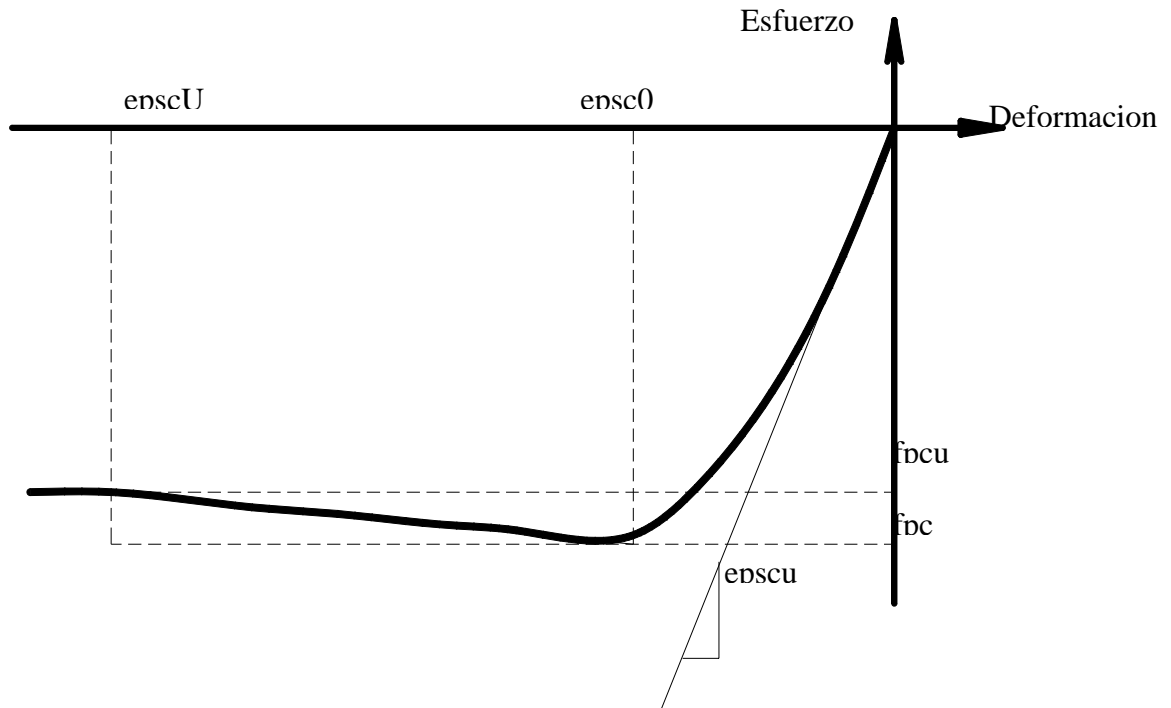


Figura II.6. Modelo de concrete01.

Los parámetros importantes para implementar concrete01 en Opensees son los siguientes. Se dan los valores de cada parámetro de acuerdo al modelo experimental.

Resistencia a compresión de concreto en 28 días (con signo negativo), f_{pc} es -260 kg/cm^2 (dato)

Deformación de concreto en la resistencia máxima, $epsc0$ es 0.003 (aproximado).

Resistencia de concreto a aplastamiento, f_{pcu} es -52 kg/cm^2 (aproximado).

Deformación de concreto en la resistencia a aplastamiento, $epscU$ es 0.011 (aproximado).

II.4.1.3. Modelos de concreto –concrete02 y sus parámetros

Se ha establecido que la inclusión de acero de refuerzo mejora considerablemente las características de esfuerzo deformación del concreto. En particular se establece que la ductilidad de concreto va aumentando con incremento en las cuantías de refuerzos transversales. Y sabemos que la ductilidad de una material significa la capacidad de material de trabajar en tensión.

Básicamente los modelo de concrete02 y concrete03 del OpenSees modelan concretos con diferentes capacidades en tensión.

Como se puede ver en las figura II.4 las características esfuerzo (tensión) - deformación del concrete02 es lineal.

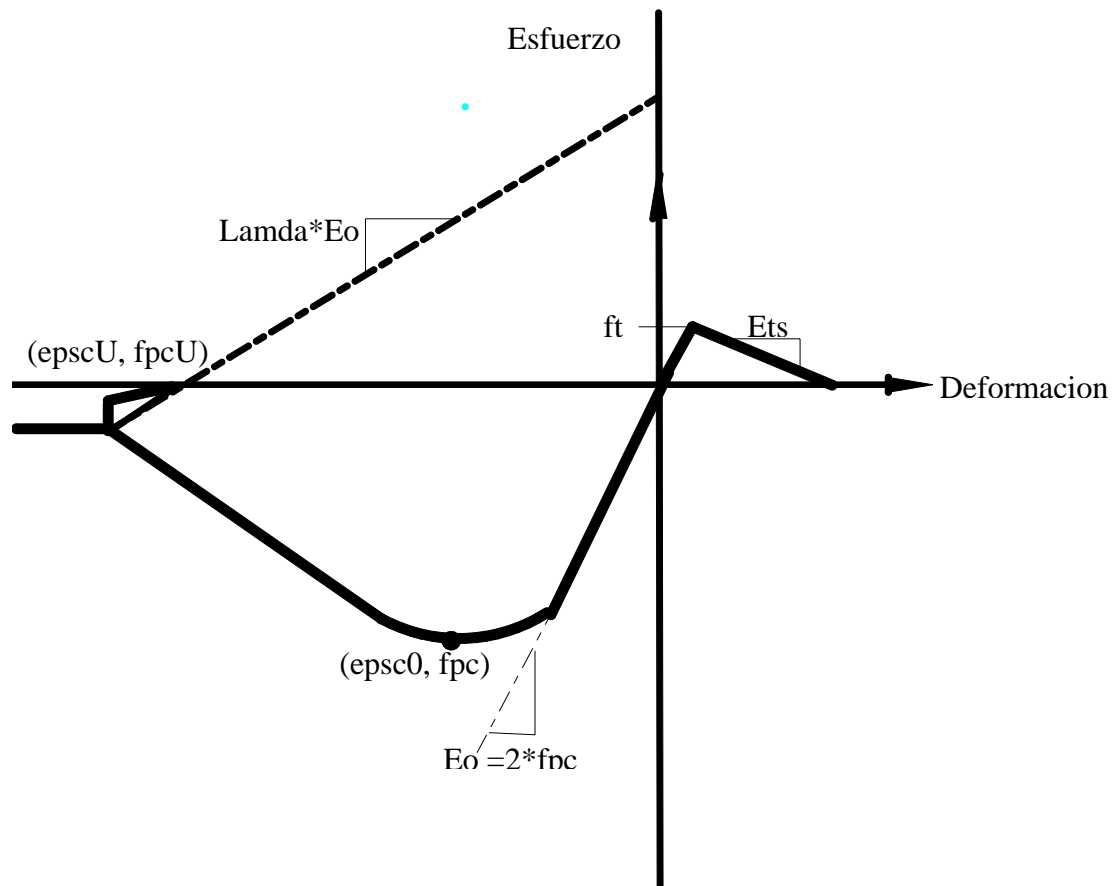


Figura II.7. Modelo de concrete02.

A continuación son los parámetros importantes para definir concrete02y sus valores desde el modelo experimental:

Resistencia a compresión de concreto en 28 días (con signo negativo), fpc es 260kg/cm^2 (dato).

Deformación de concreto en la resistencia maxima, epsc0 es 0.003 (aproximado).

Resistencia de concreto a aplastamiento, fpcu es 52 kg/cm^2 (aproximado).

Deformación de concreto en la resistencia a aplastamiento, epscU es 0.011 (aproximado).

Relación entre las pendiente de descarga y de carga, lambda es 0.01 (aproximado).

Resistencia en tensión, ft es 36.4 kg/cm^2 (aproximado).

Pendiente de la línea de la región en tensión, Ets es $7.28\text{e}+04$ (aproximado).

II.4.2. Acero

El acero longitudinal en los castillos, dalas y losas fue de grado 42 ($f_y = 4200\text{kg/cm}^2$) y los estribos son de 22 grado ($f_y = 2200\text{kg/cm}^2$). Los refuerzos horizontal en los muros son alambres corrugadas en frío, grado 60 ($f_y = 6000\text{kg/cm}^2$).

Los números de modelos de acero de refuerzo en Opensees van aumentando. Entre los modelos que hay por el momento se ocupa el modelo steel01 en este trabajo. Se describe a continuación los parámetros importantes de estos modelos.

I.5.2.1. Modelo de acero de refuerzo –steel01 y sus parámetros

Es un modelo bi-lineal con endurecimiento de las deformaciones isotópicas (isotropic strain hardening).

El modelo de steel01 es muy similar al modelo idealizado de la curva-esfuerzo-deformación de un acero sometido a las cargas de tensión y compresión alternada. Este modelo es muy ideal porque los aceros de refuerzos en el espécimen trabajan en compresión y tensión bajo fuerzas horizontales que se aplican.

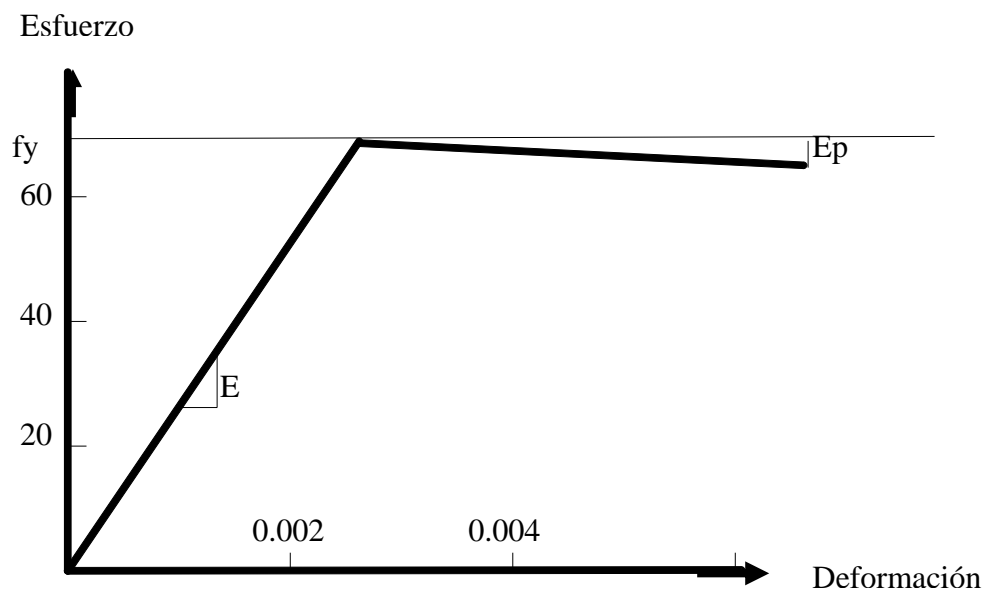


Figura II.10. Modelo de Steel01.

Parámetros de material

Resistencia a fluencia, F_y es 42000 kg/cm^2 (dato)

Módulo de Young, E es $2e6 \text{ kg/cm}^2$ (aproximado).

Relación deformación b es E_p/E endurecimiento es 0.01 (aproximado).

II.4.3. Mampostería

Las piezas en el modelo experimental son de largo, ancho y espesor de 24cm, 12cm, 6 cm., respectivamente. Se une con un motero de 85 kg/cm^2 de resistencia a compresión.

Las resistencias características de diseño a compresión y a cortante son 25 kg/cm^2 y 3 kg/cm^2 , respectivamente.

En general la resistencia a la compresión de la mampostería puede estimarse como: $f_m = 0.45f_p$ para piezas de barro y silito-calcareas donde f_m es la resistencia a la compresión de la mampostería y f_p es la resistencia a la compresión de la pieza.

El módulo de elasticidad de mampostería E_m se estima como $E_m = 350f_m$. Normalmente f_m es la resistencia a compresión obtenida en pilas.

La mampostería se modeló como un material que no resiste tensión pero muy resistente a fuerza de compresión.

En Opnesees los modelos de material similar a esta característica de mampostería son el modelo de un material elástico sin resistencia a la tensión (Elastic No Tension material –ENT) material elástico de plasticidad perfecta con deformación inicial (Elastic Perfectly Plastic Gap material –EPP Gap) ‘modificado’ y un material elástico de plasticidad perfecta (Elastic Perfectly Plastic material –EPP). A continuación se presenta cada uno de los modelos:

II.4.3.1. Modelo de material elástico sin resistencia a la tensión (Elastic No Tension material –ENT)

Como se puede observar, en la figura II.11, el único parámetro necesario para definir el comportamiento del materia es su módulo de elasticidad o módulo de Young, E es 8750 kg/cm^2

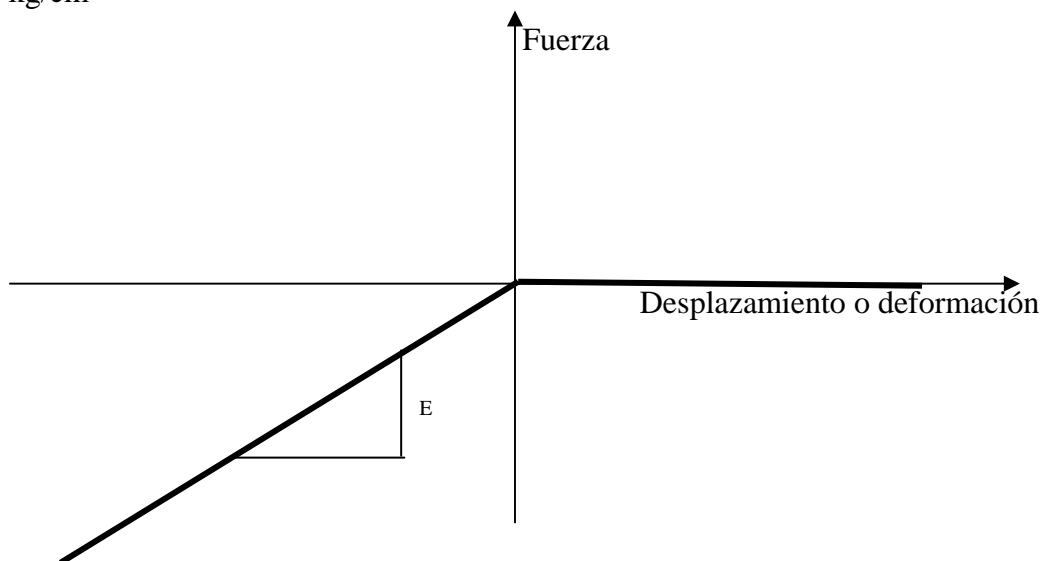


Figura II.11. Modelo de “Elastic No Tension” material.

II.4.3.2. Modelo de material elástico de plasticidad perfecta con deformación inicial (Elastic Perfectly Plastic Gap material –EPP Gap) ‘modificado’

En la figura II.12 se presenta el modelo de material elástico de plasticidad perfecta con deformación inicial (Elastic Perfectly Plastic Gap material –EPP Gap) en compresión.

Se modifico suponiendo un valor de deformación inicial casi zero que significa que el material no tiene una deformación inicial. Debido que el desempeño de mampostería en tensión es casi nula y su aplastamiento después un cierto valor de resistencia, se considera que un modelo de EPP Gap en compresión es muy ideal. Se espera que este modelo sea mejor que el modelo de “Elastic No-Tension Material”.

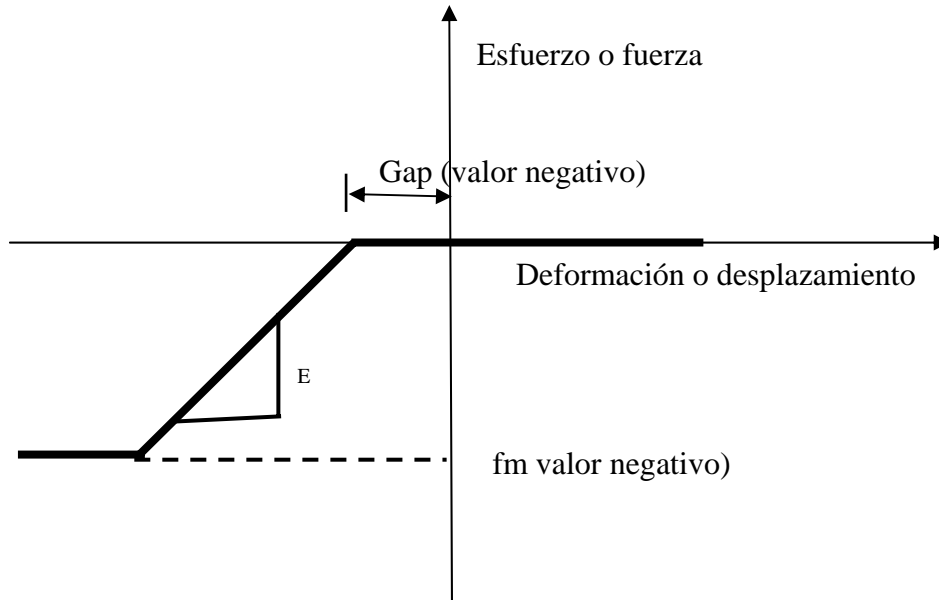


Figura II.12. Modelo de “Elastic Perfectly Plastic Gap” material.

Parámetros de la material

Pendiente de rigideces, E es 8750 kg/cm^2

Esfuerzo o fuerza en la cual la material es plastica, f_m es -25 kg/cm^2

Deformación inicial (en nuestros caso este valor se modifica a un numero pequeño –casi cero), gap es 0.00000001

II.4.3.3. Modelo de un material elástico de plasticidad perfecta (Elastic Perfectly Plastic material –EPP)

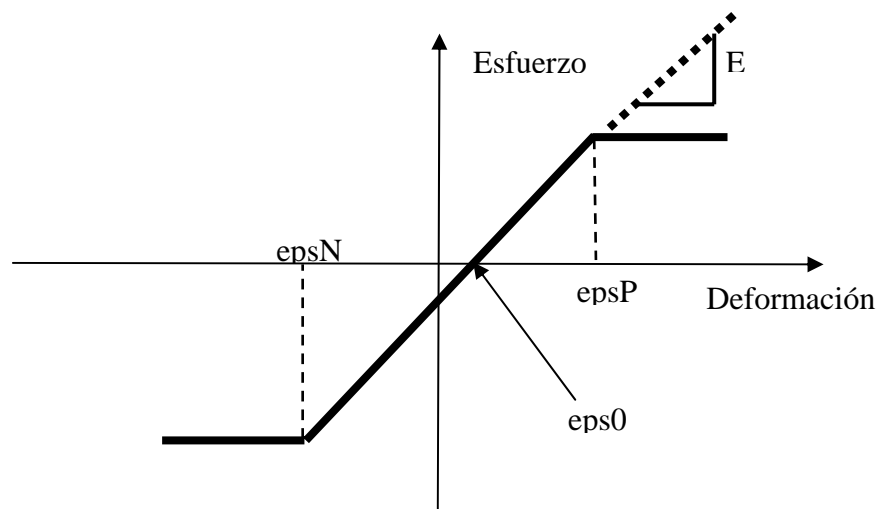


Figura II.13. Modelo de “Elastic Perfectly Plastic” material.

Otro modelo que puede ser utilizado para mampostería es el modelo de “Elastic-Perfectly Plastic Material”. Pero debido a que el material trabaja en compresión tanto como en tensión, no se utilizar en este trabajo porque se supone que mampostería sólo trabaja en compresión.

Parámetros de material

Pendiente, E es 8750 kg/cm^2

Deformación de material en la cual la material es plástica en tensión, epsyP es -25 kg/cm^2

Deformación de material en la cual la material es plástica en compresión, epsyN se toma como 0.001, 0.002 y 0.003.

Deformación inicial (cero), eps0 es 0

II.6. Implementación del “OpenSees” para modelo de flexo-compresión

Tabla II.1: Parámetros medidas en diferentes partes de los modelos de elemento finitos.

Número	Componente del elemento/elemento	Parámetros
a	Elementos	Fuerzas globales
b		Fuerzas locales
c	Secciones	Fuerza
d		Deformación
e		Esfuerzo-deformación
f	Nudos	Desplazamientos
g		Reacciones
h		Distorsión (Drift)
i	Fibras	Deformación Esfuerzo

Como primer paso del análisis con un programa de cómputo del elemento finito en este caso el OpenSees se genera la geometría del elemento viga-columna propuesta con sus dimensiones, longitud y secciones, los materiales, las condiciones de frontera y el peso propio del espécimen.

Se realizaron tres tipos de análisis; bajo el peso propio y la carga viva gravitacional esperada en la estructural se hace el primer análisis que es análisis de gravedad. Bajo una carga o desplazamiento horizontal sostenido se realizó el segundo tipo de análisis, análisis de empujón sostenida y finalmente aplicando una carga o desplazamiento horizontal cíclico se realizó el tercer tipo de análisis.

Se crean registros para monitorear y grabar o guardar el comportamiento del elemento, sus secciones en cada punto de integración o nudos específicos, tanto como del comportamiento de cualquier fibra del elemento bajo diferentes condiciones y pasos de cargas o desplazamientos, en archivos de salida.

En la tabla II.1 se muestra las informaciones que pueden contener los registros dependiendo del componente del elemento:

II.7. Modelo de cortante

Hay dos modelos de cortante en OpenSees:

1. De sección única para fuerza-deformación
2. De sección de flexo-compresión mas cortante.

En la figura II.14 se muestra una interacción de la secciones en cortante con una sección bajo momento flexiónate. La figura II.15 es una interacción entre una sección en cortante con otra en flexo-compresión.

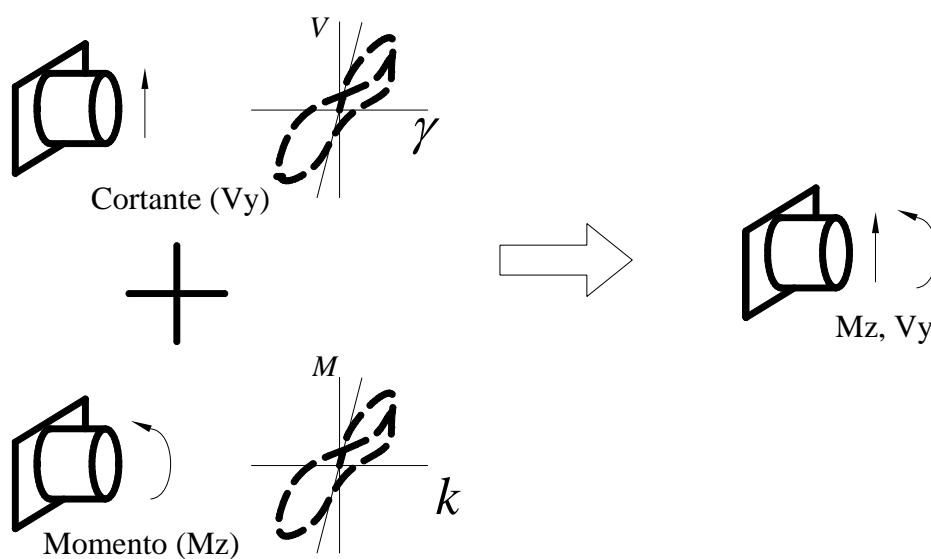


Figura II.14. Modelo de sección única para fuerza-deformación

La figura II.15 muestra el modelo de sección flexo-compresión más cortante como una interacción de dos secciones; uno de sección discretizada axial – momento flexiónate y la otra de cortante y curvatura.

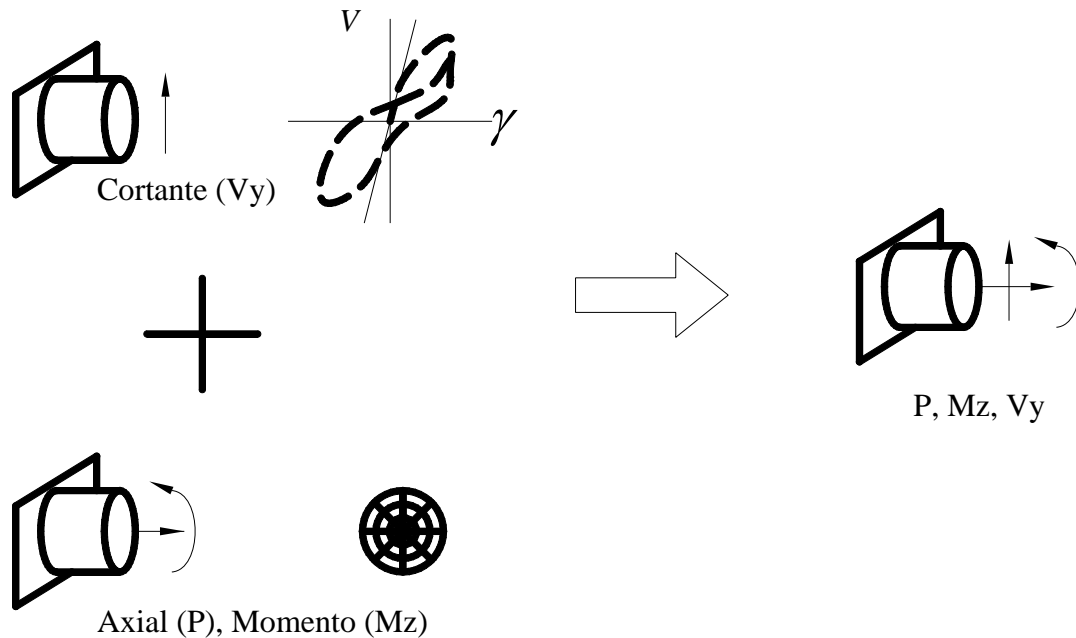


Figura II.15. Modelo de sección de flexo-compresión más cortante

II.8. Modelo de material de cortante

Para el cortante, la mampostería se modela como:

1. un material elástica con plasticidad perfecta (E_{pp})
2. un material elástica con endurecimiento.

II.9. Implementación del “OpenSees” para modelo de cortante

Se realizaron dos tipos de análisis: análisis empujón sostenida y análisis cíclica mediante el OpenSees. Los parámetros medidos son similares a los de tabla II.1 de página 51.

CAPÍTULO III:

Resultados, interpretación y discusión

Resumen

En este capítulo se presentan los resultados de las simulaciones de la respuesta de los muros. Los registros obtenidos contienen las respuestas en el elemento, en los nudos, en algunas fibras del elemento y para algunos puntos de integración o secciones, sobre el elemento.

Es importante recordar que el muro se modeló como dos tipos de elementos distintos; uno como modelo flexo-compresión y el otro como modelo flexo-compresión con cortante que se llama modelo de cortante. El modelo de flexo-compresión consiste de dos elementos viga-columna distintos; uno basado en fuerza y el otro basado en desplazamientos. El modelo de cortante es un elemento viga-columna basado en fuerza. Se modeló la mampostería como; material elástico de plasticidad perfecta (Elastic Perfectly Plastic material –EPP), material elástico de plasticidad perfecta con deformación inicial (Elastic Perfectly Plastic Gap material –EPP Gap), material con rama elástica y degradación de resistencia (concrete01) y por último, material elástico sin resistencia a la tensión (Elastic No Tension material –ENT).

A continuación se presentan las salidas de los parámetros medidos para cada uno de los tres tipos de análisis realizados: gravitacional, empujón y cíclicas. Las salidas de cada tipo de análisis empiezan con las fuerzas globales en el elemento, las cuales son las aplicadas en el nodo dos del elemento. Después se presentan las fuerzas locales, y luego reacciones y desplazamientos entre otros valores, generados por las fuerzas aplicadas. Se hacen algunas observaciones después de cada salida.

III. 1. Análisis estático ante carga gravitacional

III.1.1. Fuerzas globales en los elementos

La carga vertical aplicada en al elemento fue de 15600 kgf, la cual representa el peso propio y la carga típica constante que es consistente con el uso que se pretende dar una estructura de vivienda de 4 niveles. La carga se aplica en 10 pasos.

Los resultados para cada paso se muestran en la tabla III.1 que ayuda a confirmar si las fuerzas internas son consistentes a la fuerza aplicada. Esta confirmación es importante antes de empezar a analizar los efectos de la fuerza aplicada.

Tabla III.1. Fuerzas locales en elemento viga columna.

Datos (Pasos)	Px_1	Py_1	Mz_2
0.100	0.000	-1560.000	0.000
0.200	0.000	-3120.000	0.000
0.300	0.000	-4680.000	0.000
0.400	0.000	-6240.000	0.000
0.500	0.000	-7800.000	0.000
0.600	0.000	-9360.000	0.000
0.700	0.000	-10920.000	0.000
0.800	0.000	-12480.000	0.000

II.1.2. Desplazamientos en el nodo 2

Tabla III.2. Las deformación en elemento viga columna basadas en desplazamiento.

Datos (Pasos)	Material y deformacion				Fuerza
	ENT	EPP Gap	EPP	Concrete01	
0.1	0.000006	0.000007	0.000007	0.000005	1560
0.2	0.000011	0.000015	0.000015	0.000009	3120
0.3	0.000017	0.000022	0.000022	0.000014	4680
0.4	0.000023	0.00003	0.00003	0.000018	6240
0.5	0.000029	0.000038	0.000038	0.000023	7800
0.6	0.000035	0.000046	0.000046	0.000028	9360
0.7	0.000041	0.000054	0.000054	0.000033	10920
0.8	0.000047	0.000062	0.000062	0.000038	12480
0.9	0.000054	0.00007	0.00007	0.000043	14040
1	0.000060	0.000079	0.000079	0.000048	15600

La tabla III.2 muestra las deformaciones en elemento viga columna (modelo flexo-compresión) con la mampostería en el elemento modelado como diferentes materiales. Dado que la carga vertical es relativamente baja la deformación con todas las materiales es sensiblemente elástica aunque muestran pequeñas diferencial debidas a la diferencial de los curvos esfuerzos – deformación de las material.

III.2. Análisis estático empujón (modelo de flexo-compresión)

El análisis estático empujón sostenido ayuda a entender el desempeño de una estructura bajo una fuerza horizontal sostenida. Se muestran a continuación las fuerzas aplicadas y sus efectos en los elementos, nodos y secciones. Entre los efectos de las cargas aplicadas nos importa más la carga horizontal máxima a la cual la estructura empieza a fluir y la deformación en la cual ocurre eso.

III.2.1. Fuerzas locales en los elementos

Las fuerzas locales dan idea de las fuerzas axial, cortante y momento (N, V, M) que actúan en cualquiera sección del elemento como se muestra a continuación en la tabla III.3.

Tabla III.3. Las fuerzas internas en el sistema local de referencia.

Dato	Nodo 1			Nodo 2		
	N_1	V_1	M_1	N_2	V_2	M_2
0.4338	15600	13536	3383934	-15600	-13536	0
0.6328	15600	19742	4935450	-15600	-19742	0
0.7994	15600	24943	6235676	-15600	-24943	0
0.9143	15600	28527	7131811	-15600	-28527	0
0.9720	15600	30327	7581838	-15600	-30327	0
0.9851	15600	30735	7683741	-15600	-30735	0
0.9782	15600	30519	7629832	-15600	-30519	0

La tabla III.3 muestra las fuerzas internas en los nodos uno y dos debido a las fuerzas aplicadas en el nodo dos. La tabla muestra que la carga vertical esta constante mientras que la carga vertical esta aplicado en pasos. La tabla indica el estado del elemento, las fuerzas actuando en el elemento los efectos de cuales se miden en las secciones a continuación.

III.2.4. Fibras

Las figuras III.1a - III.1h de una sección del elemento dan idea de estado de esfuerzos resistido para cada fibra desde una carga 4426 kgf hasta 39632kgf aplicado en el nodo dos de elemento.

Las figuras III.2a – III.2d muestran la fuerza-deformación de una fibra de cada tipo de materiales en el elemento en las partes de compresión y tensión de la sección del elemento.

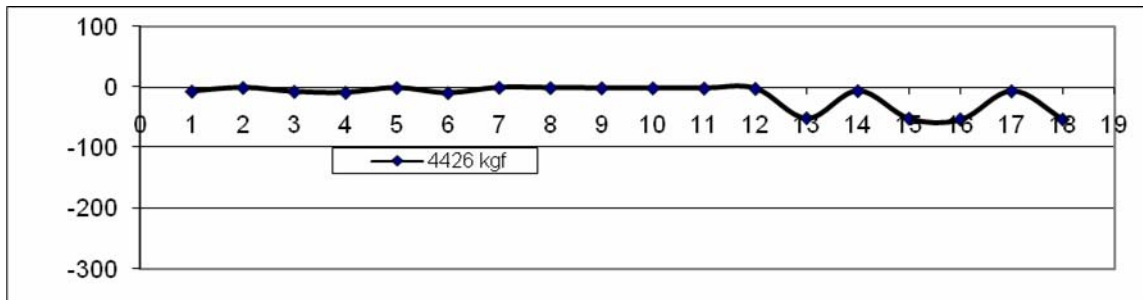


Figura III.1a. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp.

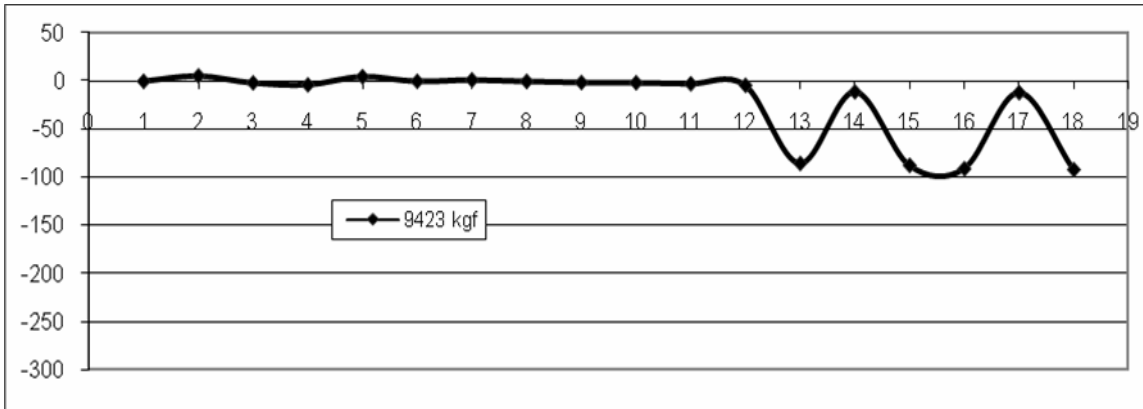


Figura III.1b. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp.

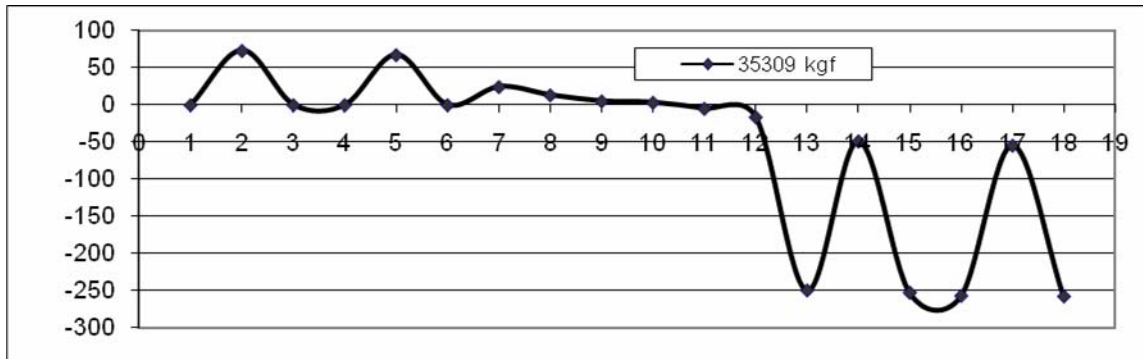


Figura III.1c. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp.

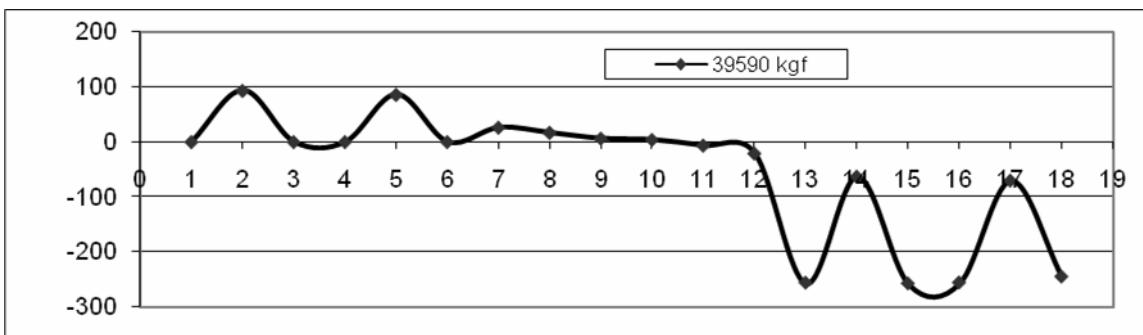


Figura III.1d. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp.

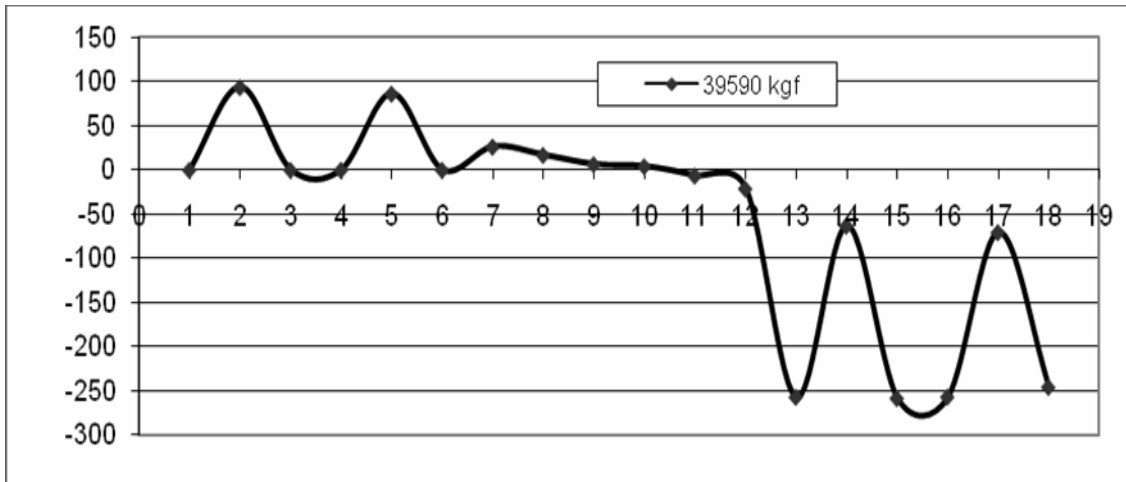


Figura III.1e. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp.

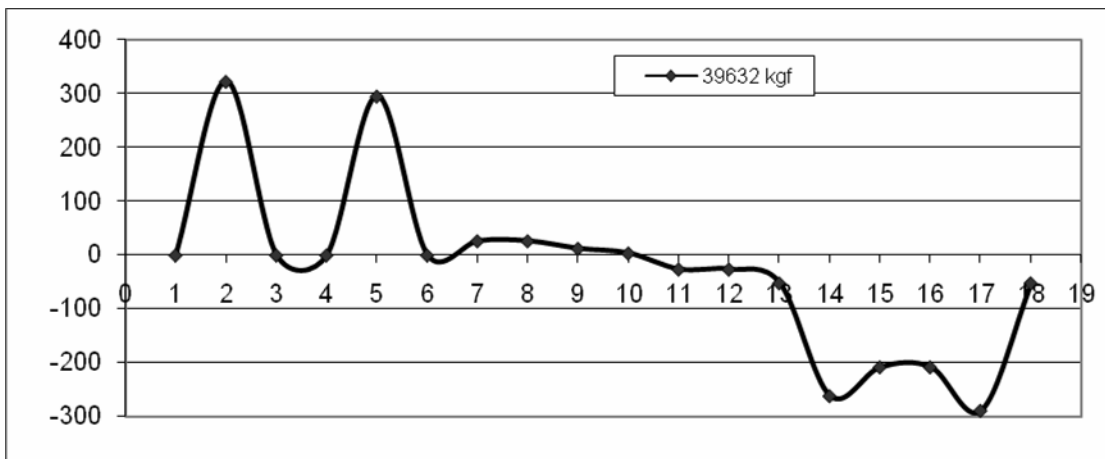


Figura III.1f. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp.

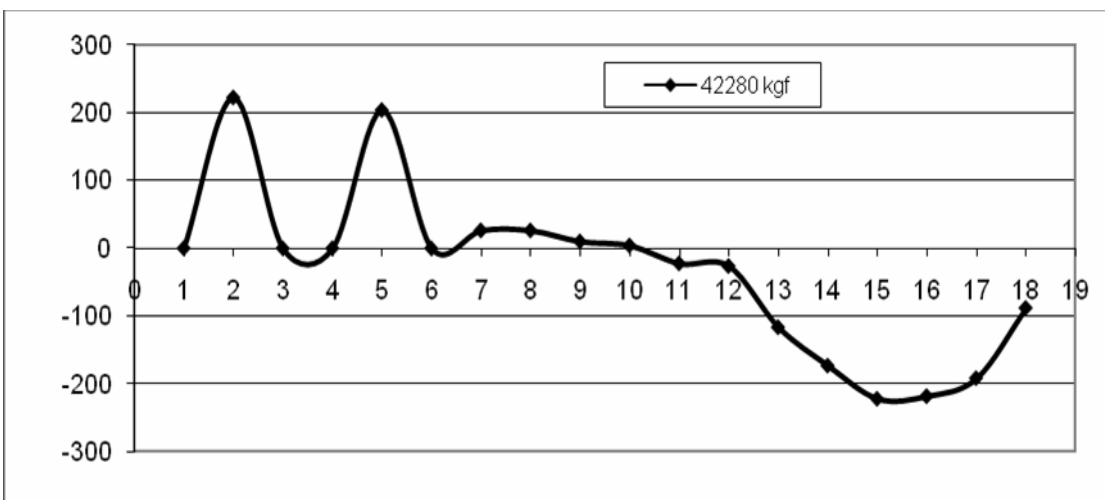


Figura III.1g. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp.

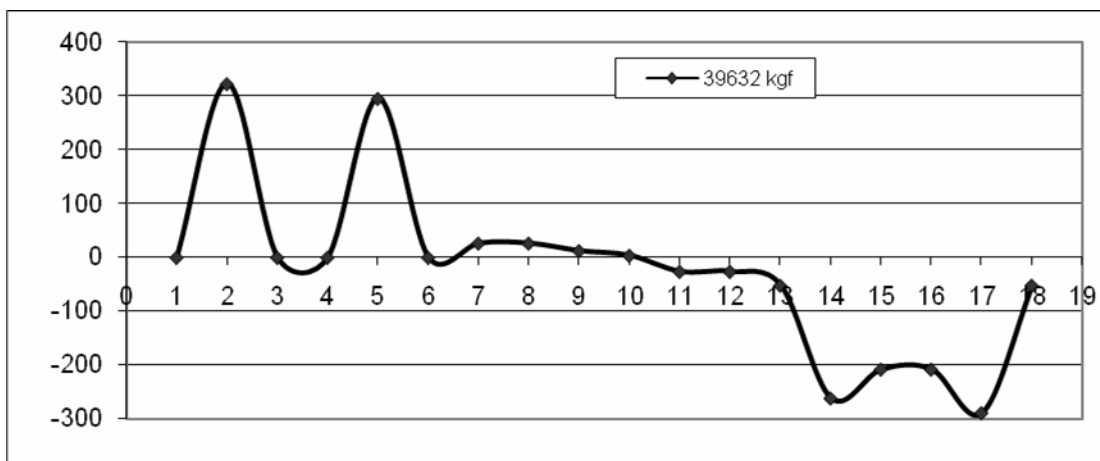


Figura III.1h. Resistencia de las fibras en una sección en el elemento basada en desplazamiento con mampostería modelado como Epp (continuación).

Las graficas III.1a - III.1h muestran 19 fibras tomando de un extremo a otro en una sección de muro de mampostería confinado. Las fibras de concreto de recubrimiento (Conc01) son 1, 6 13 y 18. Las fibras de acero son 2, 5, 14 y 17. Las fibras de concreto confinado (conc02) son 3, 4, 15 y 16. Las fibras 7 a 13 son de mampostería. Las fuerzas en cada de las fibras indican como trabajan cada uno de ellos. En particular el modelo Epp para mampostería tiene un componente de 5 kgf en tensión. Esto no debe ser porque la mampostería solo trabaja en compresión.

Se puede observar también que el acero de refuerzo no fluye (esta todavía en su rango elástica) aunque el muro ya alcanzar su resistencia máxima.

Las grafica III.1a indica que el elemento apenas emplazar a trabajar con un estado de fuerza de 4426 kgf. En la figura III.1g todas las fibras empiezan a sufrir una perdida de resistencia con una carga de 42280 kgf.

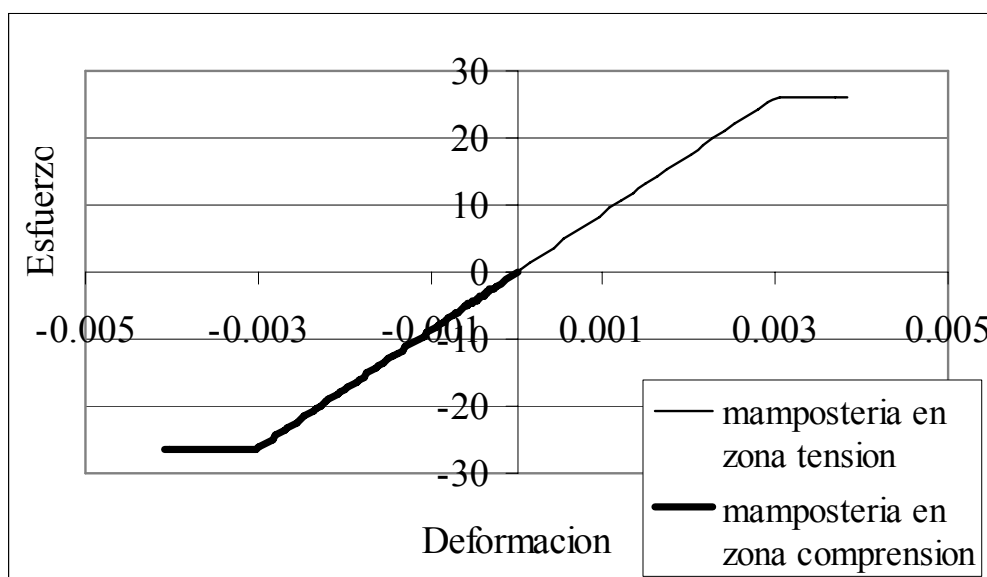


Figura III.2a. Comportamiento de mampostería en las partes de compresión y tensión del muro

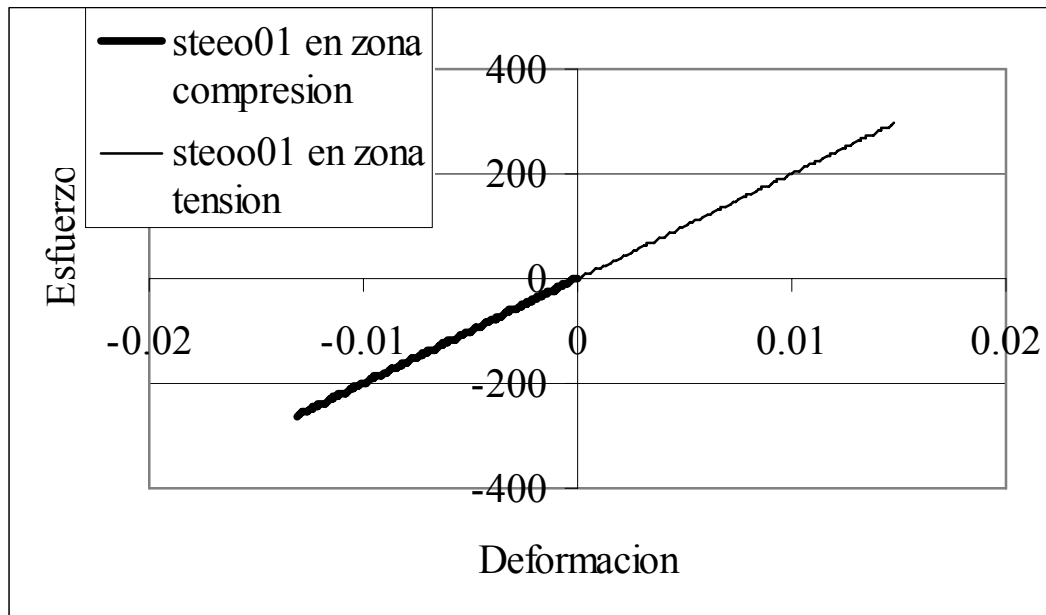


Figura III.2b. Comportamiento de acero de refuerzo en las partes de compresión y tensión del muro.

Las figuras III 2a – III.2d dan idea de comportamiento de muro en la parte de compresión y tensión. Las figuras indican como cada uno de los materiales trabajo de acuerdo a la sección que estén; compresión o tensión. El comportamiento de cada fibra obedece a modelo de cada material correspondiente.

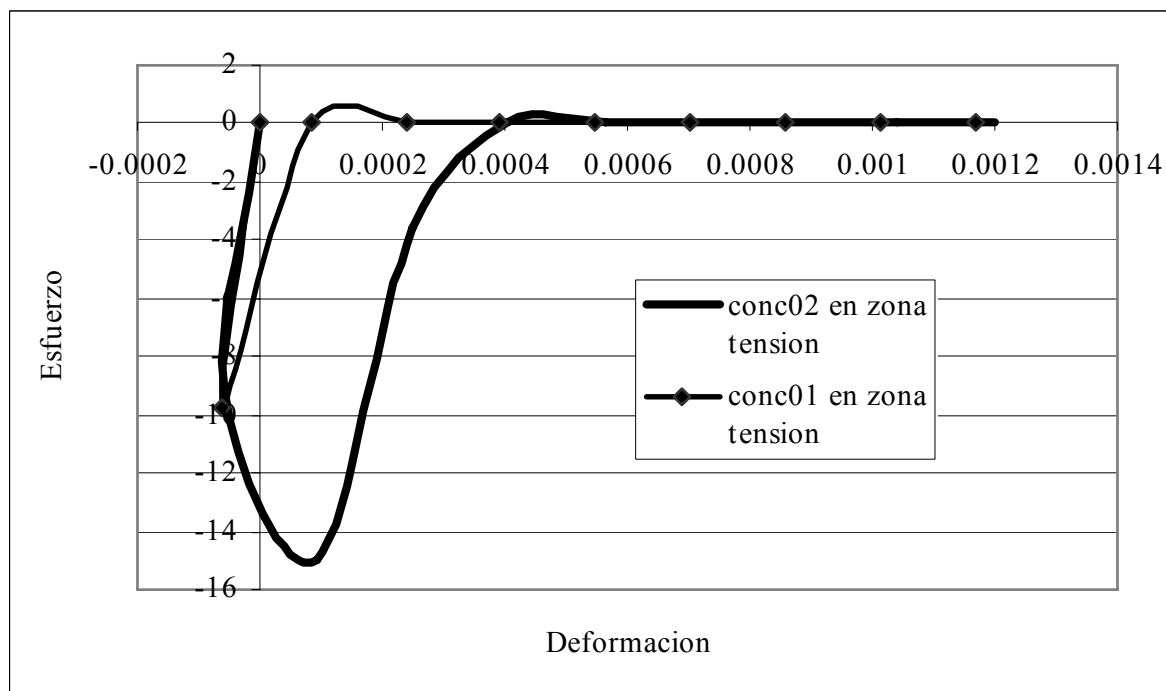


Figura III.2c. Comportamiento de concreto confinado en la parte de tensión del muro.

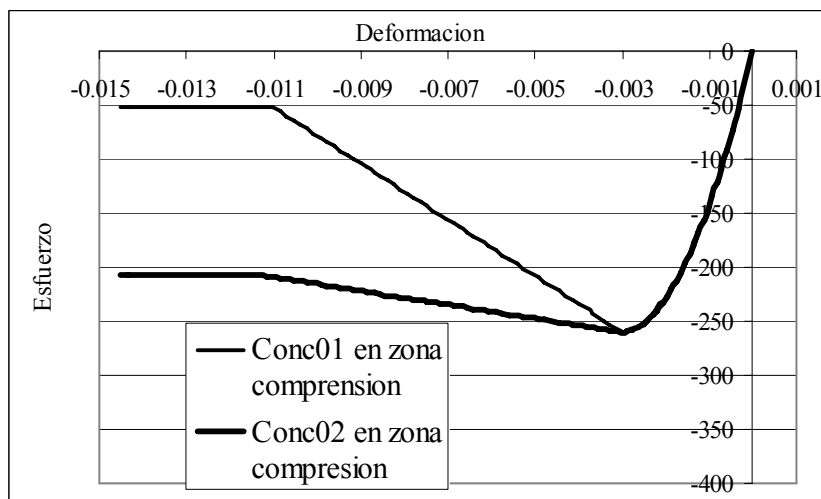


Figura III.2d. Comportamiento de concreto de recubrimiento en la parte de compresión del muro.

III.2.8. Desplazamientos

Se muestra en las figuras III.3 a III.9 las gráficas de fuerzas horizontales-deformación de ambos elementos viga-columna basadas en desplazamiento y fuerza para diferentes modelos de material para la mampostería. Las curvas solo indiquen rigidez a flexión esto es no se indiquen deformación por cortante.

III.2.9. Desplazamiento de Elemento viga-columna con plasticidad distribuida basada en desplazamiento

Las figuras III.3 a III.6 que son las gráficas de fuerza -deformaciones de elemento viga columna basada en desplazamiento para diferentes modelos de material para mampostería.

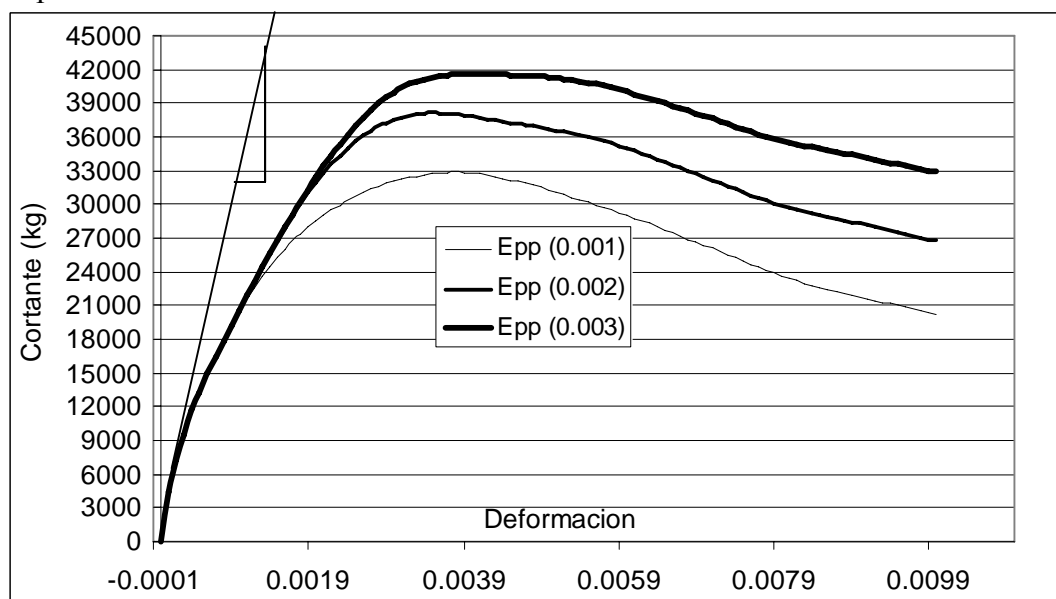


Figura III. 3. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en desplazamiento con modelo de material *Epp* para la mampostería (no se indica deformación por cortante).

Tres estados límites son importantes para idealizar el comportamiento observado (en este caso simulado) de un muro de mampostería. Los límites son resistencia a la fisura, H_{cr} , resistencia máxima, H_{max} y resistencia última, H_{dmax} y la deformación en la cual cada uno de las resistencias ocurre (Tomažević, 1997).

Como se puede observar en la grafica III.3, un parámetro que influye estos limites cuando la mampostería se modelo como Epp es la deformación de material en la cual la material es plástica en compresión, ϵ_{psN} . Se muestran en la tabla III.4 las resistencias y deformaciones para cada ϵ_{psN} .

Tabla III. 4. Valores de las resistencias y sus deformaciones el modelo de flexo-compresión (material Epp) en cada uno de los tres puntos límites.

	Deformación plástica, ϵ_{psN}	0.001	0.002	0.003
1	Resistencia a la fisura, H_{cr} , (kg).	11698	11698	11698
	Deformación a la fisura	0.004	0.004	0.004
2	Resistencia máxima, H_{max} (kg).	32860	38123	41597
	Deformación a la resistencia maxima	0.0038	0.0035	0.0041
3	Resistencia última, H_{dmax} (kg).	23869	29918	36041
	Deformación a la reistencia ultima	0.0079	0.008	0.0078

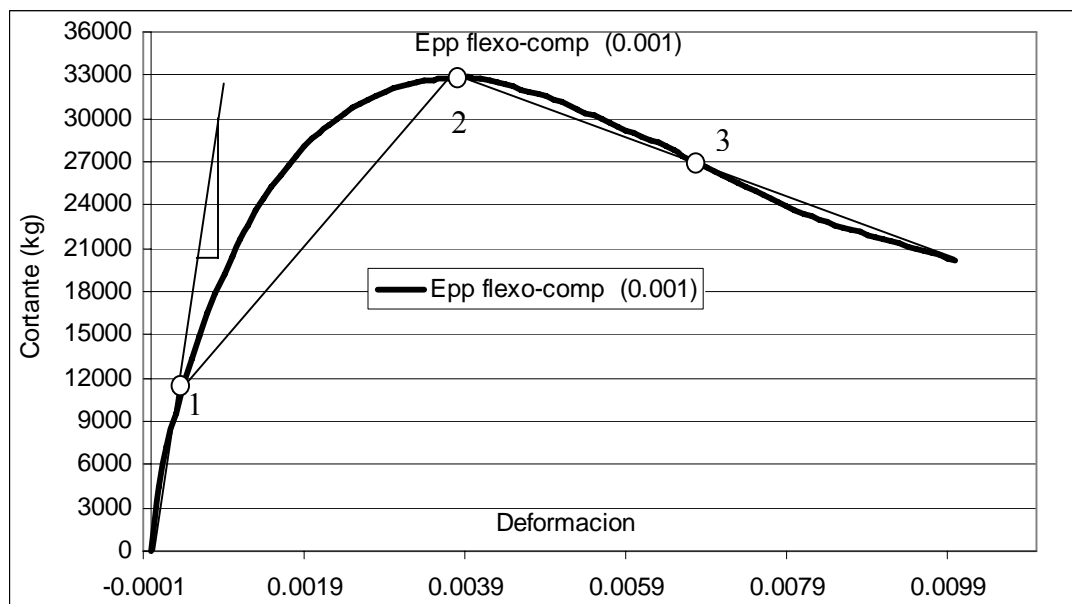


Figura III. 4. Puntos límites en la grafica fuerza-deformación Epp material (modelo flexo-compresión).

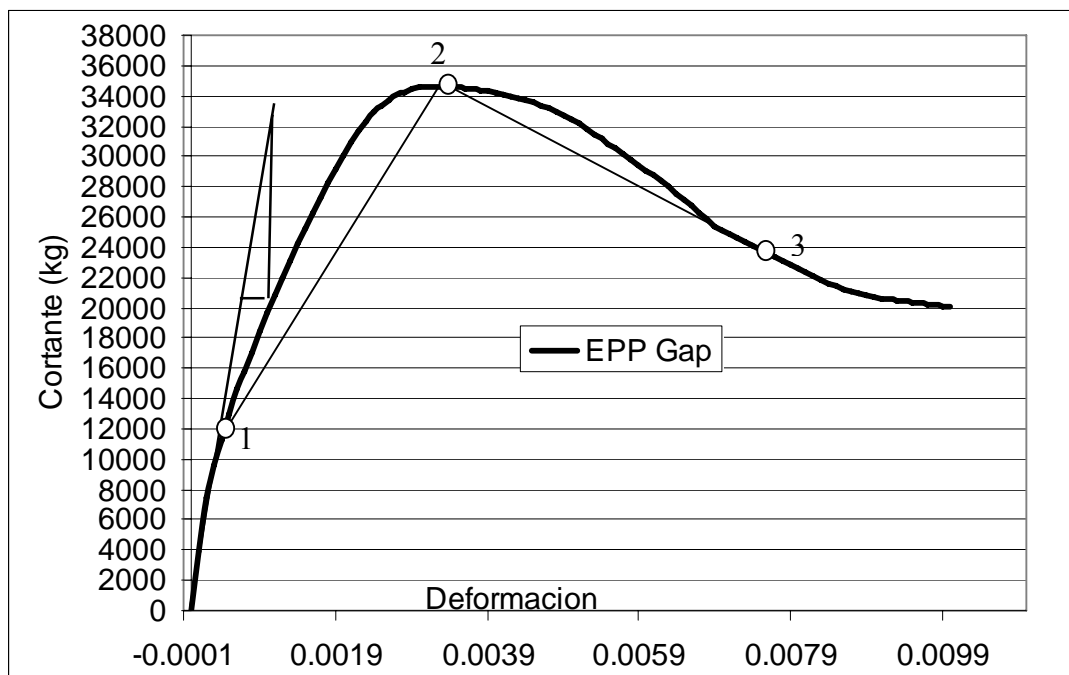


Figura III. 5. Puntos límites en la grafica fuerza-deformación Epp-Gap material (modelo flexo-compresión).

Tabla III. 5. Valores de las resistencias y sus deformaciones a cada uno de los tres puntos límites para mampostería modelado como Epp Gap material.

1	Resistencia a la fisura, Hcr, (kg).	11698
	Deformación a la fisura	0.004
2	Resistencia máxima, Hmax (kg).	34617
	Deformación a la resistencia maxima	0.0033
3	Resistencia última, Hdmax (kg).	24000
	Deformación a la reistencia ultima	0.0075

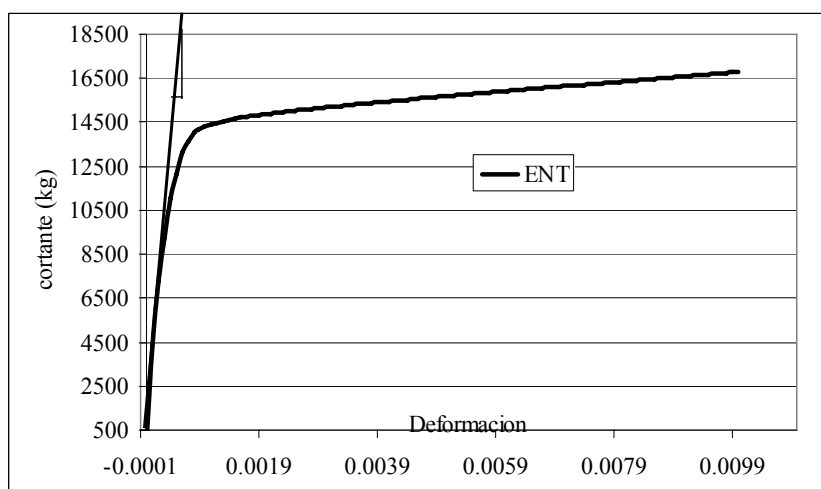


Figura III.6. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en desplazamiento con modelo de material *ENT* para la mampostería.

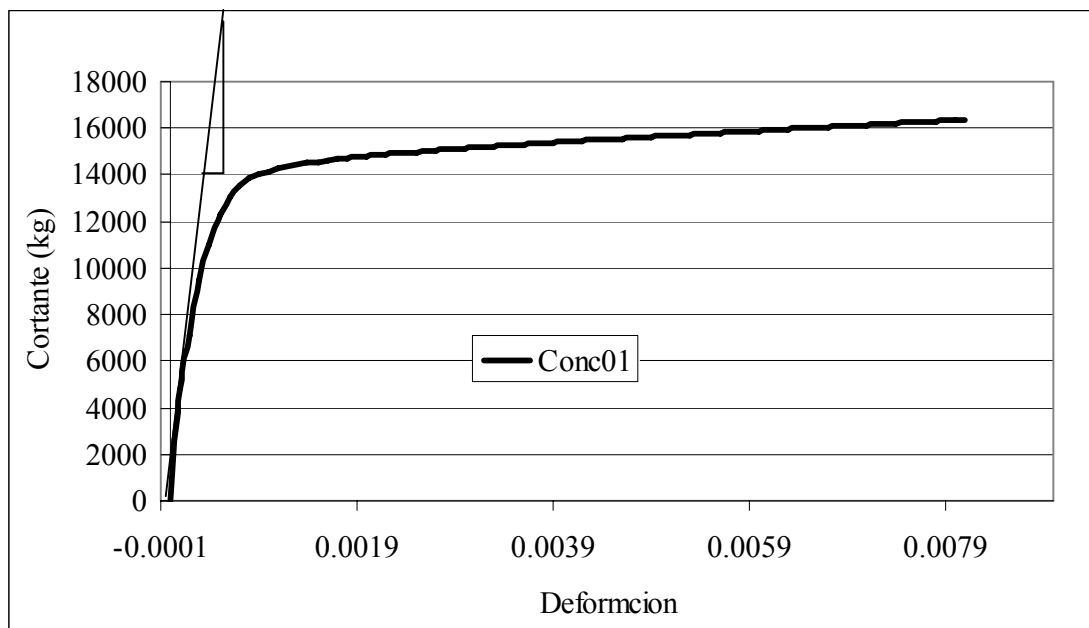


Figura III.7. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en desplazamiento con modelo de material **Conc01** para la mampostería.

Las tablas III.1 y III.2 juntos con las figuras III.3 a III.7 muestran que la resistencia elástica del muro simulado es muy similar independientemente de modelo de material para la mampostería. Para los modelos de Epp y Epp-Gap es 11698 kg. y 8000 kg para modelos de ENT y Con01. Estos valores son similares a los valores de la resistencia calculado (10000 kg) y observado (9400 kg) en la experimentación.

- Las figuras III. 5 a III. 8 muestran que hay un comportamiento elástico hasta una carga de 700 kgf para el material Conc01, ENT 900 kgf, 10000 kgf para EPP Gap y 10000 kgf para EPP. Estos cargas se llaman cortante de agrietamiento, V_a , y muestran la resistencia de muro cuando aparece una grieta. Las deformaciones a que ocurre estos no depende de modelos de material para la mampostería; es aproximadamente 0.0004 para Conc01, ENT, Epp Gap y Epp modelos para la mampostería.
- La carga máxima de fluencia para el elemento depende de modelo de material para la mampostería. Es 32773 kgf, 38060 kgf y 41594 kgf para modelo de EPP tomando la deformación a agrietamiento como 0.001, 0.002 y 0.003 respectivamente. La carga máxima de fluencia para el elemento es 34621 kgf para EPP Gap y son ascendentes para el Conc01 y ENT.
- Las deformaciones a la cual ocurre la carga máxima es aproximadamente 0.003 para los modelos de Epp y Epp Gap para la mampostería. Los valores exacta se muestran en las tablas III.1a y III.1b
- De acuerdo a los modelos de comportamiento de mampostería en el capítulo uno, secciones I.8.2. los modelos Epp y Epp Gap, como se muestra en las figuras III.5, III.5a y III.6 aproxima más la forma de curva del comportamiento de un muro de mampostería confinada.

III.2.10. Desplazamiento de Elemento viga-columna con plasticidad distribuida basada en fuerza

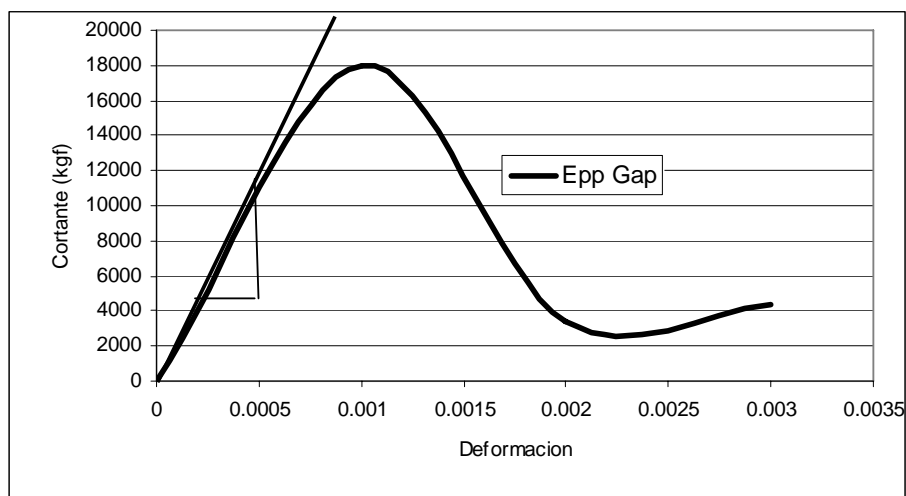


Figura III.8. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en fuerza con modelo de material *Epp Gap* para la mampostería.

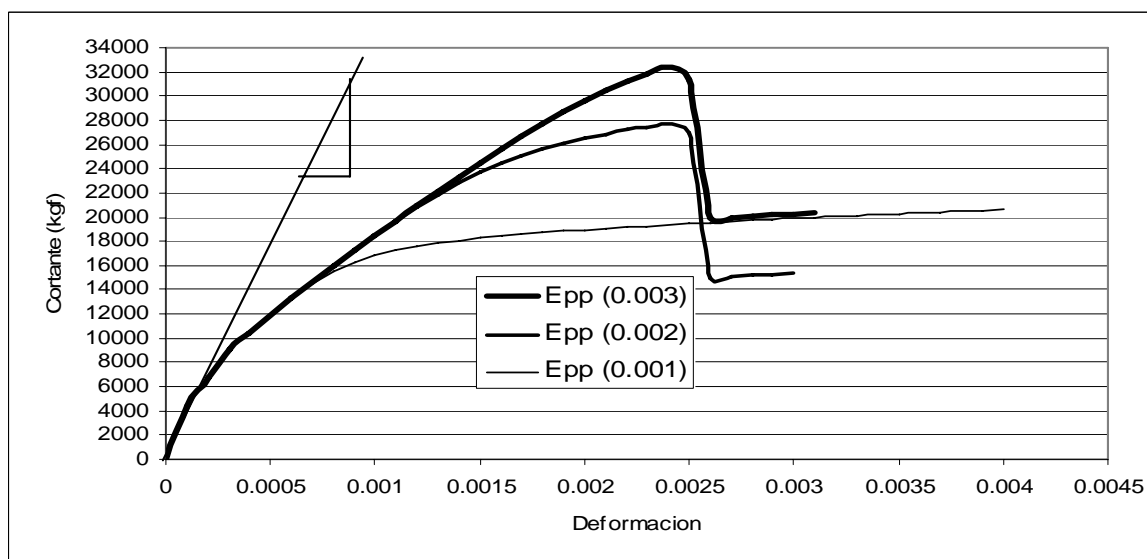


Figura III.9. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en fuerza con modelo de material *Epp* para la mampostería.

Las gráficas III.8 a III.10 muestran la fuerza horizontal-desplazamiento del elemento viga-columna basado en fuerza para diferentes modelos de material para mampostería. Las graficas III.8 y III.9 muestran pérdida importante de la rigideces después de la carga máxima. Este comportamiento es muy similar al comportamiento de la mampostería.

- Las grafica también muestran que hay un comportamiento elástico hasta una carga de 750 kgf para el material ENT y 1000kgf para el Con01 y EPP Gap, y 11000 kg para EPP. Estos cargas se llaman cortante de agrietamiento, V_a , a flexión y muestran la resistencia de muro cuando aparece una grieta.

- La carga máxima de fluencia para el elemento depende de modelo de material para la mampostería. Es entre 32833 y 41597 kgf para EPP y 34621 kgf para EPP Gap y 15500 y 850 para el Conc01 y ENT, respectivamente.

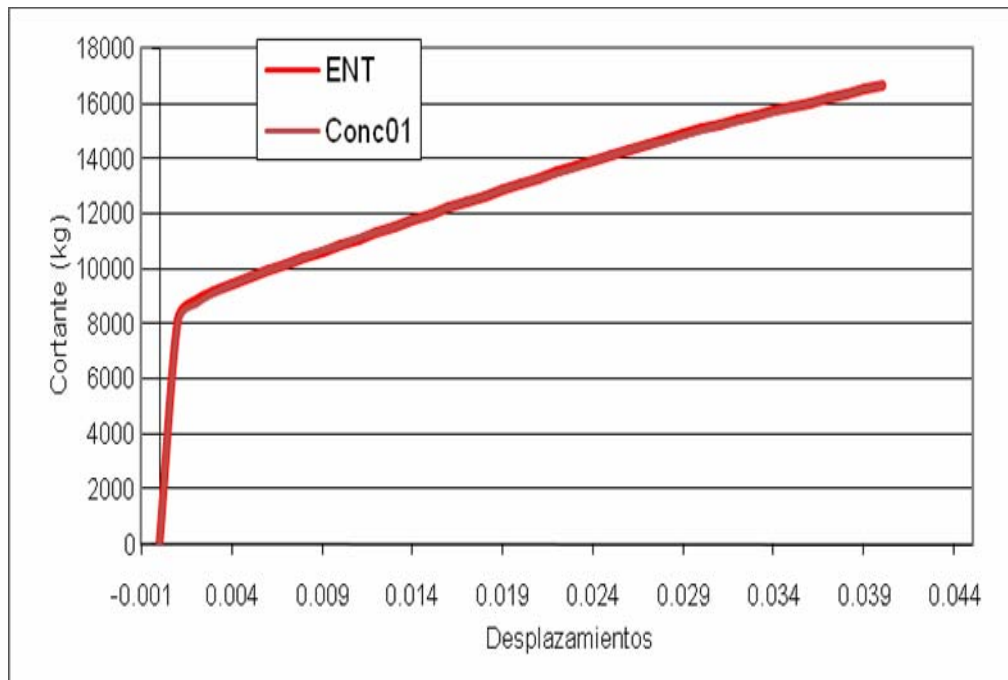


Figura III.10. Fuerza-deformación para elemento viga columna basado en desplazamiento con modelo de material *ENT* y *Conc01* para la mampostería.

- Las deformaciones a la cual ocurre la carga máxima también dependen del modelo de material para la mampostería. Es 0.0004 para el modelo Epp, 0.0033 para Epp Gap, y 0.002 para el conc01 y ENT.
- De acuerdo a los modelos de comportamiento de mampostería en el capítulo uno, secciones I.8.2. los modelos Epp y Epp Gap se aproxima más a la forma de curva del comportamiento de un muro de mampostería confinada.

III.3. Análisis estático cíclico

Con análisis estático cíclico se tratar de estudiar los posibles comportamientos de una estructura bajo fuerzas sísmicas.

Los parámetros de intereses son las cargas cíclica máxima que puede resistir la estructura y la pérdida de energía bajo estas fuerzas alternativas.

Empezamos como en las secciones anteriores a estudiar las fuerzas en el elemento y luego las respuesta de los elementos bajo estas fuerzas cíclicas.

Como la sección anterior, se grafica mitad de las fuerzas globales contra las deformaciones tanto como las fuerzas globales como tal contra las deformaciones.

III.3.2. Fuerzas globales en los elementos

La tabla III.3 muestra las posibles fuerzas aplicadas al elemento. En este caso una fuerza horizontal cíclica se aplica en pasos en el nodo dos junto con los despeamientos (0.002 0.004 0.006 0.008 0.01) de acuerdo al Reglamento de Construcción de Distrito Federal.

Tabla III.6. Las fuerzas globales en el elemento sujeto a fuerza horizontal aplicado en pasos y una carga constante vertical.

Pasos	Px_1	Py_1	Mz_1	Px_2	Py_2	Mz_2
0.0000	0	15600	0	0	-15600	0
0.0000	0	15600	0	0	-15600	0
0.2462	-3840	15600	960041	3840	-15600	0
0.3679	-5739	15600	1434747	5739	-15600	0
0.4851	-7567	15600	1891840	7567	-15600	0
0.5574	-8695	15600	2173708	8695	-15600	0

La tabla III.6 muestra la fuerza aplicada en pasos en el elemento. La fuerza vertical esta constante mientras que se aplican en pasos la fuerza horizontal.

III.3. Fuerzas locales en los elementos

Tabla III.7. Las fuerzas locales en el elemento sujeto a fuerza horizontal aplicado en pasos y una carga constante vertical.

Pasos	N_1	V_1	M_1	N_2	V_2	M_2
0.0000	15600	0	0	-15600	0	0
0.0000	15600	0	0	-15600	0	0
0.2462	15600	3840	960041	-15600	-3840	0
0.3679	15600	5739	1434747	-15600	-5739	0
0.4851	15600	7567	1891840	-15600	-7567	0
0.5574	15600	8695	2173708	-15600	-8695	0
0.6290	15600	9813	2453281	-15600	-9813	0
0.6957	15600	10852	2713037	-15600	-10852	0
0.7614	15600	11878	2969409	-15600	-11878	0

La tabla III.7 muestra el estado del elemento; los componentes en las direcciones locales de las fuerzas globales aplicados en el nodo dos.

III.3.5. Nodo 1

La respuesta de la carga aplicada en la estructura, en este caso en el elemento viga columna con plasticidad distribuida se mide en los nodos.

III.3.6. Reacciones

En el nodo uno con todos los grados de libertad restringidos, se mide las reacciones. La grafica III.3.6 una salida para las cargas verticales y horizontales aplicadas en el nudo dos. Esta grafica muestra el estado del elemento antes de medir los efectos de la carga aplica.

Tabla III.8. Las reacciones en el apoyo de un elemento bajo una fuerza horizontal aplicada en pasos y una carga vertical constante.

<Data>	R1	R2	R3
0.0000	0	15600	0
0.0000	0	15600	0
0.2462	-3840	15600	960041
0.3679	-5739	15600	1434747

III.3.7. Desplazamientos

Se muestra a continuación las gráficas de fuerzas horizontales, deformación de los elementos viga para diferentes modelos de material para la mampostería:

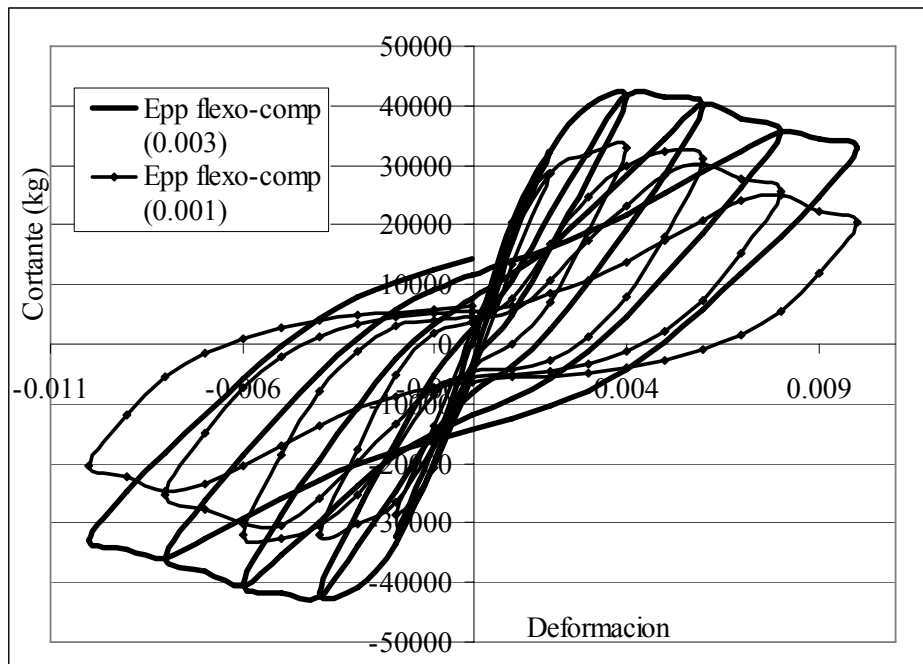


Figura III.11. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como EPP material.

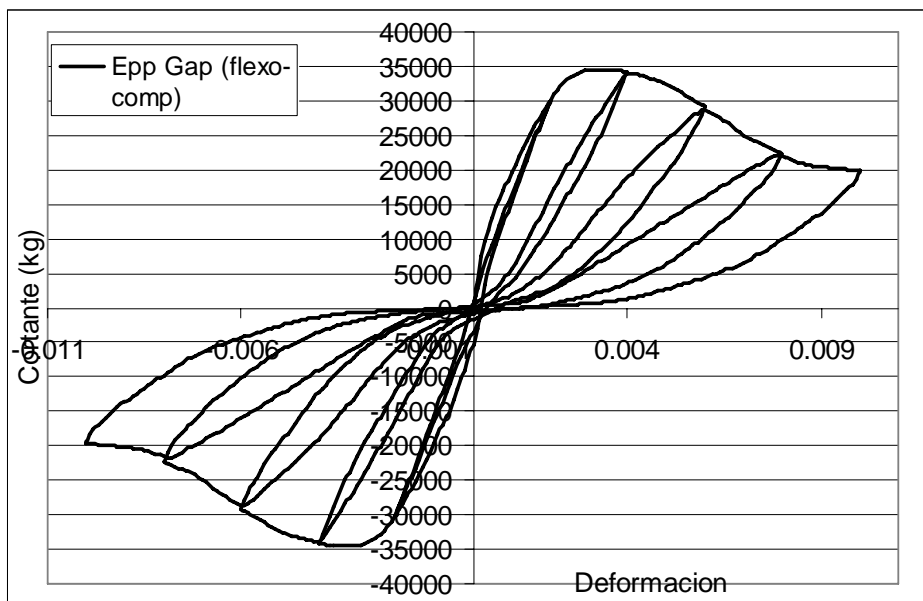


Figura III.12. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como EPP Gap material.

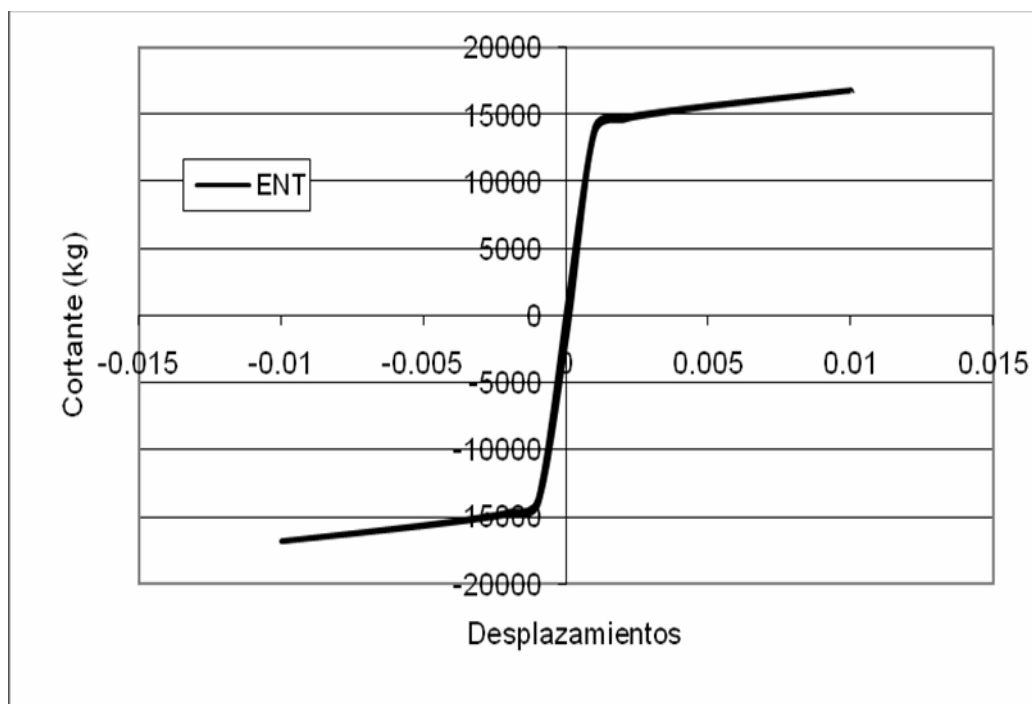


Figura III.13. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como ENT material.

Las graficas III.11 y III.12 muestran la pérdida de rigideces y resistencia de muro de mampostería. Para ubicar los 3 puntos de limites anteriormente mencionados se ampliar parte de las graficas como se muestran en las graficas III.15 y III.16 La resistencia a la fisura que corresponde al primer punto de límite es 8000 y las cargas máximas e últimas son 14000 kg para Epp-Gap y 17000kg para Epp respectivamente. Estos cargas son

muy parecidas a las cargas observada experimentalmente o calculada con la expresiones 4.2 de NTC.

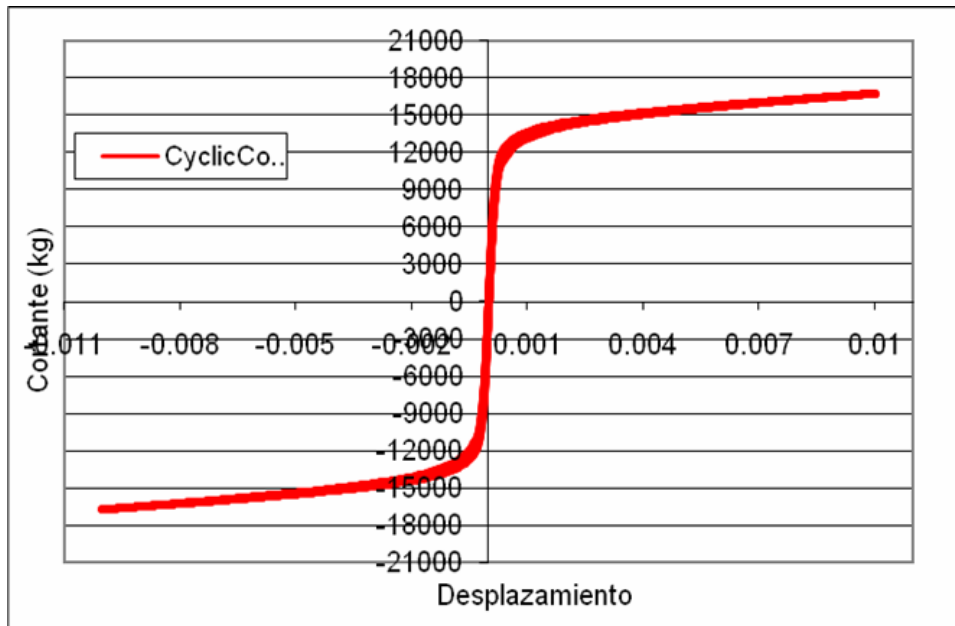


Figura III.14. Cortante-distorsión cíclica de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como Conc01 material.

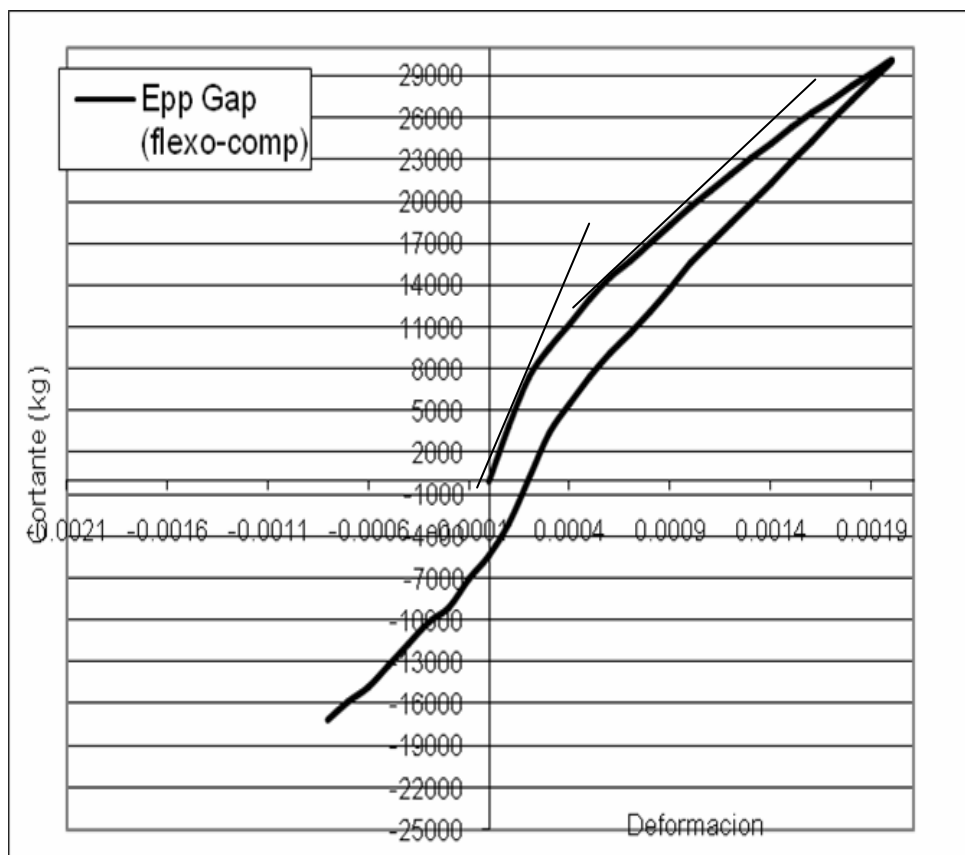


Figura III.15. Cortante (fuerza global) – distorsión de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como EPP Gap material.

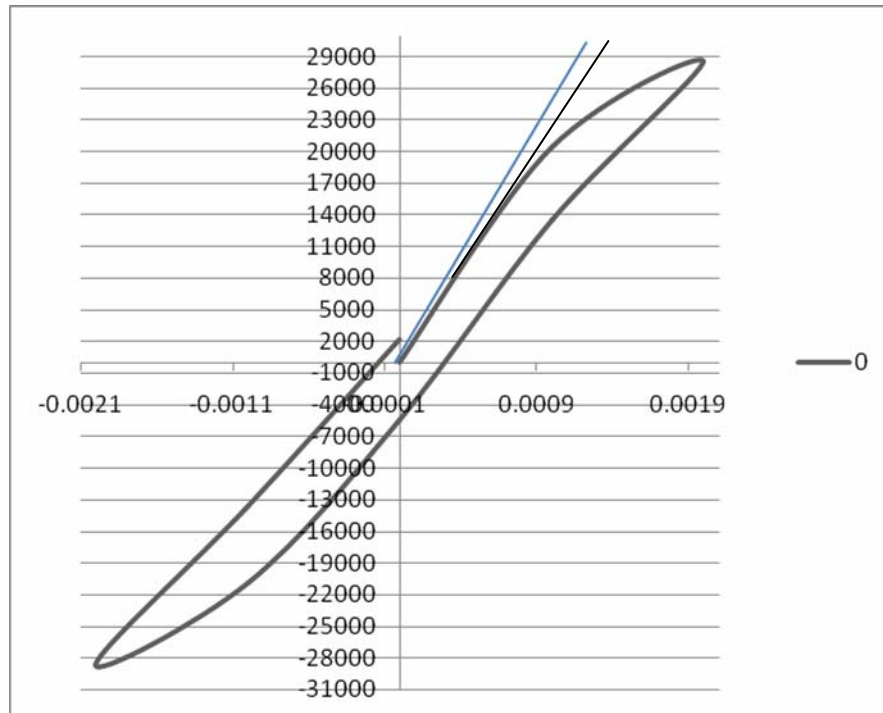


Figura III.16. Cortante (fuerza global) – distorsión de elemento viga columna basada en desplazamiento con mampostería modelado como EPP material.

Las graficas III.15 y III.16 solo modelan en primer punto límite con una resistencia de 900 kg para modelo de Conc01 y 1200 kg para modelo de ENT.

Se muestran a continuación las gráficas de cortante-deformación de los elementos viga-columna basada en fuerza para diferentes modelos de material para la mampostería:

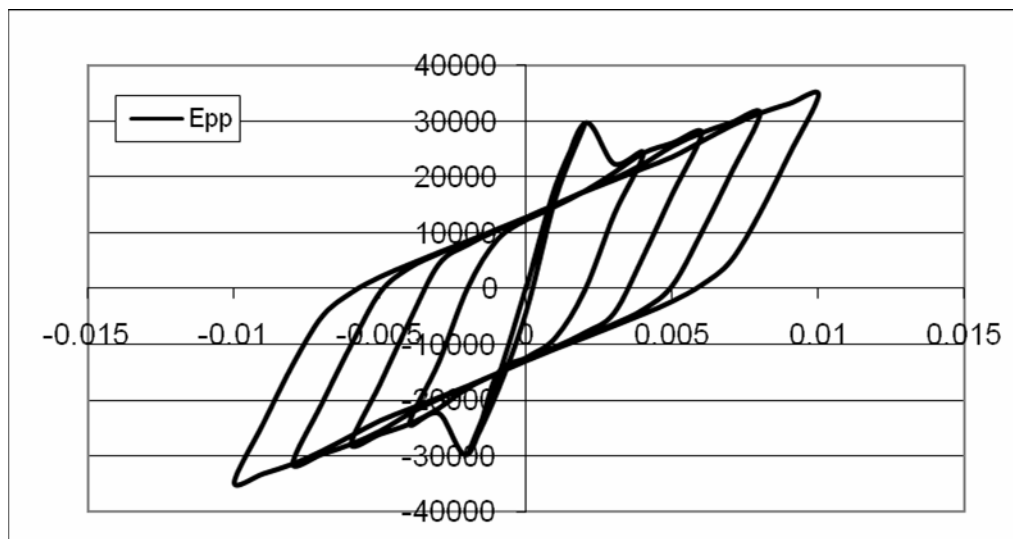


Figura III.17. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP material.

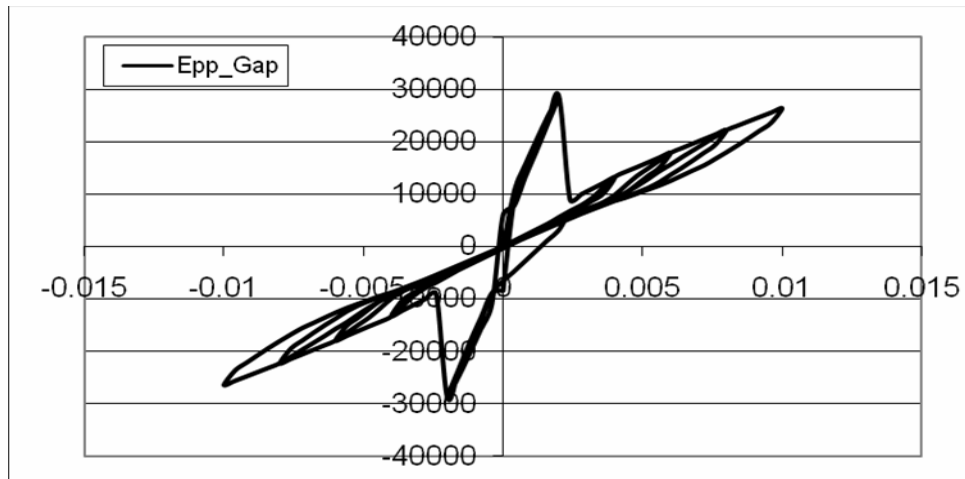


Figura III.18. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP material.

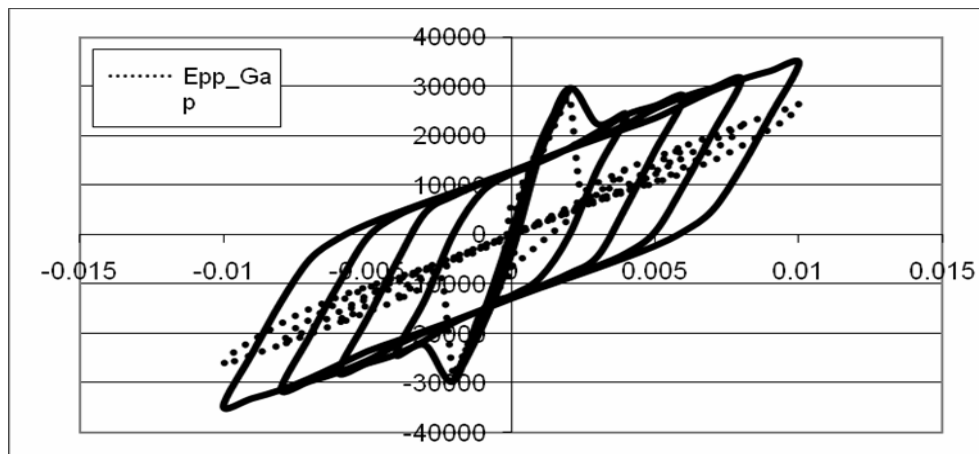


Figura III.19. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP material.

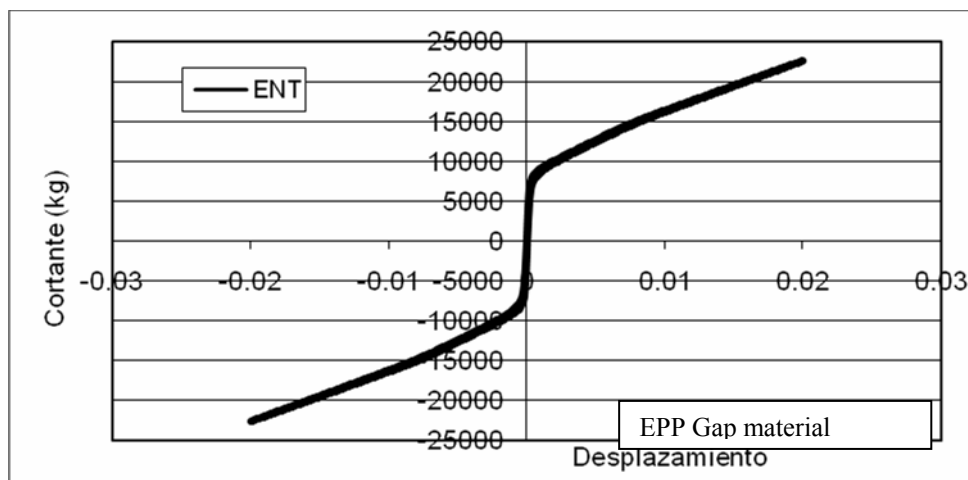


Figura III.20. Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como ENT material.

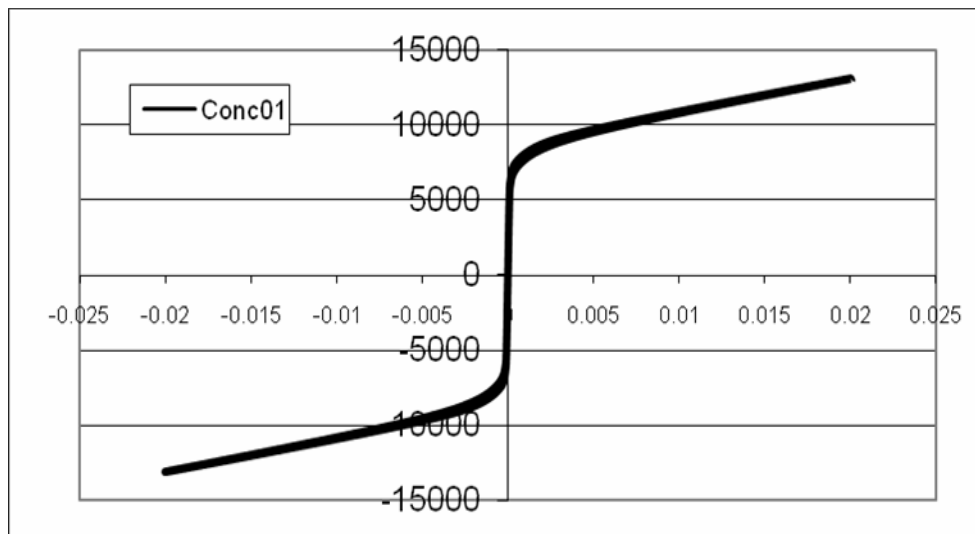


Figura III.21 Cortante (fuerza global) – distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como ENT material.

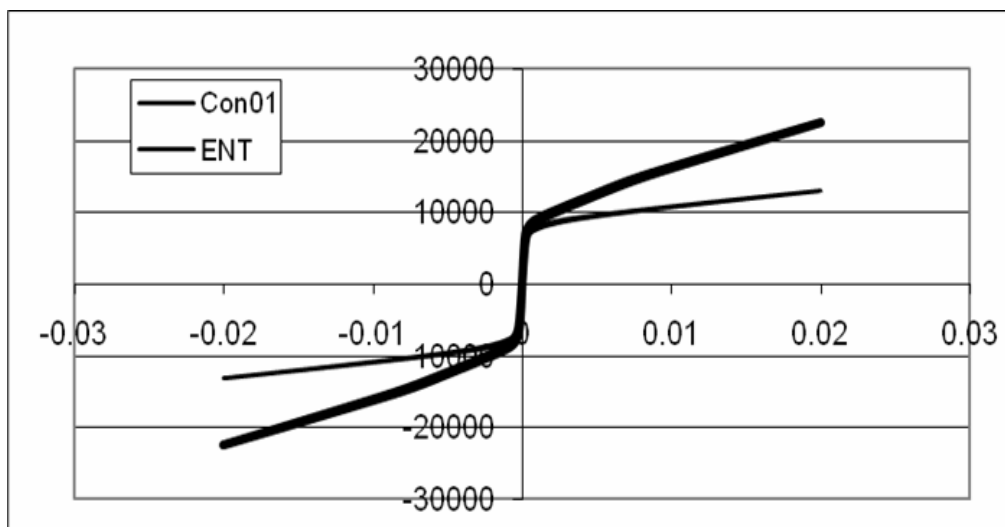


Figura III.22. Cortante-distorsión cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como ENT y Conc01 material.

Los modelos de material EPP y EPP Gap en las gráficas III.12 y III.14 en ambos elementos muestran las pérdidas sistemáticas de energía y resistencia característica de un muro de mampostería confinadas y semejantes a la gráfica de cortante – distorsión del modelo experimental de estudio.

Los modelos de ENT y Con01 materiales para ambos elementos no muestra ningún pérdida de energía y resistencia característica de un muro de mampostería bajo fuerzas cíclica horizontal. Las modelo del elemento basada en fuerza tampoco muestra la pérdida de energía como se puede ver en las figuras III.17 y III.18 a III.21.

III.4.1. Modelos de Cortante para análisis empujon

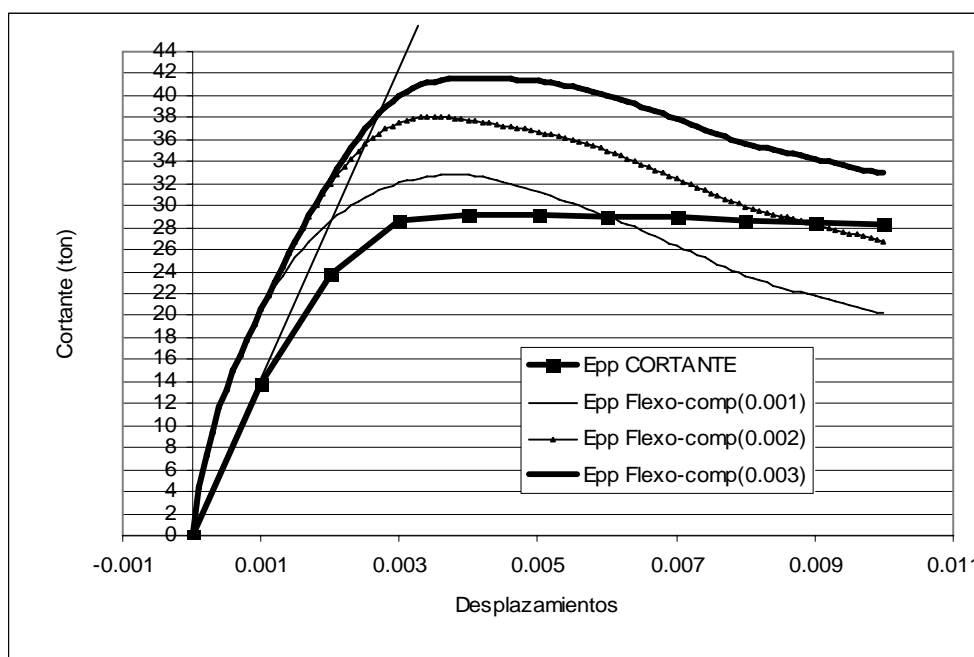


Figura III. 23. Cortante–distorsión empujon de elemento viga columna para modelo de cortante (mampostería a cortante modelado como EPP material).

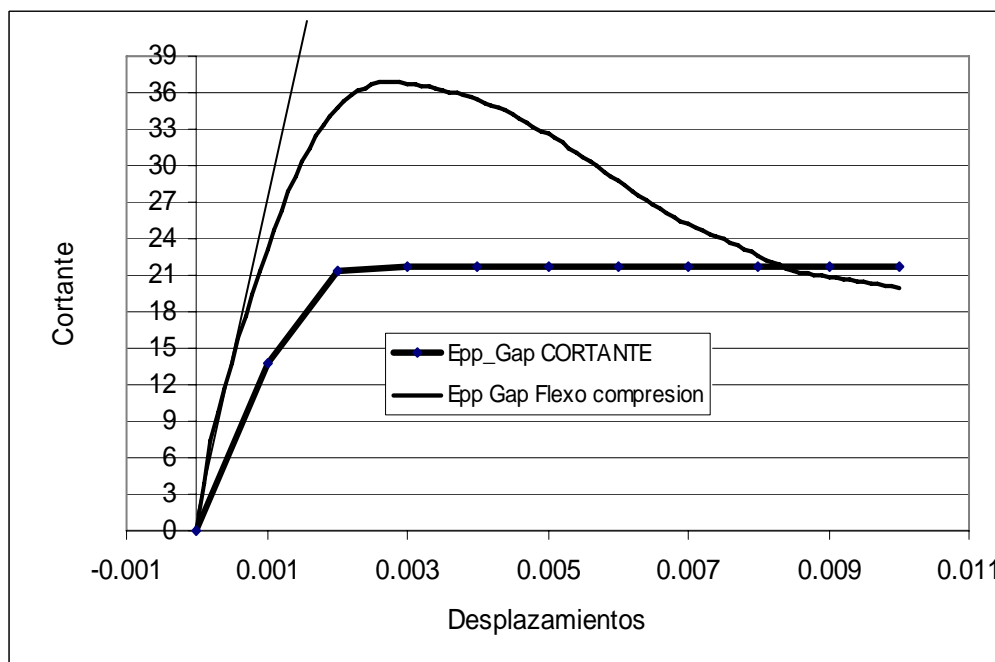


Figura III. 24. Cortante–distorsión de elemento viga columna de modelos flexo-compresión y cortante para mampostería modelado como Epp Gap material.

Las figuras III. 22 y III. 23 muestran los comportamientos flexo-compresión y cortante de muro de mampostería. El modelo flexo-compresión tiene una carga máxima mayor que el modelo de cortante. Después de la carga máxima hay una caída de rigidez en el modelo de flexo-compresión en comparación al modelo de cortante que muestra una pérdida de rigideces suave.

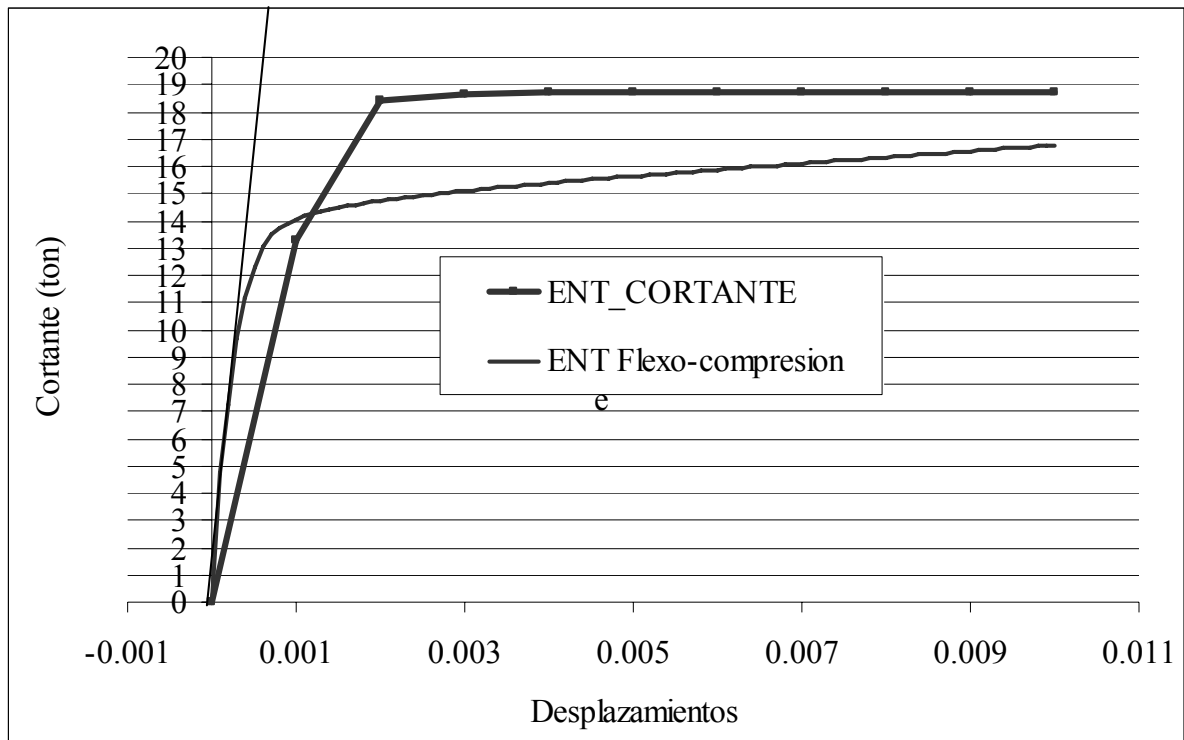


Figura III.25. Cortante–distorsión de elemento viga columna de modelos flexo-compresión y cortante para mampostería modelado como ENT material.

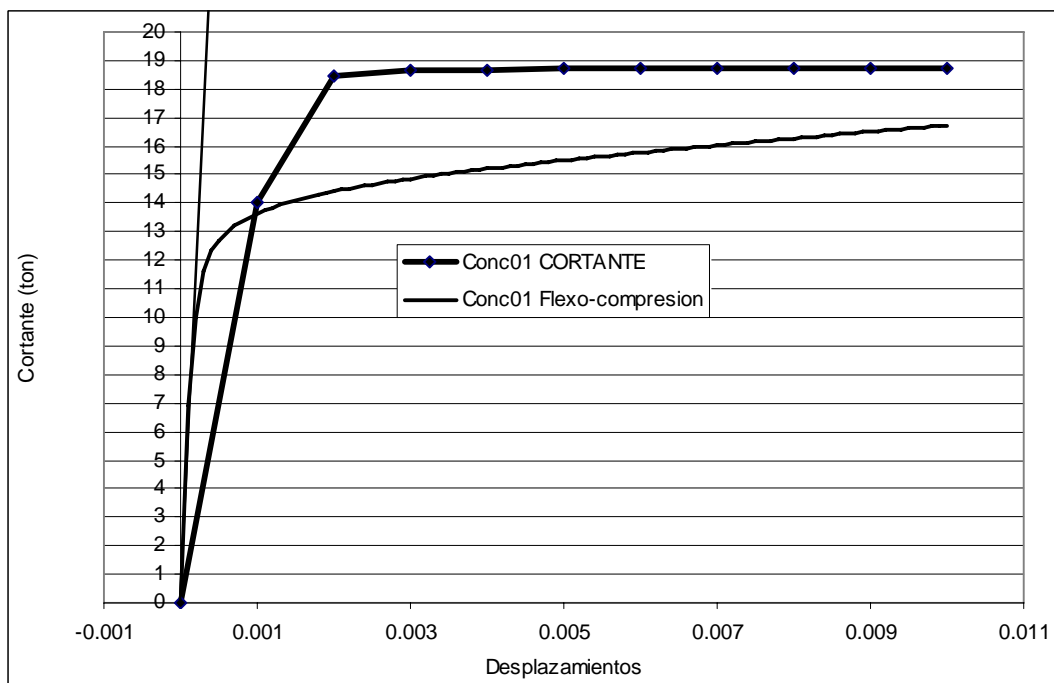


Figura III. 26. Cortante–distorsión de elemento viga columna de modelos flexo-compresión y cortante para mampostería modelado como Conc01 material.

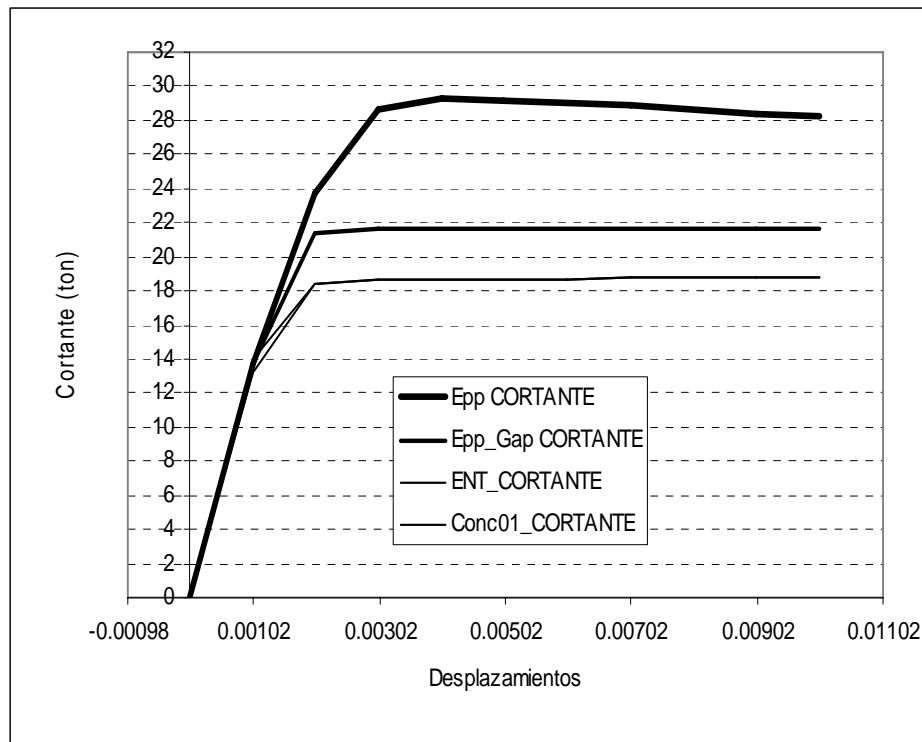


Figura III. 27. Cortante–distorsión de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería en cortante modelado como EPP, Epp Gap, ENT y Conc01 materiales.

Hay cambio de rigideces entre los modelos de flexo-compresión y modelo de cortante; como se esperaba, la rigidez elástica para modelo de flexo-compresión es mayor que la rigidez de modelo de cortante.

La resistencia máxima del modelo de cortante es menor que la resistencia de modelo flexo-compresión. Esto confirma mucho de los resultados de estudios que confirma que una falla de muro de mampostería es dominante por cortante.

Las resistencias de agrietamiento y máxima de los elementos dependen de modelo de material. Ambas resistencias son mayores para modelo de material; Epp, Epp-Gap, material y menor para modelos de ENT o Conc01.

III.4.2. Modelos de Cortante para análisis cíclica

III.4.3. Análisis cíclica de modelo de cortante con mampostería modelado como un material endurecimiento (Hardening Material)

Las figuras III.27 y III.28 indican que el comportamiento cíclico de los modelos de cortante no refleja pérdida de rigideces y resistencia como esperaba, esto debido a los modelos de materiales endurecimiento y EPP que no son degradables.

Las resistencias al agrietamiento y máxima son aproximadamente 8 y 18 toneladas respectivamente.

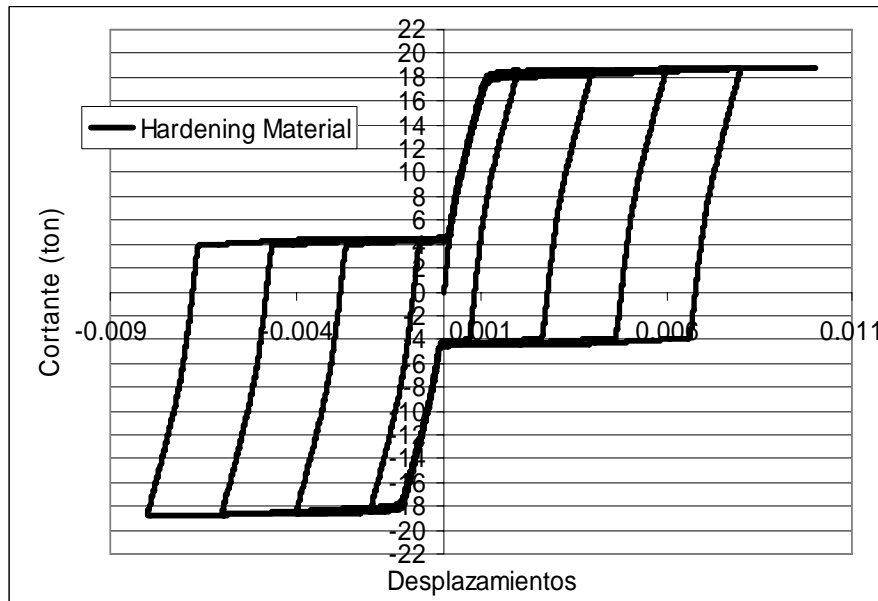


Figura III.28. Comportamiento cíclico de modelo de cortante de elemento con mampostería modelado como una material endurecimiento para el cortante.

III.4.4. Push-over ciclica (Epp Material)

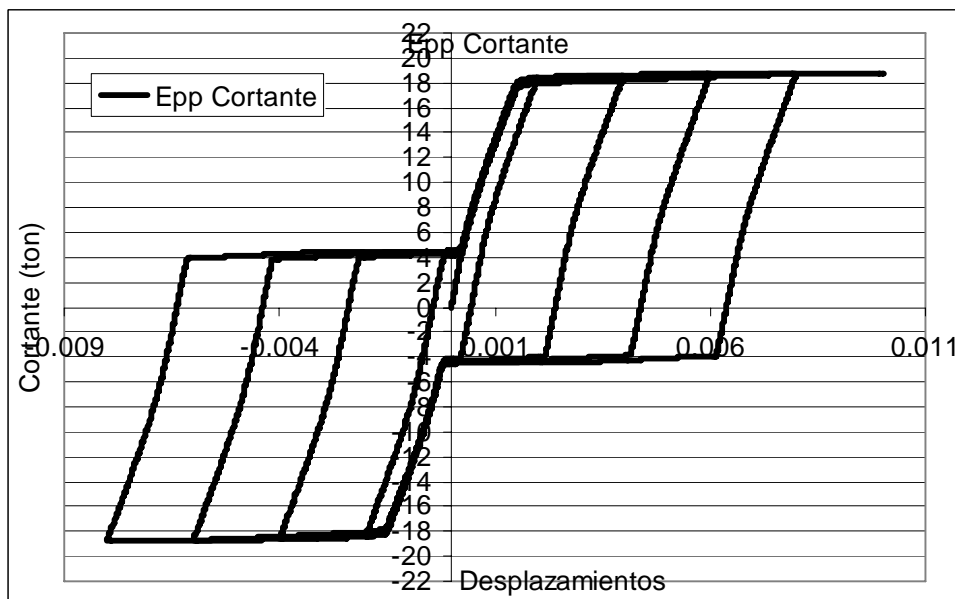


Figura III.29. Comportamiento cíclica de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como EPP materiales para el cortante.

III.5. Resumen de los resultados

Se presenta a continuación un resumen de algunos de los resultados de análisis empujón y cíclica para modelos flexo-compresión y cortante.

III.5.1. Resultados de análisis empujón

Tabla III. 9. Resultados de la simulación (análisis empujón) de modelo de flexo-compresión comparado con resultados experimental y calculado.

Modelo experimental		Modelo de flexo-compresión				
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	Elementos	Elemento basada en desplazamiento		Elemento basada en fuerza	
9.4	15.0	Materiales	$R_{agre.}$ (ton)	$R_{max.}$ (ton)	$R_{agre.}$ (ton)	$R_{max.}$ (ton)
Valor calculado con la expresión 4.3 de NTC		Epp	10.0	32.77	9.0	32.83
		Epp-Gap	10.0	34.62	9.0	34.62
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	ENT	10.0	>14	10.0	>16
10	14.5	Concrete01	9.5	>14	10.0	>16

Tabla III. 10. Resultados de la simulación (análisis empujón) de modelo de cortante comparado con resultado experimenta.

Modelo experimental		Modelo de cortante		
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	Elementos	Elemento basada en fuerza	
9.4	15.0	Materiales	$R_{agre.}$ (ton)	$R_{max.}$ (ton)
Valor calculado con la expresión 4.3 de NTC		Epp	13.75	23.74
		Epp-Gap	13.73	21.38
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	ENT	13.25	18.43
10	14.5	Concrete01	14.04	18.44

La resistencia a agrietamiento R_{agre} de modelo flexo compresión son muy similares a la fuerza cortante de agrietamiento V_{agre} medido experimentalmente y con la expresión 4.3 de NTC. Sin toman en cuenta la falla por cortante la resistencia máxima a flexo-compresión R_{max} son múltiples de la cortante máxima V_{max} medidos experimentalmente y con la expresión 4.3 de NTC.

Tabla III. 11. Fuerzas cortante experimental, calculado y simulado con OpenSees para el modelo de cortante.

Modelo experimental		Modelo de cortante de OpenSees para mampostería		
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	Elementos Basado en fuerza		
9.4	15.0	Materiales	$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)
		Epp	11.0	22.5
Valor calculado con la expresión 4.3 de NTC		Epp-Gap	9.0	22.0
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	ENT	13.25	18.43
10	14.5	Concrete01	14.05	14.45
		Endurecimiento	8.0	18.8

El cortante a agrietamiento V_{agre} de modelo de cortante son muy similares a la fuerza cortante de agrietamiento V_{agre} medido experimentalmente y con la expresión 4.3 de NTC. Tomando en cuenta la falla por cortante la resistencia máxima a cortante V_{max} siguen siendo múltiples de la cortante máxima V_{max} medidos experimentalmente y con la expresión 4.3 de NTC pero menor que la resistencia máxima de modelo flexo-compresión. Una razón puede ser las diferencias en el tipo de análisis; el análisis para el modelo de cortante de OpenSees para mampostería es empujón el análisis de modelo experimental es cíclica.

III.5.2. Resultados de análisis cíclico

Tabla III. 12. Forma de curva histeretica y ductilidad del modelo de cortante para elementos basadas en fuerza y desplazamientos.

Modelo de Cortante		
Elemento basada en fuerza		
	Forma de curva histeretica.	Ductilidad
Materiales		$\mu = \frac{d_u}{d_e}$
Epp	No degradable	$\mu = \frac{0.00199}{0.00157} = 1.267$
Hardening	No degradable	$\mu = \frac{0.00197}{0.00114} = 1.7280$

μ es la ductilidad, d_u es el desplazamiento final y d_e es el desplazamiento inicial

III.5.3. Respuesta

La forma de curva histerética y ductilidad del modelo de flexo-compresión basados en fuerza y desplazamiento depende de modelo de material de OpenSees. Mientras que los materiales Epp y Epp-Gap son degradables los materiales ENT y Concrete01 no son degradables. Esto implica que los modelos ENT y Concrete01 no modelan adecuadamente una propiedad importante de mampostería que es altamente degradable.

Tabla III. 13. Forma de curva histerética y ductilidad del modelo flexo-compresión para elementos basadas en fuerza y desplazamientos.

Modelo de flexo-compresión				
	Elemento basada en desplazamiento		Elemento basada en fuerza	
Materiales	Forma de curva histerética	Ductilidad $\mu = \frac{d_u}{d_e}$	Forma de curva histerética	Ductilidad $\mu = \frac{d_u}{d_e}$
Epp	Degradable	$\mu = \frac{0.01}{0.0047} = 2.1277$	Degradable	$\mu = \frac{0.003}{0.002} = 1.5$
Epp-Gap	Degradable	$\mu = \frac{0.01}{0.0027} = 3.7037$	Degradable	$\mu = \frac{0.0024}{0.002} = 1.2$
ENT	No degradable	infinidad	No degradable	xx
Concrete01	No degradable	infinidad	No degradable	xx

μ es la ductilidad, d_u es el desplazamiento final y d_e es el desplazamiento inicial

Tabla III. 14. Degradación de resistencia y rigideces modelo de cortante para elementos basada en fuerza y desplazamiento.

Modelo de cortante		
Elementos	Elemento basado en fuerza	
Materiales	Degradación de rigideces	Degradación de resistencia
Epp	No degradable	No degradable
Hardening	No degradable	No degradable

Nota: el modelo de elemento basado en desplazamiento no está implementado en OpenSees para cortante. Los materiales Epp Gap, ENT, y conc01 son in se hacen el modelo de cortante inestables.

La Tabla III.26 que resumen las graficas III.27 y III.28 indica que ningún de los materials Epp y Hardening modelan las degradaciones de rigideces y resistencia de un muro de mampostería modelado en cortante. Esto es una deficiencia de los modelos de materiales de Opensees utilizados.

III.5.4. Evolución de daño

La tabla III.25 muestra que solo los materiales Epp y Epp-Gap solo modelan la degradación de resistencia y rigideces de un muro de mampostería modelado como un elemento flexo-compresión. Los materiales ENT y conc01 no modelan estos characteristics importes observado de los muros de mampostería.

Tabla III. 15. Degradación de resistencia y rigideces modelo de flexo-compresión para elementos basada en fuerza y desplazamiento.

Modelo de flexo-compresión				
Elementos	Elemento basada en desplazamiento		Elemento basada en fuerza	
Materiales	Degradación de regideces	Degradación de resistencia	Degradación de regideces	Degradación de resistencia
Epp	Degradable	Degradable	degradable	degradable
Epp-Gap	Degradable	Degradable	degradable	degradable
ENT	No degradable	No degradable	No degradable	No degradable
Concrete01	No degradable	No degradable	No degradable	No degradable

III.5.5. Rigideces y resistencia de modelo de cortante bajo fuerza cíclica

Bajo fuerza cíclica la rigideces del modelo de cortante es unitaria, esto quiere decir que la sistema es inestable para los siguientes materiales: Epp Gap, ENT and Concrete01.

Sin embargo los materiales Epp and Hardening material están estables en el modelo de cortante. Con salida de ellos se puede determinar las rigideces, resistencia asi como la ductilidad del sistema como se muestran en las figuras III.30 y III.31

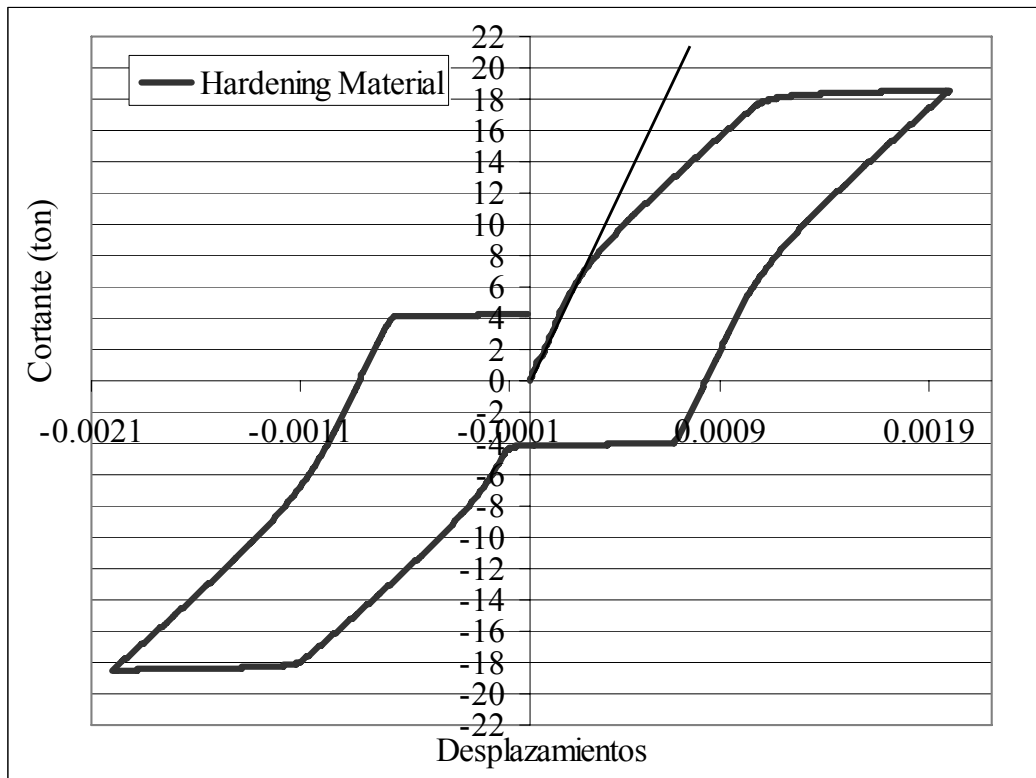


Figura III.30. Comportamiento cíclico de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como *Conc01* (para compresión) y *Hardening* materiales para el cortante (primer ciclo).

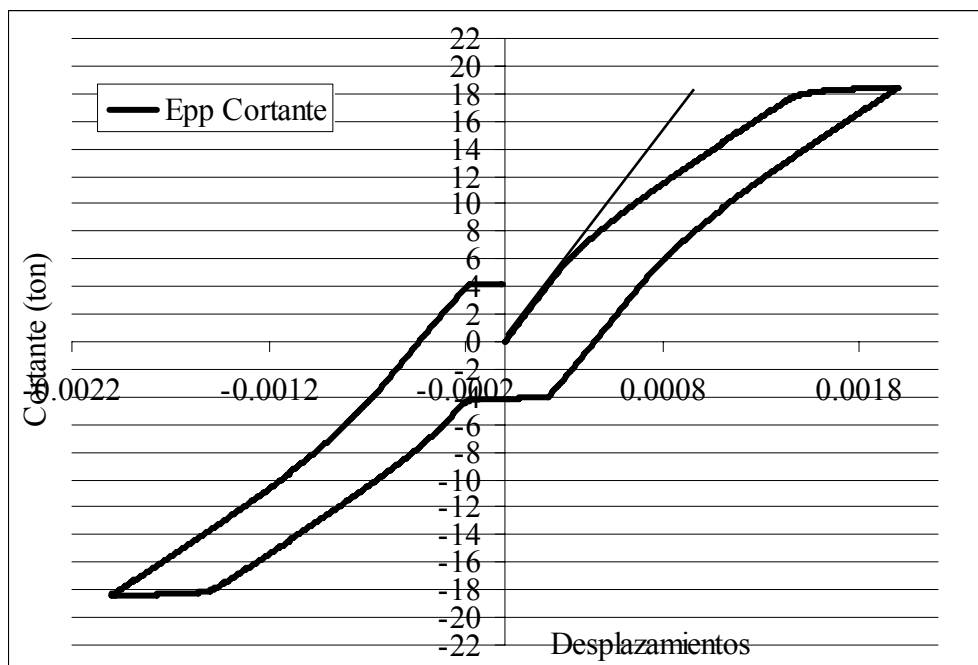


Figura III.31. Comportamiento cíclico de elemento viga columna basada en fuerza con mampostería modelado como *Conc01* (para compresión) y *EPP* materiales para el cortante (primer ciclo).

Tabla III. 16. Fuerzas cortante experimental, calculada y simulada con OpenSees para el modelo de cortante bajo fuerza cíclica.

Modelo experimental		Modelo de cortante		
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	Elementos	Basado en fuerza	
9.4	15.0	Materiales	$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)
		Epp	8.00	17.9834
Valor calculado con la expresión 4.3 de NTC				
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	Hardening	8.0	17.9594
10	14.5			

La tabla III.16 es un resumen de los valores importantes desde las graficas III.29 y III.30. Como se puede ver en la figura los valores de cortante de agrietamiento de modelo experimental y calculado con la expresión 4.3 de NTC son muy similares a los valores simulados. Los valores de cortante máxima simulada no so similares a los valores de modelo experimental.

Discusiones

Se presenta a continuación las observaciones de los análisis realizados. Primero se presenta cada una de las hipótesis iniciales que se plantearon como punto de partida para hacer los análisis y se comenta en cada una de ellas, hasta que punto se consiguió modelar dicha hipótesis en los modelos. Se comentan las principales dificultades encontradas, en muchas ocasiones por limitaciones del programa de cómputo utilizado. Posteriormente comentan los resultados de los modelos. Nuevamente haciendo lo que pudo obtenerse y las posibles desviaciones de los modelos debidas a las limitaciones en los tipos de materiales y elementos utilizados.

Las hipótesis para los materiales

- 1) El acero tiene un comportamiento elastoplástico.

Esta hipótesis se cumplió porque hay un modelo de material en OpenSees con estas características. No se incluyó en los análisis el endurecimiento y no se especifica una deformación a la ruptura. Esto implica que el acero nunca falla en los análisis.

- 2) El concreto confinado, no resiste tensiones y tiene una resistencia remanente después de la resistencia máxima, debida al confinamiento dado por los estribos.

Se cumplió satisfactoriamente esta hipótesis mediante el uso del material Concrete01 de OpenSees.

- 3) El concreto no confinado, no resiste tensiones y tampoco tienen una resistencia remanente después de alcanzar su resistencia máxima a compresión.

Nuevamente este comportamiento pudo lograrse razonablemente. Sin embargo la condición de no-resistencia remanente después de la resistencia máxima no se especificó en forma brusca para evitar problemas numéricos. En cambio, la degradación impuesta fue muy pronunciada en comparación con la del concreto confinado.

- 4) En cuanto a la resistencia axial de la mampostería no resiste tensiones y no tiene resistencia remanente después de alcanzar su resistencia máxima. La

curva esfuerzo deformación a compresión de la mampostería es lineal hasta alcanzar su resistencia máxima.

Los siguientes modelos de OpenSees utilizados tienen las siguientes características:

- a. El modelo de material elástico con nula resistencia a tensión (Elastic No Tension, ENT material). Este material no contempla un rango plástico o de degradación de la resistencia, pero modela adecuadamente la resistencia nula a tensión.
- b. El material elástico de plasticidad perfecta (Elastic Perfectly Plastic material –EPP) de OpenSees resiste a compresión y a tensión. Según el manual del OpenSees es posible definir hasta donde llega la deformación elástica en tensión y en compresión en forma separada suponiendo una misma rigidez a tensión que a compresión. Esto implica que pudiera definirse el esfuerzo de fluencia a tensión y a compresión en forma independiente. Sin embargo cuando se hizo el valor de la deformación a tensión, muy pequeño, el modelo se hizo inestable.
- c. El material elástico con plasticidad perfecta y deformación inicial (Elastic Perfectly Plastic Gap material –EPP Gap) de OpenSees resiste solo compresión pero la deformación. Puede adicionalmente, especificarse una deformación inicial, que en nuestros ejemplos se hizo con un valor muy pequeño.
- d. El material con rama elástica y degradación de resistencia (Concrete01) parece ideal para modelar la mampostería. La rama ascendente no es lineal, sin embargo, pero cumple adecuadamente con la no resistencia a tensión y permite la degradación de la resistencia mediante una rama lineal. La resistencia de la mampostería que se utilizó, no resultó en una falla del castillo a compresión en el rango de deformaciones estudiado, por lo que la curva fuerza deformación del todo el muro, cuando se usó este material para la mampostería no presentan degradación: nuevamente, en el rango de deformaciones estudiado.
- e. La curva refuerzo-deformación de la mampostería a la fuerza de cortante es lineal hasta alcanzar la resistencia máxima y no contiene resistencia remanente.

Cuando se modeló la mampostería a cortante como un material con rango elástica y degradación de resistencia (Concrete01), un material elástico de plasticidad perfecta con deformación inicial (Elastic Perfectly Plastic Gap material –EPP Gap), y un material elástico con nula resistencia a tensión (Elastic No Tension, ENT material) el modelo de elemento es inestables tanto para el análisis empujón como para el análisis con carga cíclica. Se indique que la regideces del elemento es unitaria.

Los materiales elásticos de plasticidad perfecta (Elastic Perfectly Plastic material –EPP) y el material endurecimiento (Hardening material) de OpenSees que resisten compresión tanto tensión y que no se degradan son los únicos estables para el modelo de cortante. Esto provienen, parece ser de una limitación en la forma como se considera el cortante, ya que cuando el material utilizado para ese efecto tiene degradación de resistencia el sistema se hace inestable. Este aspecto requiere de mas estudio y de ver directamente el código de OpenSees para tratar corregir dicha limitación.

Las hipótesis para los elementos

Modelos de flexo-compresión

- 1) Modelar un muro de mampostería confinada con dalas y castillos como un elemento viga-columna basado en desplazamiento con plasticidad distribuida y sección discretizada en fibras como un modelo de flexo-compresión.

Se modeló con éxito el muro como viga-columna basado en desplazamiento. Se logró reproducir las formas de curvas de un muro de mampostería sometida a fuerzas de empujón y cíclica.

- 2) Modelar un muro de mampostería confinada con dalas y castillos como un elemento viga-columna basado en fuerza con plasticidad distribuida y sección discretizada en fibras como un modelo de flexo-compresión.

Se modeló con el muro como viga-columna basado en fuerza. Este modelo no es tan estable como el modelo basado en desplazamientos. Durante las simulaciones hay problemas de convergencias con deformaciones similares.

Modelos de cortante

- 3) Modelar un muro de mampostería confinada con dalas y castillos como un elemento viga-columna basado en desplazamiento con plasticidad distribuida y sección discretizada en fibras como un modelo de cortante. Esto se hace agregando esfuerzo-deformación de mampostería a corte al modelo flexo-compresión.

El modelo de cortante basado en desplazamiento no se implementó en OpenSees para análisis y empujón y cíclico. Se dan resultados similares al modelo de flexo-compresión.

- 4) Modelar un muro de mampostería confinada con dalas y castillos como un elemento viga-columna basado en fuerza con plasticidad distribuida y sección discretizada en fibras como un modelo de cortante. Esto se hace agregando esfuerzo-deformación de mampostería a corte al modelo flexo-compresión.

El modelo de cortante basado en fuerza se implementó, con éxito, en OpenSees para los análisis empujón y cíclico. Se dan resultados diferentes al modelo de flexo-compresión. Se logró modelar que la falla de un muro de las dimensiones que se estudiaron está dominada por cortante debido a que la resistencia a corte es mucho menor que la resistencia a flexo-compresión.

Resultados

Modelo de cortante: análisis empujón

Los valores de cortante de agrietamiento, V_{agre} , simulados son similares a los valores calculados y medidos experimentalmente mientras que los valores de cortante máximo, V_{max} . Simulados son múltiples de los valores calculados y medidos experimentalmente como se muestra en la tabla III.28

Tabla III.28. Valores de cortante de agrietamiento y cortante máxima de un muro de mampostería medidos experimentalmente, calculado y simulado durante análisis empujón con OpenSees.

Modelo experimental		Modelo de cortante		
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	Elementos	Basado en fuerza	
9.4	15.0	Materiales	$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)
		Epp	11.0	22.5
Valor calculado con la expresión 4.3 de NTC		Epp-Gap	9.0	22.0
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	ENT	13.25	18.43
10	14.5	Concrete01	14.05	18.45
		Hardening	8.0	18.12

Es evidente, desde la tabla III.28, que el comportamiento a la postfluencia no pudo capturarse adecuadamente en el modelo. Obteniéndose en general un valor de resistencia máxima mucho mayor al experimental. Se atribuye esto a la ya mencionada incapacidad de modelar la degradación de la resistencia al corte en los modelos.

Modelo de cortante: análisis cíclico

Los valores de cortante de agrietamiento, $V_{agre.}$, simulados son similares a los valores calculados y medidos experimentalmente mientras que los valores de cortante máximo, $V_{max.}$ Simulados son múltiples de los valores calculados y medidos experimentalmente como se muestra en la tabla III.29. Esto es enteramente similar a lo obtenido en el empujón, lo que indica que los modelos histeréticos de los materiales no acumulan debidamente la historia de carga.

Tabla III.29. Valores de cortante de agrietamiento y cortante máxima de un muro de mampostería medidos experimentalmente, calculado y simulado durante análisis cíclico con OpenSees.

Modelo experimental		Modelo de cortante		
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)	Elementos	Basado en fuerza	
9.4	15.0	Materiales	$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)
		Epp	8.00	17.9834
Valor calculado con la expresión 4.3 de NTC		Hardening	8.0	17.9594
$V_{agre.}$ (ton)	$V_{max.}$ (ton)			
10	14.5			

La tabla III.29, muestra que el valor de resistencia máxima de modelo propuesto es mucho mayor al experimental. Se atribuye esto a la ya mencionada incapacidad de modelar la degradación de la resistencia al corte en los modelos.

Conclusiones

El comportamiento a flexo-compresión de un muro de mampostería confinado puede representarse en forma satisfactoria mediante un modelo de elemento viga columna en flexo-compresión.

Esto se logró utilizando para el concreto los materiales Concreto01 y concreto02 para el recubrimiento y zona confinada respectivamente, para el acero, el material steel01 y para la mampostería los materiales EPP y Epp gap.

La degradación por cortante no pudo modelarse adecuadamente con los materiales previstos en el OpenSees a la fecha.

La resistencia máxima de los modelos fue en todo los casos (flexo-compresión y cortante) mayores de que los experimentales.

Trabajos futuros

El OpenSees presenta la opción de crear e implementar nuevos materiales. Como un usuario esta capacidad, no fue aprovechada en este trabajo, por eso en lo trabajos futuros es importante:

- 1) Implementar un modelo de mampostería a compresión y a cortante
- 2) Revisar la forma de elemento controlada por fuerza para poder incluir la degradación de resistencia y rigideces.

Bibliografía

- Aguilar, G.**, (1996). Efectos del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales. Tesis para obtener el grado de Licenciatura. Facultad de Ingeniería. UNAM, México. pp.1-180.
- Aguilar, G., y Cano, G. Alcocer, S. M.**, (1994). Efectos del Refuerzos Horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas Laterales. IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Zacatecas. pp. 66-74.
- Alcocer, S. M.**, (1997). Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión. XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz. pp. 164-191.
- Álvarez, J. y Alcocer, S. M.**, (1994). Influencia de refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada. IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas. pp. 815-825.
- Bakhvalov, N., Pamsenko G.**, (1989). Homogenization: Averaging Process in Periodic Media. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Bazan, E.** (1980). Muros de mampostería ante cargas laterales, estudios analíticos. Tesis Doctoral, U. N. A. M.
- Beijing Institute of Architecture Design.** (1987). The Experimental Study on Seismic Properties of Horizontal Reinforced Masonry, China.
- Chrysostomou, C. Z., Gergely, P. y Abel, J. F.** (1992). Nonlinear seismic response of infilled frames. *10o Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica*, Balkema, Rotterdam, pp. 4435-4437, (1992).
- Ciampi V. and Carlesimo L.** (1986). A none linea beam element for seismic analysis of structures: proc. 8th Euro. Conf. earthquake eng. Lisbon.
- Flores, L. E, Alcocer, S. M.** (1996). Calculated Response of Confined Masonry Structures. Memorials of the 11th World Conference on Earthquake Engineering. Article 1830. Acapulco, Mexico. ISBN: 0 08 042822 2.
- Gobierno de Distrito Federal (GDF., 2002).** Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería. Ante Proyecto del Comité de Normas, México D. F., México. pp. 47.
- Hernández, O. y Meli, R.** (1976). Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de mampostería. Instituto de Ingeniería, Publicación Núm. 382. México, D. F., México.
- Holmes, M.** (1961). Steel frames with Brickwork and Concrete Infilling. Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Vol 19, No. 6501, pp 473-478.
- Jean, R. P., y Cesín, J. F.** Recomendaciones para el diseño y construcciones de estructuras de mampostería
- Lofti H. R., Shing P. B.** (1994). Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures. Journal of Structural Engineering, ASCE 120 (1) 63-80.
- Lourenco P. B. y Rots J. G.**, (1997). A Multi-Surface Interface Model for the Análisis of Masonry Structures. Journal of Engineering Mechanics ASCE 123 (7), 660-668
- Manfredi G., Mazzolani S. y Masi A.** (1992). Review of Existing in Experimental inTesting of Masonry Structures Subjected to Horizontal Loads. Memory of the Earthquake Engineering, Tenth World Conference, 1992 Balkema, Rotterdam. ISBN 9054100605.
- Mehrabi, A., Shing, P., Schuller, M. y Noland, J.** (1994). *Performance of Masonry-*

- Infilled R/C Frames Under in-Plane Lateral Loads*. Reporte CU/SR-94/6, Universidad de Colorado.
- Meli R.** (1979). Comportamiento sísmico de muros de mampostería. Instituto de Ingeniería, UNAM., Reporte Núm.352. México.
- Meli, R., (1994).** Mampostería estructural, la práctica, la investigación y el comportamiento observado en México,” Cuaderno de Investigación N° 17, CENAPRED, Pp. 3-23.
- Meli R., Wolff Z., Esteva L.** (1968). Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada
- NMX-C-404-ONNCCE.** (1997). “Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, pp. 11.
- Normas Técnicas Complementaria para la Mampostería (NTCM)** (2001)
- Normas Técnicas Complementaria (NTC)** (2005).
- Orduña, A. y Ayala A. G.** (2001). *Simulación analítica del comportamiento no lineal de muros diafragma de mampostería sujeto a cargas laterales*. Revista de Ingeniería Sísmica. Núm. 64. pp. 69-94. México D. F., México.
- Orduña, E.** (1999) Modelo de muro de mampostería para el análisis no lineal de marcos de concreto reforzado con muros diafragma, Tesis de Maestría U. N. A. M., Mexico, (2000).
- Polyakov, S.** (1960). On the Interaction between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame Loaded in the Plane of the Wall. Earthquake Engineering Research Institute, pp 36-42.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (**RCDF**) (2002)
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (**RCDF**) (2003)
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (**RCDF**) (2005)
- San Bartolomé, A.** (1990). *Albañilería confinada*. Libro 4, Colección del ingeniero civil, capítulo de Ingeniería civil. Consejo Departamental de Lima, Perú.
- Sánchez, T.A., Flores, L. y Alcocer, S. M., (1997)** Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales,” X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida. Pp.587-596.
- Schmidt, T.** (1989). *An approach of modeling masonry in-filled frames by the FE-method and z. modified equivalent strut method*, Darmstadt Concrete, Annual Journal on Concrete and concrete Structures, Vol. 4, Darmstadt, Germany.
- Spacone E., Filippou S.C. and Taucer F. F.** (1996). Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol 25, 711-725 (1996).
- Stafford-Smith, B.** (1966). *Behavior of Square In-filled Frame*. Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE, February, Vol.92, No. ST1, pp 381-403.
- Syrmakesis, C. y Vratsanou, V.** (1986). *Influence of infill walls to R. C. frames response*, Proceeding of the Eighth European Conference on earthquake Engineering, Vol3, Portugal
- Tena, A. y Miranda E.** (2003). Comportamiento mecánico de la mampostería, pp. 99-130. Flores L. y M. A. Pacheco (eds.). En *Edificaciones de mampostería para vivienda. Tercera Edición*. México D.F., México. Fundación ICA. ISBN: 968-7508.
- Tomažević, M.** (1997). Seismic Resistance Verification of Masonry Building: Following

- the new Trends. International Workshop on Seismic Design Methodologies for next Generation of Codes. P Fajfar y H Krawinkler. Editors, Balkema, June. pp. 323-334.
- Tomažević M. y Lutman, M.** (1996). *Seismic Behaviour of Masonry Walls: Modeling of Hysteretic rules*. Journal of Structural Engineering, Vol. 1040.
- Universidad de Los Andes.** (1993). *Ensayes experimentales de muros de mampostería confinada con diferentes tipos de refuerzo horizontal*. Informe de avance, Facultad de Ingeniería, Colombia
- Yamin, L. García, L. Galeano, J. y Reyes, G.** (1993). Estudio del comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada y recomendaciones para el diseño. Décimas jornadas estructurales de la ingeniería de Colombia.
- Žarnić, R. y Tomažević, M.** (1988). *An experimentally obtained method for evaluation of the behaviour of masonry infilled R/C frames*, Proceedings of the ninth World Conference on Earthquake engineering, Tokyo, Japan, Vol. VI, pp 163-168
- Zepeda, J.A., Pineda, J.A. y Alcocer, S. M.** (1996). Comportamiento ante cargas laterales de sistema de muros de mampostería confinada reforzada con malla electrosoldada. X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Mexico. pp. 919-925.

Anexo A

Código de fuente de los programas de OpenSees y calibración de OpenSees con el Ansys

A.1 Parámetros

```
# Joseph Olusola IDOWU
#
# Units in cm, Kg, seconds
#
# DEFINITION OF PRIMARY DIMENSIONS
#
# HIEGHT OF THE COLUMN
set h 250;           #Total height of column
#
# DIMESIONS OF THE COLUMN
set L 250;          #Total length of specimen
set W 12;           #Total width of the column
#
# D E F I N E - S E C T I O N S
#
set co 2;           # concrete cover
#
# DIMENSIONS OF THE CASTILLOS
set L1 15;          #Length of the castillo
set W1 $W;         #Width of the castillo
#
# DEFINITION OF DIMENSIONS DERIVED FROM THE PRIMARY
DIMENSIONS
#
# DIMENSIONS OF THE MAMPOSTERIA
set L2 [expr $L-2*$L1]; #Length of the MAMPOSTERIA
set W2 $W1;         #Width of the MAMPOSTERIA
#
```

```
# CROSS SECTIONAL DIMENSIONS OF THE COLUMN
# set co 2;           # concrete cover
set ccL [ expr $L1-$co*2]; # confined concrete length
set ccW [ expr $W1-$co*2]; # confined concrete width
#
# DEFINING COORDINATE PARAMETERS ALONG THE LENGTH OF THE
SECTION
set L3 [ expr $L/2]; #Half of the length of the Specimen
set L4 [ expr $L3-$co]; #half of the specimen less concrete cover
set L5 [ expr $L3-$co-$ccL]; #confined concrete length
set L6 [ expr $L3-$L1]; #half of the specimen less length of concrete column
#
# DEFINING COORDINATE PARAMETERS ALONG THE WIDTH OF THE
SECTION
set W3 [ expr $W1/2];# Half of the width of the Specimen
set W4 [ expr $W3-$co];# Half of the width of the Specimen less cover
#
# FIBERS: A fiber of 1 cm square is formed on both concrete and mamposteria
# CONCRETE COVER
# Bottom and top cover
set x 1
#
set x_d [expr $L1/$x]; # number of subdivision along the length
set y_d [expr $co/$x]; # number of subdivision along the width
#
# Left and right cover
set x1_d [expr $co/$x]
set y1_d [expr $W1/$x]
#
# CORE CONCRETE SUB DIVISIONS
set x3_d [expr $ccL/$x]; # number of subdivision along the length
set y3_d [expr $ccW/$x]; # number of subdivision along the width
#
# MAMPOSTERIA SUB DIVISION
set x4_d [expr $L2/$x]; # number of subdivision along the length
set y4_d [expr $W2/$x]; # number of subdivision along the width
#
# DEFINE SECTION TAG
set ColSecTag 1
# Define material tags for the column
#
set c1 1; # material tag for concrete 01
set c2 2; # material tag for concrete 02
set s 3; # material tag for steel
set m 4; # material tag for mamposteria
#
# Set parameters for confined concrete -Concrete 02
#
set ksi 70.3081; #To convert from ksi to kg/cm^2
#
```

```

set fc [expr -260]; # CONCRETE Compressive Strength (+Tension, -Compression)
#set Ec [expr 57*sqrt(-$fc*1000)]; # Concrete Elastic Modulus (the term in sqr root
needs to be in psi

set fc1U $fc; # compressive strength
set eps1U -0.003; # strain at compressive strength
set fc2U [expr 0.2*$fc1U]; # crushing strngth
set eps2U -0.011; # strain at crushing strain
set lambda 0.1; # ratio between unloading slope at $eps2U and
initial slope
# tensile-strength properties
set ftU [expr 0.14*$fc1U]; # tensile strength
set Ets [expr $ftU/0.0005]; # Slope of linear tensile softening
#
#
# Set parameters for unconfined concrete -Concrete 01
#
set fpc1_1 [expr -260]; # compressive strength
set epsc0_1 -0.003; # strain at compressive strength
set fpcu_1 [expr -0.2*$fpc1_1]; # crushing strength
set epsU_1 -0.011; # strain at crushing strength
#
# STEEL
#
# Reinforcing steel Steel01
set fy [expr 4200.]; # Yield strength
set Es [expr 2e6]; # Young's modulus
set b 0.01; # hardening ratio
#
# Steel02
set Fy [expr 4200.]; # STEEL yield stress
set Es [expr 2e6]; # modulus of steel
set Bs 0.01; # strain-hardening ratio
set R0 0.002; # control the transition from elastic to plastic branches
set cR1 0.925; # control the transition from elastic to plastic branches
set cR2 0.15; # control the transition from elastic to plastic branches
set As 2.85; # 4 #3
#
# MAMPOSTERIA
#
# Em = 600 fm* para cargas de corta duración
# Em = 350 fm* para cargas sostenidas
# fm* resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta.
#
set fm 25; # Resistencia a compression de mamposteria
#uniaxialMaterial ENT -Elastic-No Tension Material
set Em [expr $fm/0.003]; #Secant slope
# In tesion there is zero stress
#set Em [expr 350*$fm]; # Tangent

```

```

#XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
# CALCULATION OF FORCE LOAD RELATED PARAMETERS
#XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
#
set Wc 0.0019; # weight of CONCRETE in Kg per cubic centimeters
set Wm 0.0013; # weight of MAMPOSTERIA in Kg per cubic centimeters
#
# Columns
set Vc [expr 2*$L1*$W*$h]; # Total volume of both columns
#
set wtc [expr $Wc*$Vc]; # weight of concrete columns -castillos
#
# Parameter for the concrete beam
set bL $L
set bW $W
set Tbd 25
set sld 10
set bd [expr $Tbd-$sld]
set Vb [expr $bW*$bd*$bL]
#
set wtb [ expr $Wc*$Vb]; # weight of concrete beam
#
#Mamposteria
set Vm [expr $L2*$W2*$h]
#
set wtm [expr $Wm*$Vm]; # weight of mamposteria
#
set Weight [expr (0.5*($wtm+$wtc)+$wtb) + 5*$W*$L]; # Total weight of the element
#
# calculated parameters
set PCol $Weight;          # nodal dead-load weight per column
set g 981;                # g.in cm/seconds square
set Mass [expr $PCol/$g]; # nodal mass

```

A.2. Geometría de elemento basada en fuerza y elemento basada en desplazamiento.

```

# construct model builder using the model Command
#
wipe;                # clear memory of all past model definitions
file mkdir GRAVITY; # create data directory
model basic -ndm 2 -ndf 3; # modelbuilder: basic, ndm= no. dimensions, ndf= no.
#
# DEFINE GEOMETRY
source Parameters.tcl

# Define nodes ----- frame is in X-Y plane (X-horizontal, Y-vertical) using the node
Command

```

```

node 1 0.0 0.0 0.0; # base of the column

node 2 0.0 $h 0.0; # top of the column
#
# Define Boundary Conditions and nodal mass using the fix Command ! 1: restrained,
0: released

fix 1 1 1 1;

fix 2 0 0 0 -mass $Mass 0.0 0.0;
#
# define mass at node 2 using the mass Command:

mass 2 $Mass 1e-9 0.0;          # node#, Mx My Mz, Mass=Weight/g, neglect
rotational inertia at nodes
#
# Define materials for the column
#-----
# Cover concrete (unconfined)
#CONCRETE          tag f'c      ec0 f'cu      ecu

uniaxialMaterial Concrete01 $c1 $fpc1_1 $sepsc0_1 $fpcu_1 $sepsU_1
#
# Core concrete (Confined)
uniaxialMaterial Concrete02 $c2 $fc1U $seps1U $fc2U $seps2U $lambda $ftU $Ets;
      # build cover concrete (unconfined)
#
# Reinforcing steel
uniaxialMaterial Steel02 $s $Fy $Es $Bs $R0 $cR1 $cR2;
# build reinforcement material
#
### CASES I to III (FOR EACH WOULD HAVE BEEN USED EXCEPT...)
#
## CASO I: MODELO ELASTIC NO TENSION MATERIAL
#
#uniaxialMaterial ENT $m $Em;
set Fym [expr 25*1*1]; #Resistencia de mamposteria a la comersion
set Ubig 1.e10;          # a really large number
set Usmall [expr 1/$Ubig];          # a really small number
set gap $Usmall
#
#
### CASO II: MODELO ELASTIC PERFECTLY PLASTIC GAP MATERIAL
#
#uniaxialMaterial ElasticPPGap $m $Em $Fym $gap; #CASO II
#
set epsyP 0.003
uniaxialMaterial ElasticPP $m $Em $sepsyP
#
#CASO III: MATERIAL Concreto01

```



```

#
#uniaxialMaterial Concrete01 $m $fpc1_1 $sepsc0_1 $fpcu_1 $sepsU_1
#
# DEFINE FIBER SECTION
#
section Fiber $ColSecTag {

    # Create the concrete core fibers
# patch quad matTag subDivision_X subDivision_y x1 y1 x2 y2 x3 y3 x4 y4

    patch quad $c2 $x3_d $y3_d -$L4 -$W4 -$L5 -$W4 -$L5 $W4 -$L4 $W4

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
# patch quad matTag subDivision_X subDivision_y x1 y1 x2 y2 x3 y3 x4 y4

    patch quad $c1 $x_d $y_d -$L3 $W4 -$L6 $W4 -$L6 $W3 -$L3 $W3

    patch quad $c1 $x_d $y_d -$L3 -$W3 -$L6 -$W3 -$L6 -$W4 -$L3 -$W4
    patch quad $c1 $x1_d $y1_d -$L3 -$W4 -$L4 -$W4 -$L4 $W4 -$L3 $W4

    patch quad $c1 $x1_d $y1_d -$L5 -$W4 -$L6 -$W4 -$L6 $W4 -$L5 $W4

    # Create the reinforcing fibers (left, right)

    layer straight $s 2 $As -$L4 -$W4 -$L4 $W4

    layer straight $s 2 $As -$L5 -$W4 -$L5 $W4
#
# create Mamposteria fibers
# patch quad matTag subDivision_X subDivision_y x1 y1 x2 y2 x3 y3 x4 y4
#
    patch quad $m $x4_d $y4_d -$L6 -$W3 -$L6 -$W3 $L6 $W3 -$L6 $W3;
# Mamposteria
#
#
    # Create the concrete core fibers
# patch quad matTag subDivision_X subDivision_y x1 y1 x2 y2 x3 y3 x4 y4
#
    patch quad $c2 $x3_d $y3_d $L5 -$W4 $L4 -$W4 $L4 $W4 $L5 $W4
#
    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
#
# patch quad matTag subDivision_X subDivision_y x1 y1 x2 y2 x3 y3 x4 y4
#
    patch quad $c1 $x_d $y_d $L6 $W4 $L3 $W4 $L3 $W3 $L6 $W3

    patch quad $c1 $x_d $y_d $L6 -$W3 $L3 -$W3 $L3 -$W4 $L6 -$W3

    patch quad $c1 $x1_d $y1_d $L6 -$W4 $L5 -$W4 $L5 $W4 $L6 $W4

```

```

patch quad $c1 $x1_d $y1_d $L4 -$W4 $L3 -$W4 $L3 $W4 $L5 $W4

# Create the reinforcing fibers (left, right)

layer straight $s 2 $As $L5 -$W4 $L5 $W4

layer straight $s 2 $As $L4 -$W4 $L4 $W4

}; # end of fibersection definition
#
set ColTransfTag 1; # associate a tag to column transformation
geomTransf Linear $ColTransfTag ;

# element connectivity:
set numIntgrPts 5;
# number of integration points for force-based element
# FORCE BASED BEAM COLUMN ELEMENT
element nonlinearBeamColumn 1 1 2 $numIntgrPts $ColSecTag $ColTransfTag;
# self-explanatory when using variables
#
#DISPLACEMENT BASED BEAM COLUMN ELEMNT
#element dispBeamColumn 1 1 2 $numIntgrPts $ColSecTag $ColTransfTag;
# self-explanatory when using variables
#
# Define RECORDERS-----
#Nudos
recorder Node -xml GRAVITY/DFree.out -time -node 2 -dof 1 2 3 disp;
# displacements of free nodes
recorder Node -file GRAVITY/DBase.out -time -node 1 -dof 1 2 3 disp;
# displacements of support nodes
recorder Node -xml GRAVITY/RBase.out -time -node 1 -dof 1 2 3 reaction;
# support reaction
recorder Drift -xml GRAVITY/Drift.out -time -iNode 1 -jNode 2 -dof 1 -perpDirn 2 ;
# lateral drift
#
#Elemnto
recorder Element -xml GRAVITY/FCol.out -time -ele 1 globalForce;
# element forces -- column
recorder Element -xml GRAVITY/ele1local.out -time -ele 1 localForce
#
#Secciones
recorder Element -xml GRAVITY/ForceColSec1.out -time -ele 1 section 1 force;
# Column section forces, axial and moment, node i
recorder Element -xml GRAVITY/DefoColSec1.out -time -ele 1 section 1 deformation;
# section deformations, axial and curvature, node i
recorder Element -xml GRAVITY/ForceColSec$numIntgrPts.out -time -ele 1 section
$numIntgrPts force; # section forces, axial and moment, node j
recorder Element -file GRAVITY/DefoColSec$numIntgrPts.out -time -ele 1 section 1
deformation; # section deformations, axial and curvature, node j
#

```

```

recorder Element -file ele1local.out -time -ele 1 localForce
recorder Element -file ele1sec1Stiff.out -time -ele 1 section $ColSecTag stiffness
recorder Element -file ele1sec1StressStrain.out -time -ele 1 section $ColSecTag fiber
$L5 -$W4 <$s> stressStrain
recorder Element -file ele1sec1StressStrain1.out -time -ele 1 section $ColSecTag fiber -
$L5 -$W4 <$s> stressStrain

```

```

recorder EnvelopeElement -file ele1sec1ForceZ.out -time -ele 1 section $ColSecTag
stiffness

```

```

#
# define GRAVITY -----
pattern Plain 1 Linear {
  load 2 0 [expr 1*(-$PCol)] 0
}

```

```

# Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-8;           # convergence tolerance for test
constraints Plain;       # how it handles boundary conditions
numberer Plain;         # renumber dofs to minimize band-width
(optimization), if you want to
system BandGeneral;     # how to store and solve the system of equations in the
analysis
test NormDispIncr $Tol 6 ;      # determine if convergence has been achieved at
the end of an iteration step
algorithm Newton;        # use Newton's solution algorithm: updates tangent
stiffness at every iteration
set NstepGravity 10;      # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static;         # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity;   # apply gravity
# ----- maintain constant gravity loads and reset
time to zero
loadConst -time 0.0

```

```
puts "Model Built"
```

A.3. Analisis:

A.3.1 Gravitacional

```

#
# define GRAVITY -----
pattern Plain 1 Linear {
  load 2 0 [expr 1*(-$PCol)] 0
}

```

```

# Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-8;           # convergence tolerance for test
constraints Plain;       # how it handles boundary conditions

```

```

numberer Plain;                # renumber dof's to minimize band-width
(optimization), if you want to
system BandGeneral;           # how to store and solve the system of equations in the
analysis
test NormDispIncr $Tol 6 ;    # determine if convergence has been achieved at
the end of an iteration step
algorithm Newton;             # use Newton's solution algorithm: updates tangent
stiffness at every iteration
set NstepGravity 10;          # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static;              # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity;        # apply gravity
# ----- maintains constant gravity loads and reset
time to zero
loadConst -time 0.0

puts "Model Built"

```

A.3.2. Pushover sostenida

```

wipe
source Geometry.tcl
# STATIC PUSHOVER ANALYSIS -----
-----
#
wipeAnalysis
file mkdir Pushover;          # create data directory

# Define RECORDERS -----
recorder Node -file Pushover/DFree.out -time -node 2 -dof 1 2 3 disp;      #
displacements of free nodes
recorder Node -file Pushover/DBase.out -time -node 1 -dof 1 2 3 disp;      #
displacements of support nodes
recorder Node -file Pushover/RBase.out -time -node 1 -dof 1 2 3 reaction;
    # support reaction
recorder Drift -file Pushover/Drift.out -time -iNode 1 -jNode 2 -dof 1 -perpDirn 2 ;
    # lateral drift
recorder Element -file Pushover/FCol.out -time -ele 1 globalForce;
    # element forces -- column
recorder Element -file Pushover/ForceColSec1.out -time -ele 1 section 1 force;
    # Column section forces, axial and moment, node i
recorder Element -file Pushover/DefoColSec1.out -time -ele 1 section 1 deformation;
    # section deformations, axial and curvature, node i
recorder Element -file Pushover/ForceColSec$numIntgrPts.out -time -ele 1 section
$numIntgrPts force;          # section forces, axial and moment, node j
recorder Element -file Pushover/DefoColSec$numIntgrPts.out -time -ele 1 section 1
deformation;                # section deformations, axial and curvature, node j
recorder Element -file ele1sec1Stiff.out -time -ele 1 section $ColSecTag stiffness

```

```
recorder Element -file ele1sec1StressStrain.out -time -ele 1 section $ColSecTag fiber
$!L5 -$!W4 <$s> stressStrain
recorder Element -file ele1sec1StressStrain1.out -time -ele 1 section $ColSecTag fiber -
$!L5 -$!W4 <$s> stressStrain
```

```
# we need to set up parameters that are particular to the model.
set IDctrlNode 2;           # node where displacement is read for
displacement control
set IDctrlDOF 1;           # degree of freedom of displacement read for
displacement contro
set Dmax [expr 0.02*$h];    # maximum displacement of pushover. push to
10% drift.
set Dincr [expr 0.0001*$h]; # displacement increment for pushover. you want
this to be very small, but not too small to slow down the analysis
```

```
# create load pattern for lateral pushover load
set Hload [expr $Weight/2]; # define the lateral load as a
proportion of the weight so that the pseudo time equals the lateral-load coefficient when
using linear load pattern
pattern Plain 5 Linear {;           # define load pattern -- generalized
    load 2 $Hload 0.0 0.0 ;        # define lateral load in static lateral analysis
}
```

```
# ----- set up analysis parameters
# CONSTRAINTS handler -- Determines how the constraint equations are enforced in
the analysis (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/617.htm)
# Plain Constraints -- Removes constrained degrees of freedom from the system of
equations (only for homogeneous equations)
# Lagrange Multipliers -- Uses the method of Lagrange multipliers to enforce
constraints
# Penalty Method -- Uses penalty numbers to enforce constraints --good for static
analysis with non-homogeneous eqns (rigidDiaphragm)
# Transformation Method -- Performs a condensation of constrained degrees of
freedom
constraints Transformation ;
```

```
# DOF NUMBERER (number the degrees of freedom in the domain):
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/366.htm)
# determines the mapping between equation numbers and degrees-of-freedom
# Plain -- Uses the numbering provided by the user
# RCM -- Renumbers the DOF to minimize the matrix band-width using the
Reverse Cuthill-McKee algorithm
numberer RCM
```

```
# SYSTEM (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/371.htm)
# Linear Equation Solvers (how to store and solve the system of equations in the
analysis)
# -- provide the solution of the linear system of equations  $Ku = P$ . Each solver is
tailored to a specific matrix topology.
# ProfileSPD -- Direct profile solver for symmetric positive definite matrices
```

```
# BandGeneral -- Direct solver for banded unsymmetric matrices
# BandSPD -- Direct solver for banded symmetric positive definite matrices
# SparseGeneral -- Direct solver for unsymmetric sparse matrices
# SparseSPD -- Direct solver for symmetric sparse matrices
# UmfPack -- Direct UmfPack solver for unsymmetric matrices
system BandGeneral

# TEST: # convergence test to
# Convergence TEST
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/360.htm)
# -- Accept the current state of the domain as being on the converged solution path
# -- determine if convergence has been achieved at the end of an iteration step
# NormUnbalance -- Specifies a tolerance on the norm of the unbalanced load at
the current iteration
# NormDispIncr -- Specifies a tolerance on the norm of the displacement
increments at the current iteration
# EnergyIncr-- Specifies a tolerance on the inner product of the unbalanced load
and displacement increments at the current iteration
set Tol 1.e-8; # Convergence Test: tolerance
set maxNumIter 6; # Convergence Test: maximum number of iterations that
will be performed before "failure to converge" is returned
set printFlag 0; # Convergence Test: flag used to print information on
convergence (optional) # 1: print information on each step;
set TestType EnergyIncr ; # Convergence-test type
test $TestType $Tol $maxNumIter $printFlag;

# Solution ALGORITHM: -- Iterate from the last time step to the current
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/682.htm)
# Linear -- Uses the solution at the first iteration and continues
# Newton -- Uses the tangent at the current iteration to iterate to convergence
# ModifiedNewton -- Uses the tangent at the first iteration to iterate to
convergence
set algorithmType Newton
algorithm $algorithmType;

# Static INTEGRATOR: -- determine the next time step for an analysis
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/689.htm)
# LoadControl -- Specifies the incremental load factor to be applied to the loads in
the domain
# DisplacementControl -- Specifies the incremental displacement at a specified
DOF in the domain
# Minimum Unbalanced Displacement Norm -- Specifies the incremental load
factor such that the residual displacement norm is minimized
# Arc Length -- Specifies the incremental arc-length of the load-displacement path
# Transient INTEGRATOR: -- determine the next time step for an analysis including
inertial effects
# Newmark -- The two parameter time-stepping method developed by Newmark
# HHT -- The three parameter Hilbert-Hughes-Taylor time-stepping method
# Central Difference -- Approximates velocity and acceleration by centered finite
differences of displacement
```

```

integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr

# ANALYSIS -- defines what type of analysis is to be performed
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/324.htm)
# Static Analysis -- solves the KU=R problem, without the mass or damping
matrices.
# Transient Analysis -- solves the time-dependent analysis. The time step in this
type of analysis is constant. The time step in the output is also constant.
# variableTransient Analysis -- performs the same analysis type as the Transient
Analysis object. The time step, however, is variable. This method is used when
# there are convergence problems with the Transient Analysis object at a peak
or when the time step is too small. The time step in the output is also variable.
analysis Static

# ----- perform Static Pushover Analysis
set Nsteps [expr int($Dmax/$Dincr)]; # number of pushover analysis steps
set ok [analyze $Nsteps]; # this will return zero if no convergence problems
were encountered

# ----- in case of convergence problems
if {$ok != 0} {
# change some analysis parameters to achieve convergence
# performance is slower inside this loop
    set ok 0;
    set controlDisp 0.0; # start from zero
    set D0 0.0; # start from zero
    set Dstep [expr ($controlDisp-$D0)/($Dmax-$D0)]
    while {$Dstep < 1.0 && $ok == 0} {
        set controlDisp [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF ]
        set Dstep [expr ($controlDisp-$D0)/($Dmax-$D0)]
        set ok [analyze 1 ]
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
            test NormDispIncr $Tol 2000 0
            algorithm Newton -initial
            set ok [analyze 1 ]
            test $TestType $Tol $maxNumIter 0
            algorithm $algorithmType
        }
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying Broyden .."
            algorithm Broyden 8
            set ok [analyze 1 ]
            algorithm $algorithmType
        }
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying NewtonWithLineSearch .."
            algorithm NewtonLineSearch .8
            set ok [analyze 1 ]
            algorithm $algorithmType
        }
    }
}

```

```

    }
  }
}; # end if ok !0

```

puts "DonePushover"

A.3.1. Push over cíclica

```

wipe
source Geometry.tcl
wipeAnalysis
# -----
#
file mkdir Cyclic; # create data directory

# Define RECORDERS-----
#Nudos
recorder Node -xml Cyclic/DFree.out -time -node 2 -dof 1 2 3 disp; #
displacements of free nodes
recorder Node -xml Cyclic/DBase.out -time -node 1 -dof 1 2 3 disp; #
displacements of support nodes
recorder Node -xml Cyclic/RBase.out -time -node 1 -dof 1 2 3 reaction; #
support reaction
recorder Drift -xml Cyclic/Drift.out -time -iNode 1 -jNode 2 -dof 1 -perpDirn 2 ;
# lateral drift
#
#Elemnto
recorder Element -xml Cyclic/FCol.out -time -ele 1 globalForce;
# element forces -- column
recorder Element -xml Cyclic/ele1local.out -time -ele 1 localForce
#
#
#SECCIONES
#Fuerzas resistente en las seccione
recorder Element -xml Cyclic/ForceColSec1.out -time -ele 1 section 1 force;
# Column section forces, axial and moment, node i
recorder Element -xml Cyclic/ForceColSec$numIntgrPts.out -time -ele 1 section
$numIntgrPts force; # section forces, axial and moment, node j
#Deformaciones
recorder Element -xml Cyclic/DefoColSec1.out -time -ele 1 section 1 deformation;
# section deformations, axial and curvature, node i
recorder Element -xml Cyclic/DefoColSec$numIntgrPts.out -time -ele 1 section 1
deformation; # section deformations, axial and curvature, node j
#
recorder Element -xml Cyclic/defa-com.out -time -ele 1 section 1 fiber -$L4 -$W4 $s
stressStrain
recorder Element -xml Cyclic/defb-com.out -time -ele 1 section 1 fiber $L5 -$W4 $s
stressStrain

```



```

recorder Element -xml Cyclic/defc-ten.out -time -ele 1 section 1 fiber -$L6 -$W3 $m
stressStrain
recorder Element -xml Cyclic/defd-ten.out -time -ele 1 section 1 fiber -$L6 $W3 $m
stressStrain
recorder Element -xml Cyclic/defe-comMam.out -time -ele 1 section 1 fiber $L6 $W3
$c1 stressStrain
recorder Element -xml Cyclic/deff-comMam.out -time -ele 1 section 1 fiber -$L3 $W3
$c1 stressStrain

recorder Element -xml Cyclic/defh-comMam.out -time -ele 1 section 1 fiber -$L4 -$W4
$c2 stressStrain
recorder Element -xml Cyclic/defi-comMam.out -time -ele 1 section 1 fiber -$L6 -$W3
$c2 stressStrain

recorder Element -xml Cyclic/defg.out -time -ele 1 section 1 deformation
#
# we need to set up parameters that are particular to the model.
set IDctrlNode 2; # node where displacement is read for
displacement control
set IDctrlDOF 1; # degree of freedom of displacement read
for displacement contro
# characteristics of cyclic analysis
#set iDmax "0.001 0.002 0.003 0.004"; # vector of displacement-cycle
peaks, in terms of storey drift ratio
# For ENT & Gap materials use:
set iDmax "0.002 0.004 0.006 0.008 0.01";# for Gap & ENT # vector of
displacement-cycle peaks, in terms of storey drift ratio
# for ePP mat use:
#set iDmax "0.002 0.002 0.002 0.002";
set Dincr [expr 0.0001*$h]; # displacement increment for pushover. you
want this to be very small, but not too small to slow down the analysis
set Fact $h; # scale drift ratio by storey height for displacement
cycles
set CycleType Full; # you can do Full / Push / Half cycles with
the proc
set Ncycles 1; # specify the number of cycles at each peak

# create load pattern for lateral pushover load
set Hload [expr $Weight/2]; # define the lateral load as a proportion of
the weight so that the pseudo time equals the lateral-load coefficient when using linear
load pattern
set iPushNode "2"; # define nodes where lateral load is applied in
static lateral analysis
pattern Plain 3 Linear {}; # define load pattern -- generalized
    foreach PushNode $iPushNode {
        load $iPushNode $Hload 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
    }
}

# ----- set up analysis parameters

```

```

source LibAnalysisStaticParameters.tcl;    #
constraintsHandler,DOFnumberer,system-
ofequations,convergenceTest,solutionAlgorithm,integrator

# ----- perform Static Cyclic Displacements Analysis
source LibGeneratePeaks.tcl
set fmt1 "%s Cyclic analysis: CtrlNode %.3i, dof %.1i, Disp=%.4f %s"; # format for
screen/file output of DONE/PROBLEM analysis
foreach Dmax $iDmax {
    set iDstep [GeneratePeaks $Dmax $Dincr $CycleType $Fact]; # this proc is
defined above
    for {set i 1} {$i <= $Ncycles} {incr i 1} {
        set zeroD 0
        set D0 0.0
        foreach Dstep $iDstep {
            set D1 $Dstep
            set Dincr [expr $D1 - $D0]
            integrator DisplacementControl $iDctrlNode $iDctrlDOF $Dincr
analysis Static
            # -----first analyze command
            set ok [analyze 1]
            # -----if convergence failure
            if {$ok != 0} {
                # if analysis fails, we try some other stuff
                # performance is slower inside this loop    global
maxNumIterStatic;    # max no. of iterations performed before "failure to converge"
is ret'd
                if {$ok != 0} {
                    puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
                    test NormDispIncr $Tol 2000 0
                    algorithm Newton -initial
                    set ok [analyze 1]
                    test $testTypeStatic $TolStatic
                    algorithm $algorithmTypeStatic
                }
                if {$ok != 0} {
                    puts "Trying Broyden .."
                    algorithm Broyden 8
                    set ok [analyze 1]
                    algorithm $algorithmTypeStatic
                }
                if {$ok != 0} {
                    puts "Trying NewtonWithLineSearch .."
                    algorithm NewtonLineSearch 0.8
                    set ok [analyze 1]
                    algorithm $algorithmTypeStatic
                }
                if {$ok != 0} {
                    puts "putout"
                }
            }
        }
    }
}

```

```

                                return -1
                                }; # end if
                                }; # end if
                                # -----
                                set D0 $D1;                # move to next step
                                }; # end Dstep
                                }; # end i
                                }; # end of iDmaxCycl
                                # -----
                                if { $ok != 0 } {
                                puts "PROBLEM"
                                } else {
                                puts "DONE"
                                }

```

A.3.3.1. Subroutine 1: Push over ciclica

```

# -----
# static analysis parameters
# I am setting all these variables as global variables (using variable rather than set
command)
# so that these variables can be uploaded by a procedure
#
# Silvia Mazzoni & Frank McKenna, 2006
#

# CONSTRAINTS handler -- Determines how the constraint equations are enforced in
the analysis (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/617.htm)
# Plain Constraints -- Removes constrained degrees of freedom from the system of
equations (only for homogeneous equations)
# Lagrange Multipliers -- Uses the method of Lagrange multipliers to enforce
constraints
# Penalty Method -- Uses penalty numbers to enforce constraints --good for static
analysis with non-homogeneous eqns (rigidDiaphragm)
# Transformation Method -- Performs a condensation of constrained degrees of
freedom
variable constraintsTypeStatic Plain; # default;
if { [info exists RigidDiaphragm] == 1 } {
    if { $RigidDiaphragm=="ON" } {
        variable constraintsTypeStatic Lagrange; # for large model, try
Transformation
    }; # if rigid diaphragm is on
}; # if rigid diaphragm exists
constraints $constraintsTypeStatic

# DOF NUMBERER (number the degrees of freedom in the domain):
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/366.htm)
# determines the mapping between equation numbers and degrees-of-freedom
# Plain -- Uses the numbering provided by the user

```

```
#          RCM -- Renumbers the DOF to minimize the matrix band-width using the
Reverse Cuthill-McKee algorithm
set numbererTypeStatic RCM
numberer $numbererTypeStatic

# SYSTEM (http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/371.htm)
# Linear Equation Solvers (how to store and solve the system of equations in the
analysis)
# -- provide the solution of the linear system of equations  $Ku = P$ . Each solver is
tailored to a specific matrix topology.
# ProfileSPD -- Direct profile solver for symmetric positive definite matrices
# BandGeneral -- Direct solver for banded unsymmetric matrices
# BandSPD -- Direct solver for banded symmetric positive definite matrices
# SparseGeneral -- Direct solver for unsymmetric sparse matrices
# SparseSPD -- Direct solver for symmetric sparse matrices
# UmfPack -- Direct UmfPack solver for unsymmetric matrices
set systemTypeStatic BandGeneral;          # try UmfPack for large model
system $systemTypeStatic

# TEST: # convergence test to
# Convergence TEST
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/360.htm)
# -- Accept the current state of the domain as being on the converged solution path
# -- determine if convergence has been achieved at the end of an iteration step
# NormUnbalance -- Specifies a tolerance on the norm of the unbalanced load at
the current iteration
# NormDispIncr -- Specifies a tolerance on the norm of the displacement
increments at the current iteration
# EnergyIncr-- Specifies a tolerance on the inner product of the unbalanced load
and displacement increments at the current iteration
# RelativeNormUnbalance --
# RelativeNormDispIncr --
# RelativeEnergyIncr --

variable TolStatic 1.e-8;          # Convergence Test: tolerance
variable maxNumIterStatic 6;      # Convergence Test: maximum number of
iterations that will be performed before "failure to converge" is returned
variable printFlagStatic 0;       # Convergence Test: flag used to print information

on convergence (optional)      # 1: print information on each step;
variable testTypeStatic EnergyIncr ; # Convergence-test type

test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic $printFlagStatic;
# for improved-convergence procedure:
variable maxNumIterConvergeStatic 2000;
variable printFlagConvergeStatic 0;
# Solution ALGORITHM: -- Iterate from the last time step to the current
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/682.htm)
# Linear -- Uses the solution at the first iteration and continues
# Newton -- Uses the tangent at the current iteration to iterate to convergence
```

```
#          ModifiedNewton -- Uses the tangent at the first iteration to iterate to
convergence
#          NewtonLineSearch --
#          KrylovNewton --
#          BFGS --
#          Broyden --
variable algorithmTypeStatic Newton
algorithm $algorithmTypeStatic;

# Static INTEGRATOR: -- determine the next time step for an analysis
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/689.htm)
#          LoadControl -- Specifies the incremental load factor to be applied to the loads in
the domain
#          DisplacementControl -- Specifies the incremental displacement at a specified
DOF in the domain
#          Minimum Unbalanced Displacement Norm -- Specifies the incremental load
factor such that the residual displacement norm is minimized
#          Arc Length -- Specifies the incremental arc-length of the load-displacement path
# Transient INTEGRATOR: -- determine the next time step for an analysis including
inertial effects
#          Newmark -- The two parameter time-stepping method developed by Newmark
#          HHT -- The three parameter Hilbert-Hughes-Taylor time-stepping method
#          Central Difference -- Approximates velocity and acceleration by centered finite
differences of displacement
integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr

# ANALYSIS -- defines what type of analysis is to be performed
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/324.htm)
#          Static Analysis -- solves the KU=R problem, without the mass or damping
matrices.
#          Transient Analysis -- solves the time-dependent analysis. The time step in this
type of analysis is constant. The time step in the output is also constant.
#          variableTransient Analysis -- performs the same analysis type as the Transient
Analysis object. The time step, however, is variable. This method is used when
#          there are convergence problems with the Transient Analysis object at a peak
or when the time step is too small. The time step in the output is also variable.
set analysisTypeStatic Static
analysis $analysisTypeStatic
```

A.3.3.2. Subroutine 2: Push over ciclica

```
proc GeneratePeaks {Dmax {DincrStatic 0.01} {CycleType "Full"} {Fact 1} } {;
# generate incremental disps for Dmax
## GeneratePeaks $Dmax $DincrStatic $CycleType $Fact
# generate incremental disps for Dmax
# this proc creates a file which defines a vector then executes the file to return
the vector of disp. increments
# by Silvia Mazzoni, 2006
# input variables
```

```

#      $Dmax: peak displacement (can be + or negative)
#      $DincrStatic : displacement increment (optional, default=0.01,
independently of units)
#      $CycleType   : Full (0->+peak), Half (0->+peak->0), Full (0->+peak->0-
>-peak->0) (optional, def=Full)
#      $Fact       : scaling factor (optional, default=1)
#      $iDstepFileName : file name where displacement history is stored
temporarily, until next disp. peak
# output variable
#      $iDstep      : vector of displacement increments
file mkdir data
set outFileID [open data/tmpDsteps.tcl w]
set Disp 0.
puts $outFileID "set iDstep { ";puts $outFileID $Disp;puts $outFileID $Disp;
# open vector definition and some 0
set Dmax [expr $Dmax*$Fact]; # scale value
if {$Dmax<0} {; # avoid the divide by zero
    set dx [expr -$DincrStatic]
} else {
    set dx $DincrStatic;
}
set NstepsPeak [expr int(abs($Dmax)/$DincrStatic)]
for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {; # zero to one
    set Disp [expr $Disp + $dx]
    puts $outFileID $Disp; # write to file
}
if {$CycleType != "Push"} {
    for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {; # one to zero
        set Disp [expr $Disp - $dx]
        puts $outFileID $Disp; # write to file
    }
    if {$CycleType != "HalfCycle"} {
        for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {; # zero
to minus one
            set Disp [expr $Disp - $dx]
            puts $outFileID $Disp; # write to file
        }
        for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {; #
minus one to zero
            set Disp [expr $Disp + $dx]
            puts $outFileID $Disp; # write to file
        }
    }
}
puts $outFileID " }"; # close vector definition
close $outFileID
source data/tmpDsteps.tcl; # source tcl file to define entire vector
return $iDstep
}

```

Anexo B

Calibración de OpenSees con Ansys

B.1. Armadura

B.1.1. Armadura con Ansys

Considere la armadura de la figura siguiente, la cual se encuentra cargada como se muestra. Las áreas de la sección transversal en pulgadas cuadradas se muestran entre paréntesis. Determine los desplazamientos, esfuerzos y reacciones en los elementos. $E=30 \times 10^6$ psi, Relación de Poisson = 0.0. Valide sus resultados.

Tabla B.1. Coordenadas de los nodos.

NODE	X	Y	Z	THXY	THYZ	THZX
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
2	480.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	240.00	180.00	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0.0000	360.00	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	240.00	360.00	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	480.00	360.00	0.0000	0.00	0.00	0.00

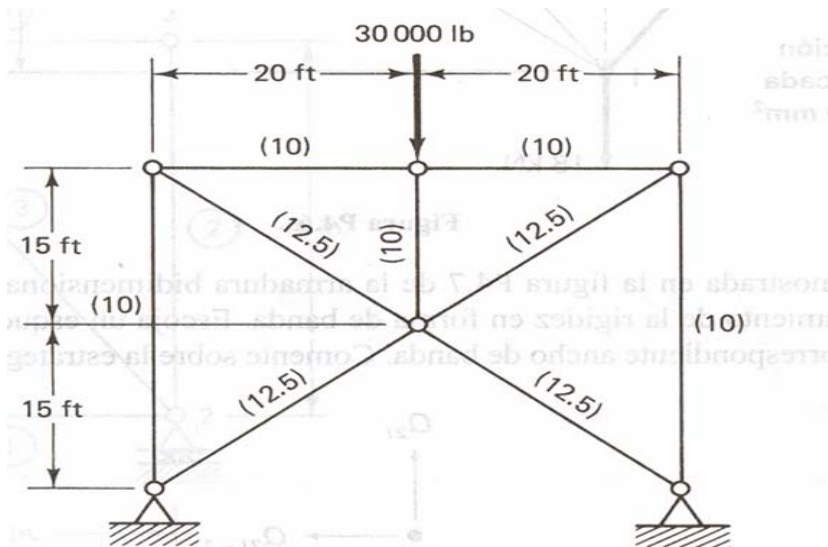


Figura B.1. Armadura 1.

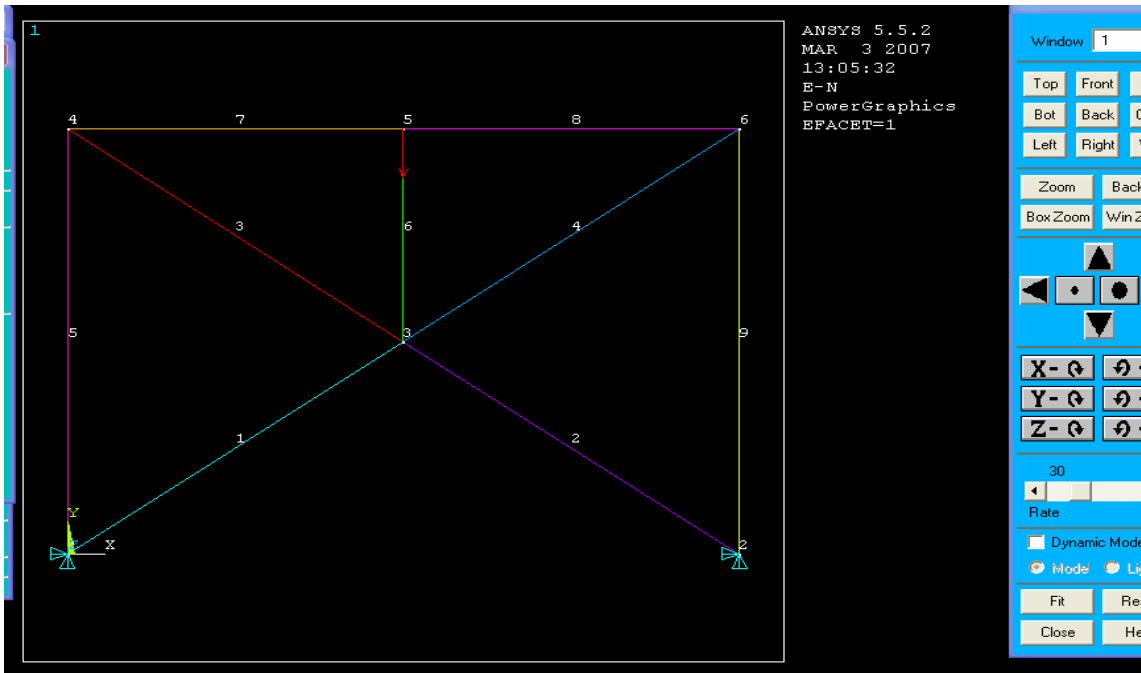


Imagen B.2. Configuración geométrica de la estructura.

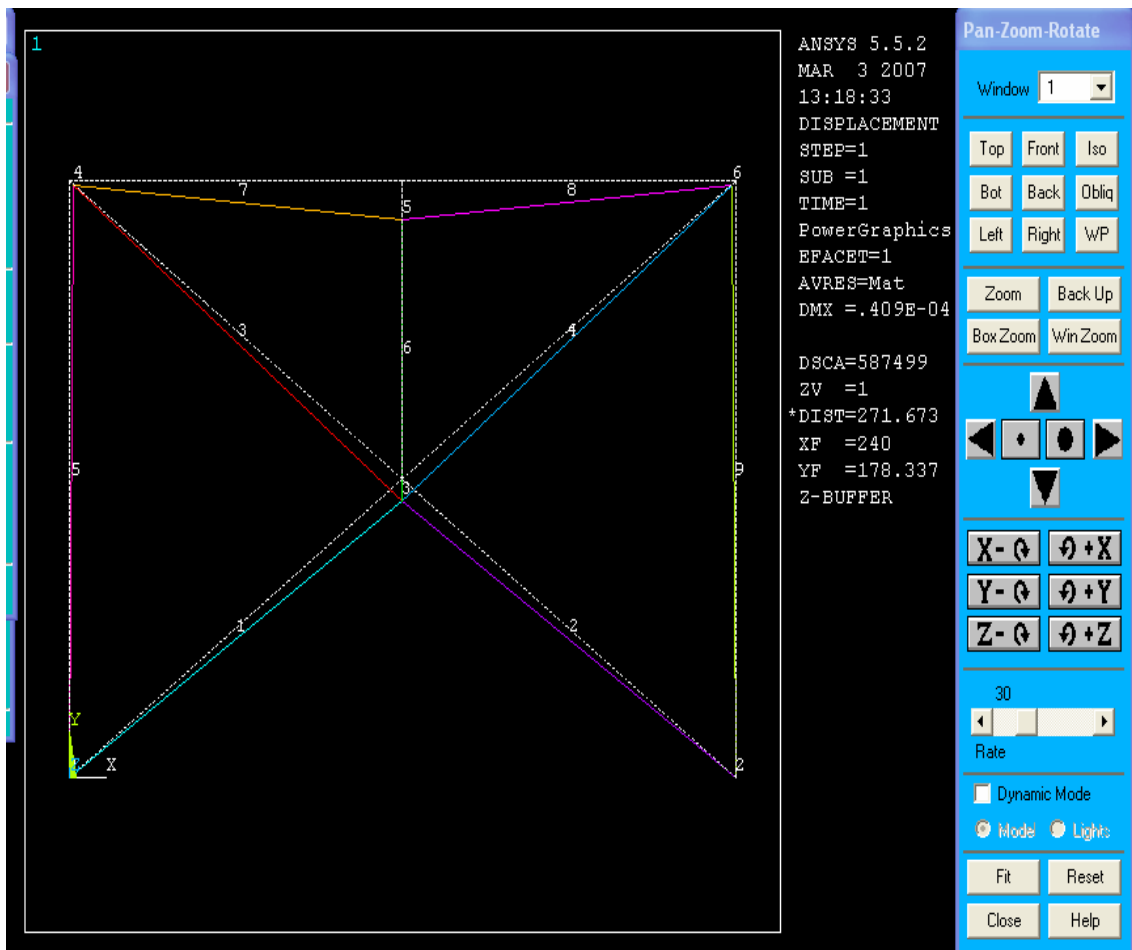


Imagen B.3. Configuración deformada de la estructura.

Tabla B.2. Cargas en los nodos y las reacciones.

NODAL LOADS			REACTION SOLUTIONS PER NODE		
THE FOLLOWING SOLUTIONS ARE IN COORDINATES			THE FOLLOWING X, Y, Z SOLUTIONS ARE IN GLOBAL COORDINATES		
NODE	FX	FY	NODE	FX	FY
1	-13.711	-15.000	1	13.711	15.000
2	13.711	-15.000	2	-13.711	15.000
5		30.000			
TOTAL VALUES			TOTAL VALUES		
VALUE		0.35527E-14	VALUE	-0.35527E-14	30.000
	0.71054E-14				

Tabla B.3. Desplazamiento de los nodos.

NODAL SOLUTION PER NODE		
TIME=	1.0000	LOAD CASE= 0
THE FOLLOWING DEGREE OF FREEDOM RESULTS ARE IN GLOBAL COORDINATES		
NODE	UX	UY
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.12508E-20	-0.22851E-04
4	0.50314E-05	-0.56604E-05
5	0.16941E-20	-0.40851E-04
6	-0.50314E-05	-0.56604E-05
MAXIMUM ABSOLUTE VALUES		
NODE	4	5
VALUE	0.50314E-05	-0.40851E-04

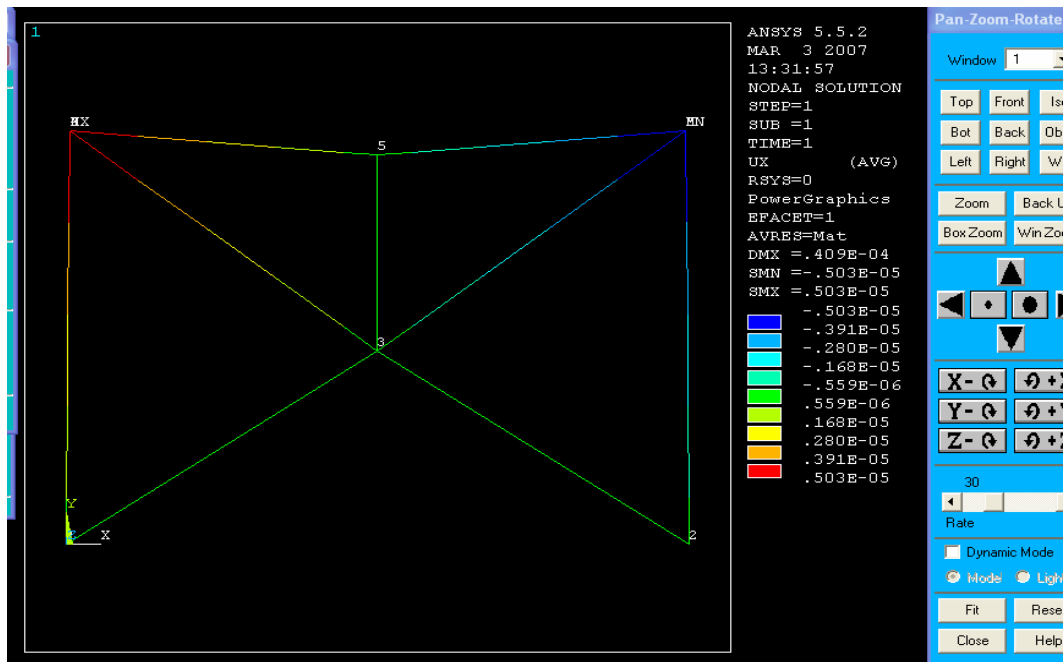


Imagen B.4. Desplazamiento en X –Ux.

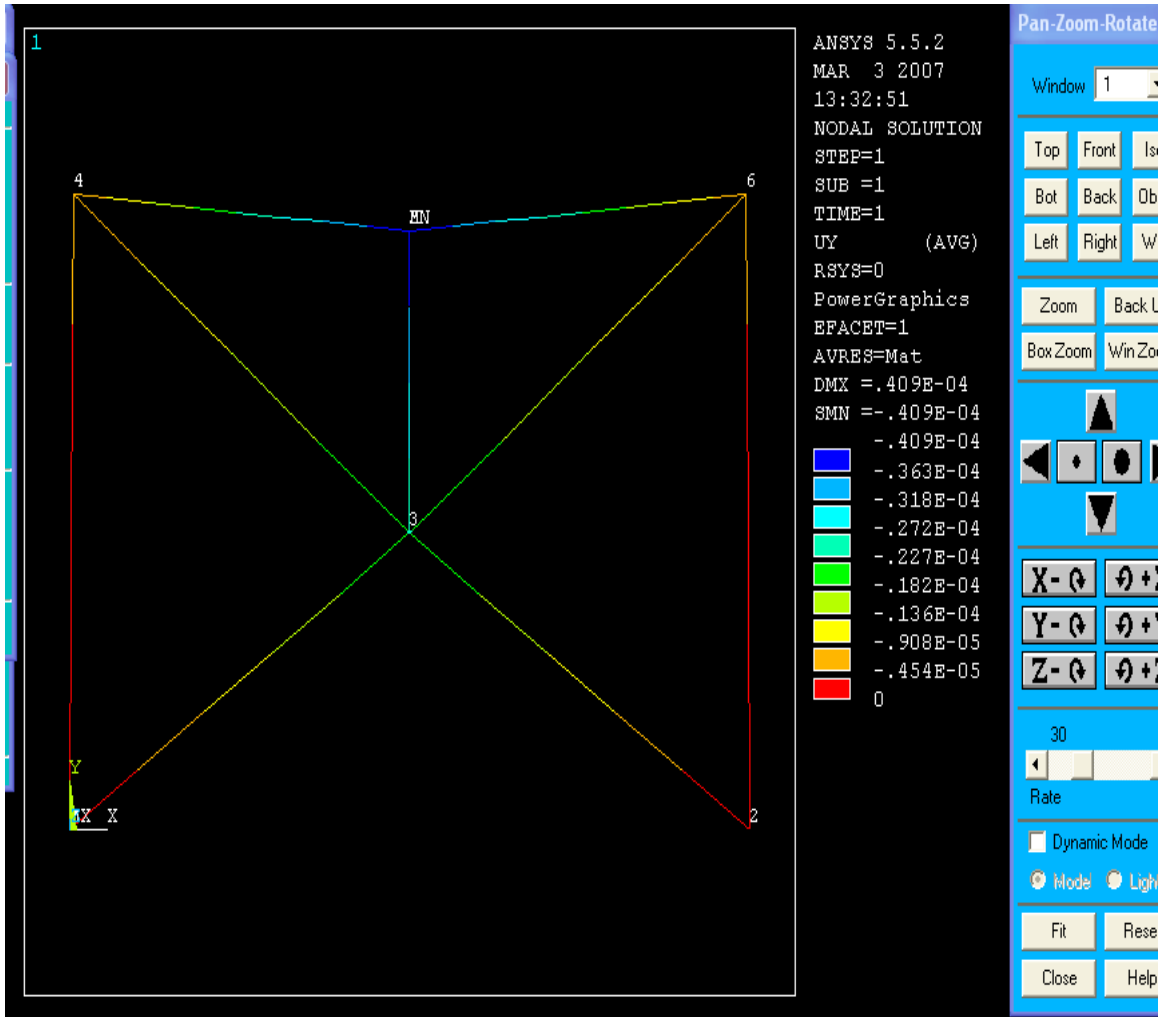


Imagen B.5. Desplazamiento en Y –Uy.

Tabla B.4. Fuerza axial y esfuerzo en los elementos.

STAT ELEM	CURRENT FUERZAAX	STAT ELEM	CURRENT FUERZAAX	CURRENT ESFUERZO
1	-17.138	1	-17.138	-1.3711
2	-17.138	2	-17.138	-1.3711
3	7.8616	3	7.8616	0.62893
4	7.8616	4	7.8616	0.62893
5	-4.7170	5	-4.7170	-0.47170
6	-30.000	6	-30.000	-3.0000
7	-6.2893	7	-6.2893	-0.62893
8	-6.2893	8	-6.2893	-0.62893
9	-4.7170	9	-4.7170	-0.47170
MINI MUM VALUES		MINI MUM VALUES		
ELEM	6	ELEM	6	6
VALUE	-30.000	VALUE	-30.000	-3.0000
MAXI MUM VALUES		MAXI MUM VALUES		
ELEM	4	ELEM	4	4
VALUE	7.8616	VALUE	7.8616	0.62893

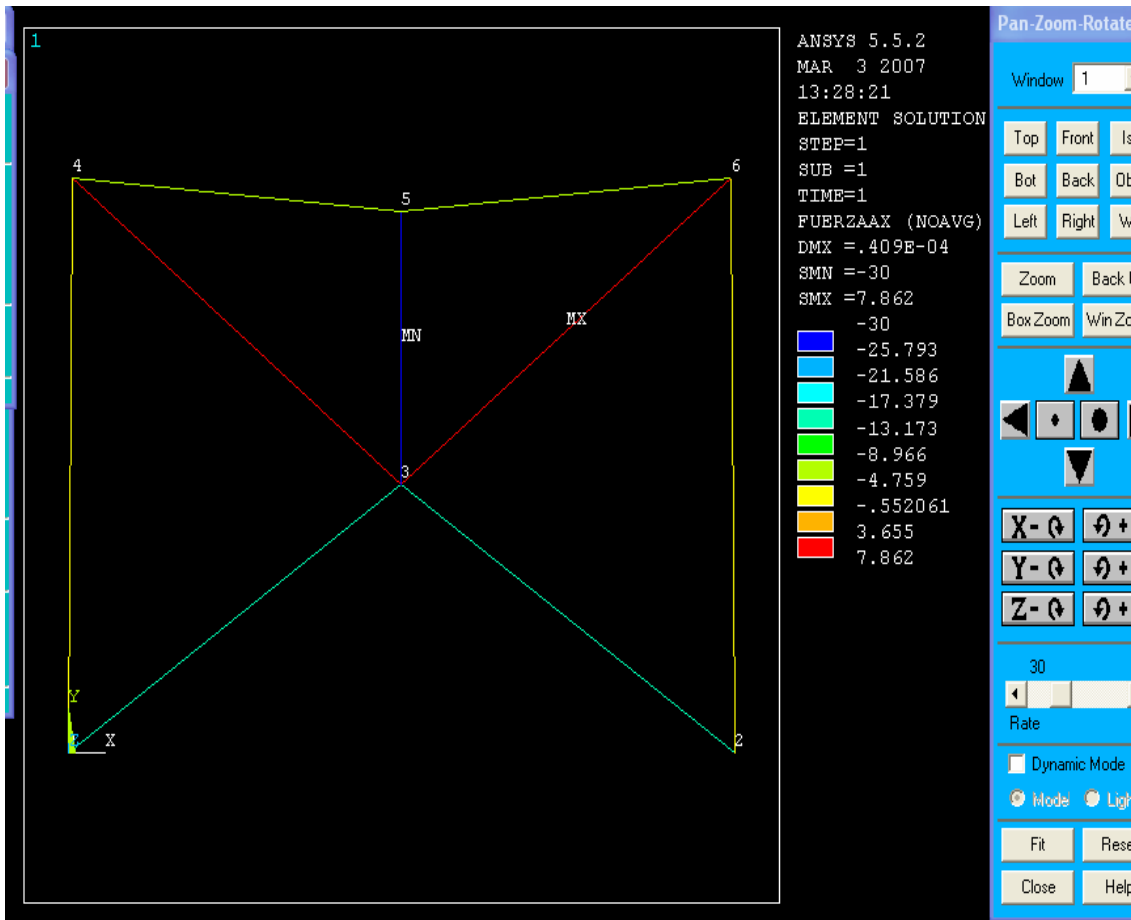


Imagen B.6. Fuerza axial y los miembros con máximo y mínimo fuerza axial.

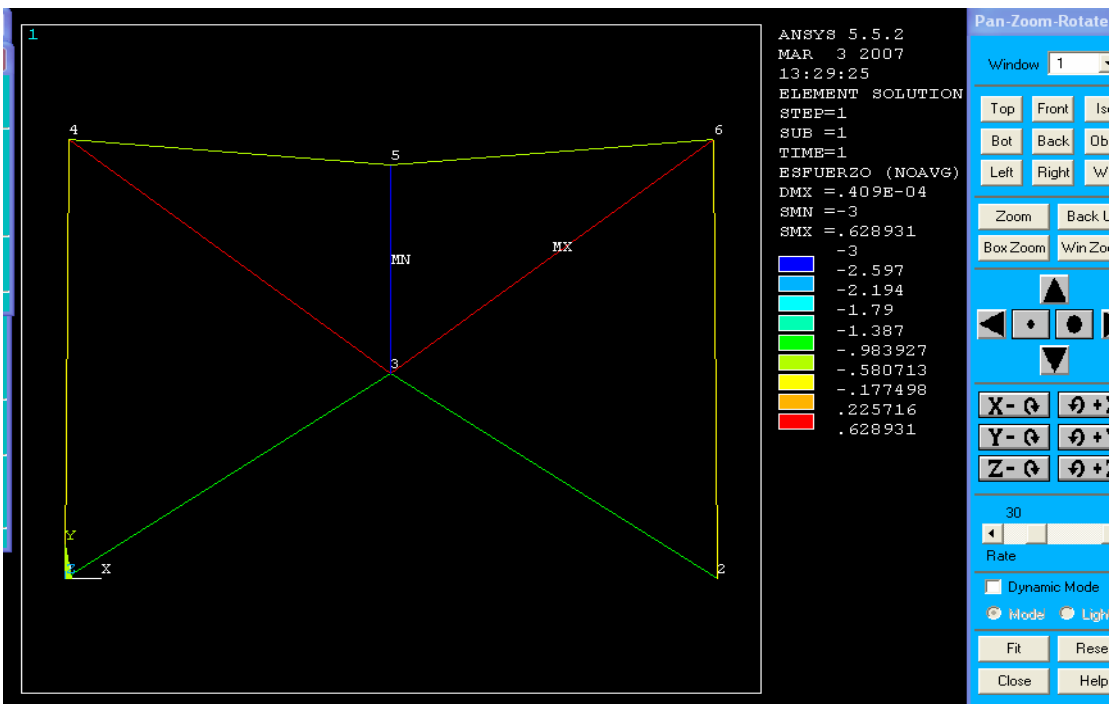


Imagen B.7. Esfuerzo y los miembros con máximo y mínimo esfuerzo.

Problema 2.

Encuentre las deflexiones en los nodos, los esfuerzos en los elementos y las reacciones en los soportes para la armadura que se muestra a continuación. Relación de Poisson es 0.0. Valide sus resultados.

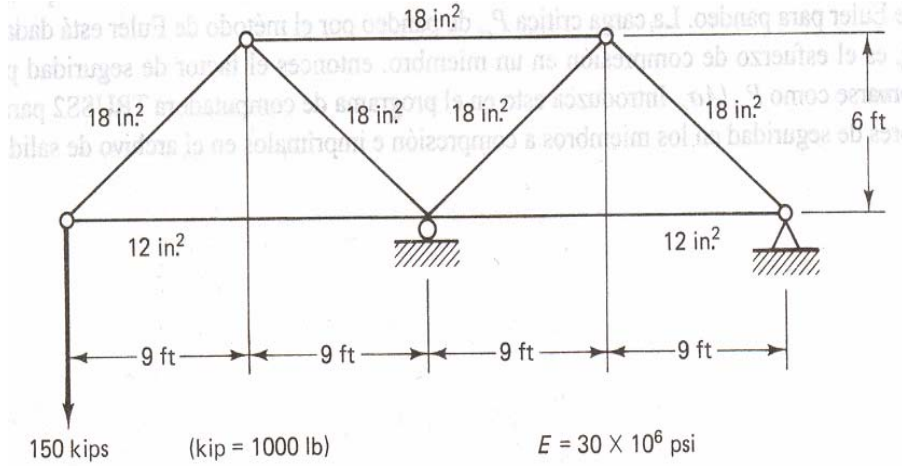


Figura B.2. Armadura 2.

Tabla B.5. Coordenadas de los nodos en pulgadas.

NODE	X	Y	Z	THXY	THYZ	THZX
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
2	216.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	432.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	108.00	72.000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	324.00	72.000	0.0000	0.00	0.00	0.00

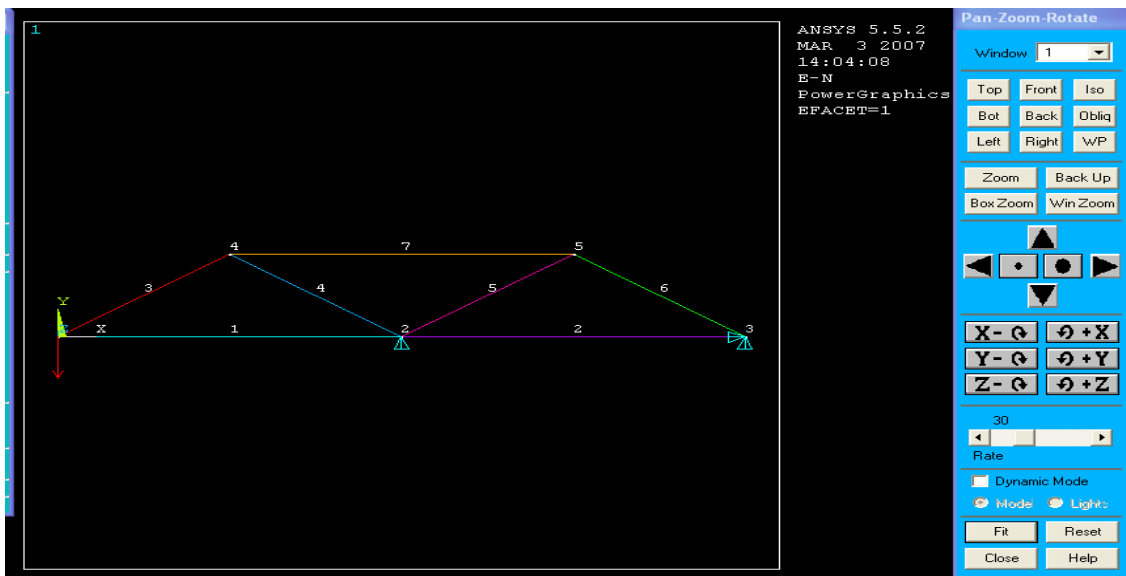


Imagen B.8. Configuración geométrica de armadura 2.

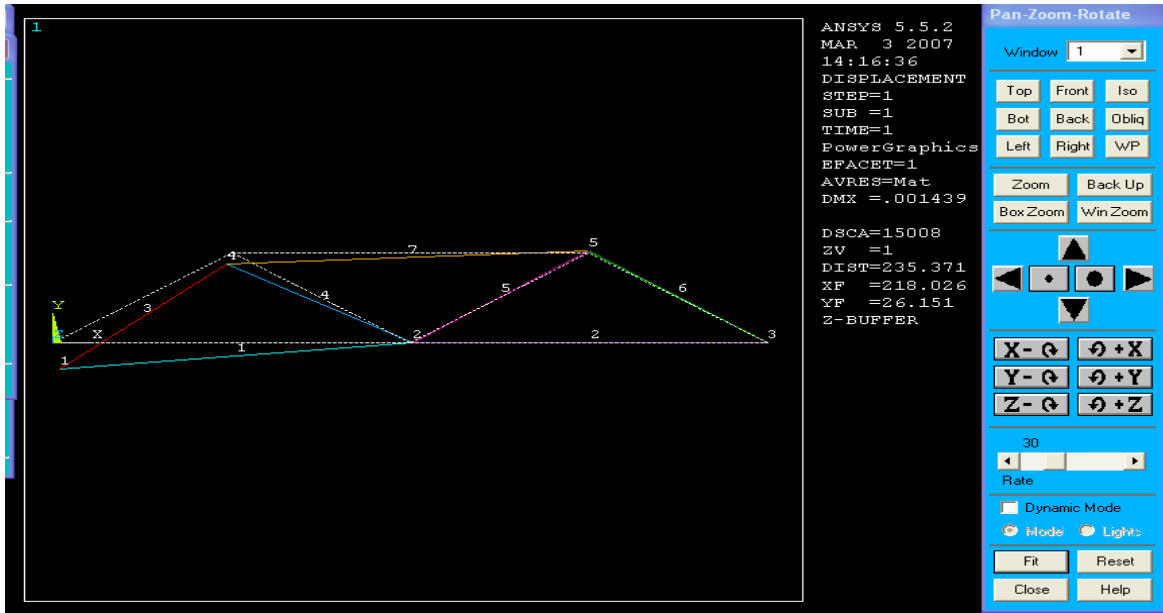


Imagen B.9. Configuración deformada de la estructura.

Tabla B.6. Cargas en los nodos y las reacciones.

<p>NODAL LOADS</p> <p>THE FOLLOWING X,Y,Z SOLUTIONS ARE IN GLOBAL COORDINATES</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>NODE</th> <th>FX</th> <th>FY</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>150.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>-300.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>150.00</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>TOTAL VALUES</p> <p>VALUE 0.0000 0.14211E-12</p>	NODE	FX	FY	1	150.00		2	-300.00		3	150.00		<p>REACTION SOLUTIONS PER NODE</p> <p>THE FOLLOWING X,Y,Z SOLUTIONS ARE IN GLOBAL COORDINATES</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>NODE</th> <th>FX</th> <th>FY</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>300.00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>-0.14211E-12</td> <td>-150.00</td> </tr> </tbody> </table> <p>TOTAL VALUES</p> <p>VALUE -0.14211E-12 150.00</p>	NODE	FX	FY	2	300.00		3	-0.14211E-12	-150.00
NODE	FX	FY																				
1	150.00																					
2	-300.00																					
3	150.00																					
NODE	FX	FY																				
2	300.00																					
3	-0.14211E-12	-150.00																				

Tabla B.7. Desplazamiento de los nodos.

NODAL SOLUTION PER NODE		
	Node	
THE FOLLOWING DEGREE OF FREEDOM RESULTS ARE IN GLOBAL COORDINATES	Ux	Uy
1	0.27000E-03	-0.14137E-02
2	0.13500E-03	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	-0.19062E-03	-0.60561E-03
5	-0.10620E-04	0.10125E-03
MAXIMUM ABSOLUTE VALUES		
NODE 1 1		
VALUE 0.27000E-03-0.14137E-02		

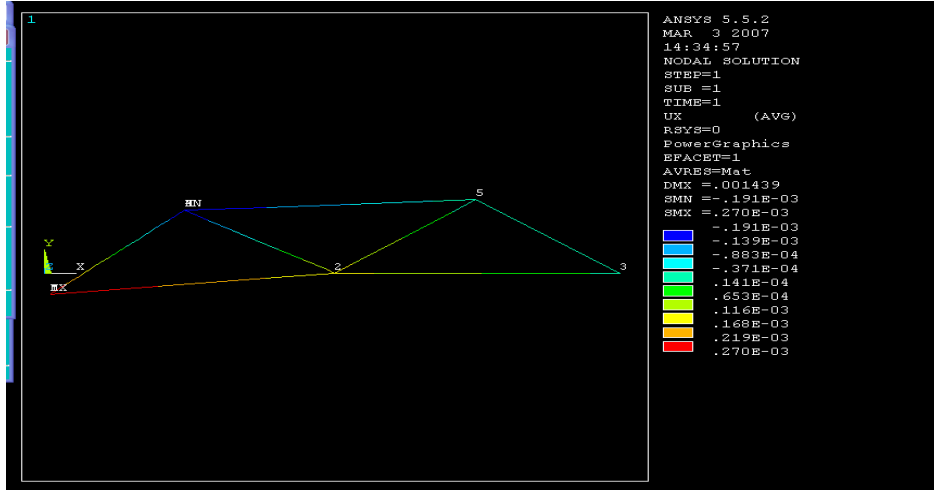


Imagen B.10. Desplazamiento en X.

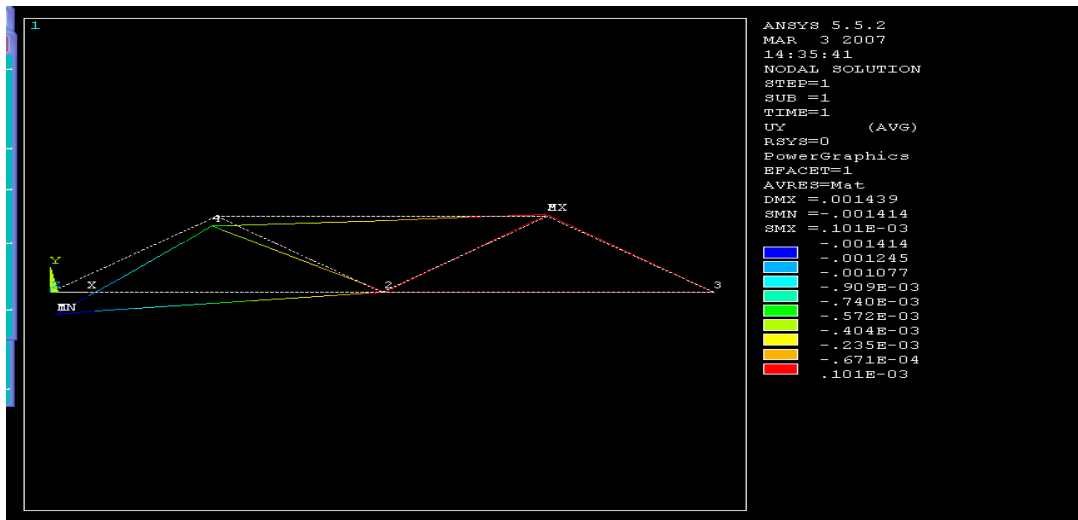


Imagen B.11. Desplazamiento en Y.

Tabla B.8. Fuerza axial y esfuerzo en los elementos.

STAT ELEM	CURRENT FUERZAAX	STAT ELEM	CURRENT ESFUERZO
1	-225.00	1	-18.750
2	-225.00	2	-18.750
3	270.42	3	15.023
4	-270.42	4	-15.023
5	-270.42	5	-15.023
6	270.42	6	15.023
7	450.00	7	25.000

MINI MUM VALUES	
ELEM	4
VALUE	-270.42

MAXI MUM VALUES	
ELEM	7
VALUE	450.00

MINI MUM VALUES	
ELEM	2
VALUE	-18.750

MAXI MUM VALUES	
ELEM	7
VALUE	25.000

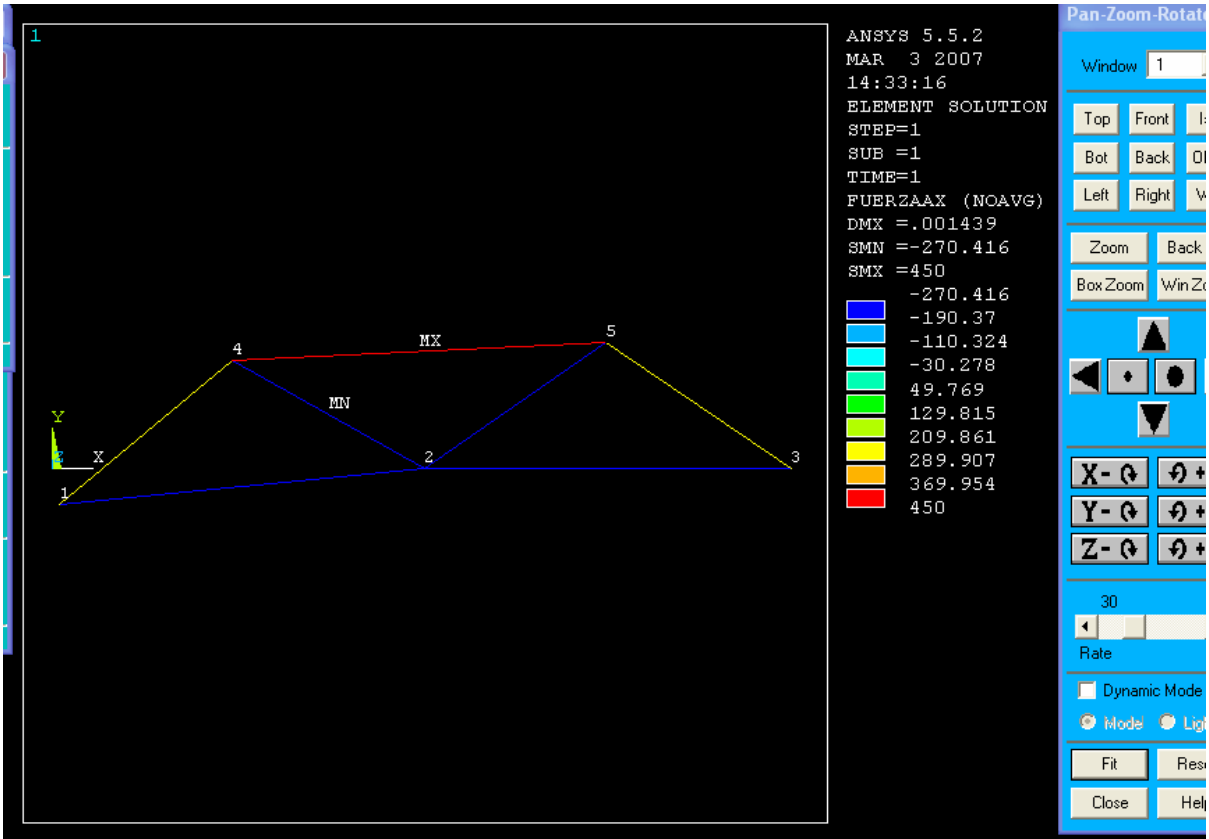


Imagen B.12. Fuerza axial máximo y mínimo y los elementos donde se presentan.

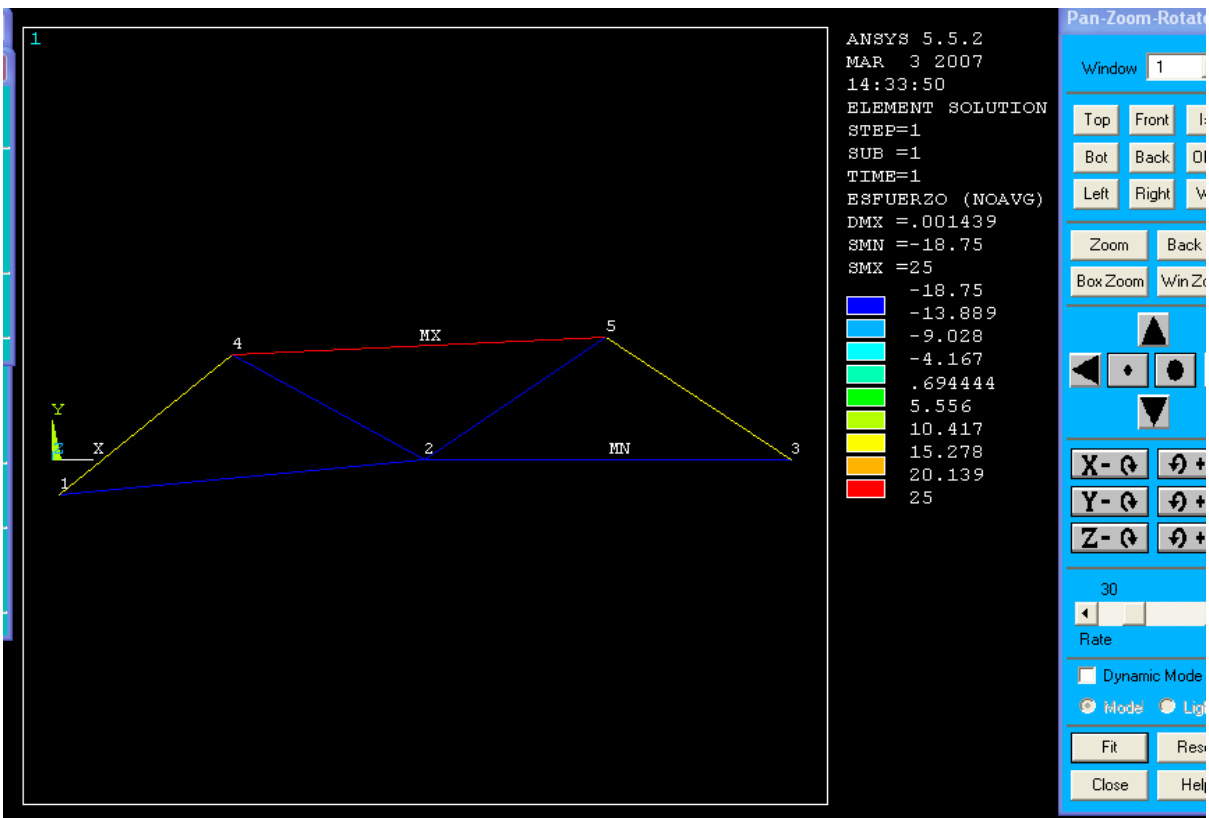


Imagen B.13. Esfuerzos máximo y mínimo y los elementos donde se presentan.

B.1. 2. Armadura con OpenSees

B.1. 2.1. Comprobación de los resultados anterior con otro Programa de elemento Finito –OpenSees

OpenSees -- Open System For Earthquake Engineering Simulation
Pacific Earthquake Engineering Research Center -- 1.7.3

(c) Copyright 1999,2000 The Regents of the University of California
All Rights Reserved
(Copyright and Disclaimer @ <http://www.berkeley.edu/OpenSees/copyright.html>)

Node: 1

Coordinates : 0 0
commitDisps: 0.00027 -0.00141372
unbalanced Load: 0 -150
reaction: -5.68434e-013 1.13687e-013
ID : 5 6

Node: 2

Coordinates : 216 0
commitDisps: 0.000135 0
unbalanced Load: 0 0
reaction: -5.68434e-014 300
ID : 4 -1

Node: 3

Coordinates : 432 0
commitDisps: 0 0
unbalanced Load: 0 0
reaction: 4.26326e-013 -150
ID : -1 -1

Node: 4

Coordinates : 108 72
commitDisps: -0.00019062 -0.000605611
unbalanced Load: 0 0
reaction: 5.68434e-014 1.13687e-013
ID : 2 3

Node: 5

Coordinates : 324 72
commitDisps: -1.06203e-005 0.00010125
unbalanced Load: 0 0
reaction: 1.13687e-013 5.68434e-014
ID : 0 1

Observación: Los desplazamientos y reacciones de Ansys son similares a lo de OpenSees

Element: 1 type: Truss iNode: 1 jNode: 2 Area: 12 Mass/Length: 0
strain: -6.25e-007 axial load: -225
unbalanced load: 225 0 -225 0
Material: Elastic tag: 1
E: 3e+007 eta: 0

Element: 2 type: Truss iNode: 2 jNode: 3 Area: 12 Mass/Length: 0
strain: -6.25e-007 axial load: -225
unbalanced load: 225 0 -225 0
Material: Elastic tag: 1
E: 3e+007 eta: 0

Element: 3 type: Truss iNode: 1 jNode: 4 Area: 18 Mass/Length: 0
strain: 5.00771e-007 axial load: 270.416
unbalanced load: -225 -150 225 150
Material: Elastic tag: 1
E: 3e+007 eta: 0

Element: 4 type: Truss iNode: 2 jNode: 4 Area: 18 Mass/Length: 0
strain: -5.00771e-007 axial load: -270.416
unbalanced load: -225 150 225 -150
Material: Elastic tag: 1
E: 3e+007 eta: 0

Element: 5 type: Truss iNode: 2 jNode: 5 Area: 18 Mass/Length: 0
strain: -5.00771e-007 axial load: -270.416
unbalanced load: 225 150 -225 -150
Material: Elastic tag: 1
E: 3e+007 eta: 0

Element: 6 type: Truss iNode: 3 jNode: 5 Area: 18 Mass/Length: 0
strain: 5.00771e-007 axial load: 270.416
unbalanced load: 225 -150 -225 150
Material: Elastic tag: 1
E: 3e+007 eta: 0

Element: 7 type: Truss iNode: 4 jNode: 5 Area: 18 Mass/Length: 0
strain: 8.33333e-007 axial load: 450
unbalanced load: -450 0 450 0
Material: Elastic tag: 1
E: 3e+007 eta: 0

Observación: La fuerza axial en cada elemento y el 'strain' de cada elemento mediante el programa Ansys son similares a lo de OpenSees.