

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
Facultad de Ingeniería
Departamento de Estructuras
Maestría en Ingeniería Estructural

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO
SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES
EN ESQUINA**

Ing°. Elvira Rosa Moreno Rivero

DONACION

SERBIULA
Tullo Febres Cordero

Noviembre, 2006
Mérida-Venezuela

Licencia Creative Commons:

Atribución – No Comercial – Compartir-Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT.....	iv
INDICE DE FIGURAS	v
INDICE DE TABLAS	x
INTRODUCCIÓN	1
<i>Generalidades.....</i>	<i>2</i>
<i>Objetivos del Trabajo.....</i>	<i>3</i>
<i>Metodología</i>	<i>4</i>
<i>Contenido del Trabajo.....</i>	<i>5</i>
CAPÍTULO I.CONSTRUCCIÓN DE MAMPOSTERIA.....	7
CAPÍTULO II.ELABORACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL.....	25
2.1. <i>Diseño de Las Estructuras.....</i>	26
2.2. <i>Modelo de Comportamiento del acero y el concreto.....</i>	30
2.3. <i>Modelo de la mampostería</i>	37
CAPÍTULO III. ANÁLISIS TEÓRICO DEL MODELO COMPUTACIONAL	46
3.1. <i>Capacidad Estructural.....</i>	<i>47</i>
3.2. <i>Demanda Sísmica.....</i>	<i>53</i>
3.3. <i>Análisis dinámico no lineal con historia de aceleraciones.....</i>	<i>56</i>
3.4. <i>Selección de los Sismos.....</i>	<i>58</i>

DEDICATORIA

A mis hijos Salvador Ignacio y Stephani Carolina, quienes han estado conmigo en una lucha donde no se pierde ni se gana, se sobrevive. Quienes han sacrificado parte de nuestro tiempo para que este trabajo sea hoy una realidad. Los amo.

A mis Padres Ricardo Moreno y Eustoquia Rivero ejemplo maravilloso.

Al Prof Juan Landaeta y Alice de Landaeta quienes fomentaron el inicio de la misma.

A todos aquellos que apostaron a los frutos de esta investigación y donde su paciencia fue su fe.

A todas aquellas personas que necesitan un motivo de fe para superarse.

A todos aquellos investigadores que creen y les gusta lo que hacen.

A mis alumnos.

Para todos ellos la recompensa será inmensa.

Gracias.

AGRADECIMIENTOS

A los profesores William Lobo Quintero y Pedro Rivero, tutores académicos de este trabajo. Por su gran paciencia, apoyo y conocimientos facilitados para dirigir esta investigación, tanto a nivel conceptual como metodológico.

Al Profesor Carlos Terán, quien fue parte fundamental en el manejo del programa Canny-W, programa base de esta investigación.

A los Profesores del Departamento de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Los Andes, en especial al Profesor Alexis López.

RESUMEN

En este trabajo se estudia el comportamiento dinámico de estructuras de concreto armado de 6, 12 y 18 pisos, mediante análisis estático no lineal y dinámico no lineal con historia de aceleraciones. Estos análisis se realizan sobre edificaciones diseñadas con y sin mampostería en esquina para evaluar su influencia en el desempeño de las edificaciones. En las estructuras regulares se ubica la mampostería como material de relleno de los pórticos de concreto armado, los cuales son edificaciones comunes dentro de un contexto urbano, origen de un tipo de irregularidad en planta.

Las edificaciones de 6, 12 y 18 pisos son diseñadas de acuerdo con la normativa vigente venezolana. Los análisis estáticos y dinámicos no lineales de las estructuras con o sin mampostería, son desarrollados mediante el programa CANNY-W y se utiliza un modelo experimental debidamente calibrado para representar el comportamiento de la mampostería en el modelo computacional. En general, los resultados muestran que la presencia de la mampostería tiende a disminuir los factores de ductilidad en los edificios de 6, 12 y 18 pisos y aumentar la rigidez. En todos los casos analizados se obtuvo una reducción en el factor de reducción de respuesta R , cuando se incluyó la mampostería en el interior de los pórticos de concreto armado. También se observa que los patrones de rotulación de una edificación sin mampostería son diferentes a los que se presentan cuando ésta se incluye, lo cual queda reflejado, especialmente, durante el análisis dinámico. Es recomendable el diseño de este tipo de edificaciones con menores factores de reducción de respuesta dada su capacidad de ductilidad limitada por la presencia de la tabiquería.

Palabras clave: Edificios en esquina, tabiquería, análisis no lineal, desempeño, Canny-W.

ABSTRACT

The present research describes the dynamic behavior of reinforced concrete (RC) buildings with unsymmetrical masonry. This type of buildings is very common, particularly for those buildings located in block corners where the unsymmetrical disposition of masonry induces plant irregularity and so torsion effects. Three RC framed structures (6,12 and 18-story height) were designed according to the standard Venezuelan specification and then analyzed considering material nonlinearities under time-history analysis. The influence on the global structural performance of the non-symmetric masonry disposition is studied.

Static and dynamic nonlinear analysis with and without masonry were performed using the program CANNY-W. Moreover, an experimental model already calibrated was used to simulate the masonry behavior. Numerical results for the three buildings showed that the non-symmetric masonry disposition tend to decrease the ductility factors and increase the global stiffness. For all the three analyzed cases a decrease for the Response Reduction Factor was obtained when masonry was included in the internal RC frames. Moreover, the plastic hinges formation pattern was found to be significantly different when masonry was considered. Due to the limited ductility found for buildings with unsymmetrical masonry disposition, for design purpose is recommended to decrease the Reduction Response Factor.

Keywords: Block corner building, Masonry, Non linear analysis, Performance, Canny-W.

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. La gran muralla china.	8
Figura 1.2. Materno infantil los farallones. Terremoto de Cali, Colombia, 2004.	9
Figura 1.3. Torres de alicante. Terremoto de Cali. Colombia, 2004.	9
Figura 1.4. Terremoto de México, 1985.	10
Figura 1.5. Construcción de adobe. Terremoto de el Salvador 2001.	10
Figura 1.6. Edificación en esquina. Terremoto de México, 1985.	11
Figura 1.7. Representación de la torsión debido a la excentricidad del centro de cortante (centro de rotación) donde actúa el cortante (r) y las fuerzas inerciales (f) de manera excéntricas. Arnold and Reitherman (1982).	12
Figura 1.8. Traslación, torsión y excentricidades en planta irregular (Paulay and Priestley, 1992).	14
Figura 1.9. Planta de una edificación de varios pisos, con mampostería de relleno en dos pórticos externos (Paulay and Priestley, 1992).	15
Figura 1.10. Daño en edificación en esquina, 20 de noviembre, México, 1985.	15
Figura 1.11. Daño en edificación en esquina, Cotobato, Filipina, 1976.	16
Figura 1.12. Daño en edificación en esquina, 17 de octubre, Northridge, 1994.	16
Figura 1.13. Daño en edificación en esquina. 17 de octubre, Northridge, 1994.	17
Figura 1.14. Daño en edificación en esquina. Terremoto de Kobe, Japón (1995).	18
Figura 1.15. Daño en edificación en esquina. Terremoto de Kobe, Japón (1995)	18
Figura 1.16. Mecanismos de falla de la mampostería (Tomazevic, 1998).	20
Figura 1.17. Modelado del comportamiento sísmico de un pórtico con mampostería de relleno (tomazevic, 1998).	20
Figura 1.18. Comportamiento sísmico después de la separación de la mampostería del pórtico de concreto armado. (Tomazevic, 1998).	21
Figura 1.19. Modelado de la mampostería como biela diagonal (elemento barra) no lineal.	22
Figura 1.20. A) modelo tipo a, b) detalle de refuerzo, unidad de mampostería y detalle unión pórtico-relleno (Gancheva, 1996).	24
Figura 1.21. A) grieta diagonal, b) falla de la mampostería y comienzo del daño en las columnas c) daño total del espécimen.	24
Figura 2.1.-edificación de 6 pisos con tabiquería en esquina.	27
Figura 2.2. Edificación de 12 pisos con tabiquería en esquina.	28

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Figura 2.3. Edificación de 18 pisos con tabiquería en esquina.	29
Figura 2.4. Curva esfuerzo-deformación del acero.	31
Figura 2.5. Curva esfuerzo-deformación del concreto.	33
Figura 2.6. Diagrama momento-curvatura.	34
Figura 2.7. Modelo bilineal de Takeda.	36
Figura 2.8. Modelo de resorte uniaxial.	37
Figura 2.9. Modelo de elementos lineales.	37
Figura 2.10. Instrumentación utilizada en el muro de ensayo. (Castilla, 1992).	38
Figura 2.11. Ensayo experimental de mampostería confinada bajo cargas reversibles. (Castilla, 1992).	39
Figura 2.12. Envolvente ensayo de cargas reversible (Castilla, 1992).	39
Figura 2.13. Dimensiones del muro de mampostería, modelo para el Canny-w.	41
Figura 2.14. Mecanismo de falla del modelo.	42
Figura 2.15. Degradación de rigidez.	43
Figura 2.16. Representación numérica del ensayo experimental en el programa Canny-w.	44
Figura 2.17. Envolvente del modelo del ensayo experimental en el programa Canny-w.	45
Figura 3.1. Curva de capacidad bajo análisis 2d.	47
Figura 3.2. Curva de capacidad bajo análisis tridimensional.	48
Figura 3.3. Determinación del punto de cedencia ($v_y, \Delta y$)	48
Figura 3.4. Determinación de los valores de ductilidad μ y factor de respuesta r.	49
Figura 3.5. Curva de capacidad, niveles de desempeño y límites de daños.	51
Figura 3.6. Procedimiento de transformación a espectros de capacidad y demanda según atc-40.	55
Figura 3.7. Sismo de Mexicali 1979-$a_{m\acute{a}x} = 0.33$ g.	59
Figura 3.8. Sismo sinusoidal modelo 6NR-$a_{m\acute{a}x} = 0.33$ g.	60
Figura 3.9.-espectros de aceleración y desplazamiento sismo de Mexicali, 1979.	60
Figura 3.10.-espectros de aceleración y desplazamiento, sismo sinusoidal para edificación de 6 pisos.	61
Figura 3.11. Representación del centro de rigidez.	62
Figura 3.12. Representación del centro de rigidez a partir del centro de masa para las edificaciones de 6, 12 y 18 pisos con mampostería.	64
Figura 3.13. Amplitudes relativas de desplazamiento del modo 1. Modelo	

Licencia Creative Commons.

6PCM.	67
Figura 3.13. Amplitudes relativas de desplazamiento del modo 1. Modelo 12PCM.	68
Figura 3.13. Amplitudes relativas de desplazamiento del modo 1. Modelo 18PCM.	68
Figura 3.16. (a), (b) y (c). Curva <i>pushover</i> para cada pórtico. Edificación irregular de 6 pisos.	70
Figura 3.17.- representación del cortante para cada pórtico y centro de cortante. Edificación irregular de 12 pisos.	70
Figura 3.18. (a), (b) y (c). Curva <i>pushover</i> para cada pórtico. Edificación irregular de 12 pisos.	72
Figura 3.19. Representación del cortante para cada pórtico y centro de cortante. Edificación 12PCM.	72
Figura 3.20. (a), (b) y (c). Curva <i>pushover</i> para cada pórtico. Edificación 18PCM.	74
Figura 3.21- Representación del cortante para cada pórtico y centro de cortante. Edificación 18PCM.	74
Figura 3.22. Ubicación del centro de masa, centro de cortante y centro de rigidez para cada edificación irregular.	75
Figura 4.1. Aplicación del patrón de cargas en los análisis tipo <i>pushover</i> de las edificaciones no regulares.	78
Figura 4.2. Comparación de las curvas de capacidad para los modelos 6PSM, 6PCMH y 6PCMD.	79
Figura 4.3. Edificación de 6 pisos sin mampostería (6PSM).	80
Figura 4.4. Secuencia de rotulaciones en <i>el modelo</i> 6PCMH.	81
Figura 4.5. Secuencia de rotulaciones en <i>el modelo</i> 6PCMH.	82
Figura 4.6. “<i>pushover</i>” de torsión. Modelo 6PCMD.	83
Figura 4.7(a). Secuencia de rotulaciones en el modelo 6PCMD.	84
Figura 4.7(b). Secuencia de rotulaciones en el modelo análisis de “<i>pushover</i>” diagonal para el modelo 6PCMD.	85
Figura 4.8. Rotación del último nivel para cada nivel de desempeño y colapso total, en el modelo 6PCMD.	86
Figura 4.9. Comparación de las curvas de capacidad para los modelos 12PSM, 12PCMH y 12PCMD.	87
Figura 4.10. Edificación de 12 pisos con mampostería 12PSM.	88
Figura 4.11. Secuencia de rotulaciones en <i>el modelo</i> 12PCMH.	89
Figura 4.12. Secuencia de rotulaciones en el análisis de <i>pushover</i> horizontal para el modelo 12PCMH.	90
Figura 4.13. Secuencia de rotulaciones en <i>el modelo</i> 12PCMD.	91
Figura 4.14. <i>Pushover</i> diagonal y rotulaciones. 12PCMD.	92

Figura 4.15. “pushover” de torsión. Edificación 12PCMD.	93
Figura 4.16. Rotación del último nivel para cada nivel de desempeño y colapso total. Edificación 12PCMD.	93
Figura 4.17. Comparación de las curvas de capacidad para los modelos 18PSM, 18PCM y 18PCMD.	95
Figura 4.18. Edificación de 18 pisos sin mampostería (18PSM).	95
Figura 4.19. Secuencia de rotulaciones en el modelo 18PCMH.	96
Figura 4.20. Secuencia de rotulaciones en el modelo 12PCM.	96
Figura 4.21. Edificación de 18 pisos con mampostería 18 PCMH.	98
Figura 4.22. “pushover” diagonal y rotulaciones. Edificación 18PCMD.	99
Figura 4.23. “pushover” de torsión. Edificación 18PC.	100
Figura 4.24. Rotación del último nivel para cada nivel de desempeño y colapso total. Edificación 18PCMD.	100
Figura 4.25. Espectro de capacidad-demanda. Determinación del punto de desempeño para los modelos 6PSM, 6PCMH y 6PCMD.	107
Figura 4.26. Espectro de capacidad-demanda. Determinación del punto de desempeño para los modelos 12PSM, 12PCMH 12PCMD.	108
Figura 4.27. Espectro de capacidad-demanda. Determinación del punto de desempeño para los modelos 18PSM, 18PCMH y 18PCMD.	109
Figura 4.28. Sismo sinusoidal para los modelos de 6 pisos.	110
Figura 4.29. Sismo Mexicali para los modelos de 6 pisos.	111
Figura 4.30 sismo sinusoidal para los modelos de 12 pisos	113
Figura 4.31. Sismo Mexicali para los modelos de 12 pisos.	114
Figura 4.32. Sismo sinusoidal para los modelos de 18 pisos	115
Figura 4.33. Sismo Mexicali para los modelos de 18 pisos	116
Figura 4.34. (a) rotulaciones en el modelo 6PCM, ante el registro de Mexicali.	118
Figura 4.35. (b) rotulaciones en el modelo 6PCM, ante el registro de Mexicali.	119
Figura 4.36. Rotulaciones en el modelo 12PSM, ante el registro de Me Mexicali.	120
Figura 4.37. Rotulaciones en el modelo 12PCM, ante el registro de Mexicali.	120
Figura 4.38. Rotulaciones en el modelo 18PSM, ante el registro de Mexicali.	121
Figura 4.39. (a) rotulaciones en el modelo 18PCM, ante el registro de Mexicali.	122
Figura 4.39. (b) rotulaciones en el modelo 18PCM, ante el registro de Mexicali.	122

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Criterios para la evaluación del desempeño estructural (Hose et al, 2000; Ghobarah et al, 1997).	52
Tabla 2.2. Criterios para la evaluación del desempeño estructural	53
Tabla 3.3. Características de los registros sísmicos seleccionados	59
Tabla 3.4. centro de rigidez por piso c_k, excentricidad en metros. Edificación 6pcm.	62
Tabla 3.5. Centro de rigidez por piso, excentricidad en metros. Edificación 12pcm.	63
Tabla 3.6. Centro de rigidez por piso, excentricidd en metros. Edificación 18pcm.	63
Tabla 3.7. Propiedades de los modos de vibración para la edificación regular de 6 pisos	65
Tabla 3.8. Propiedades de los modos de vibraciones para a edificación regular de 12 pisos	65
Tabla 3.9 propiedades de los modos de vibración para la edificación regular de 18 pisos	65
Tabla 3.10. Propiedades de los modos de vibración para la edificación irregular de 6 pisos.	66
Tabla 3.11 propiedades de los modos de vibración para la edificación irregular de 12 pisos.	66
Tabla 3.12 propiedades de los modos de vibración para la edificación irregular de 18 pisos.	67
Tabla 3.13. Excentricidad c_v-c_r para las edificaciones 6pcm, 12pcm y 18pcm	75
Tabla 4.1. Ductilidad, factores de respuesta para curvas <i>pushover</i> y ductilidad de torsión	101
Tabla 4.2. Ductilidad, factor de respuesta y factor de reducción efectivo (β_{effec}) para el punto de desempeño.	104
Tabla 4.3. Cuadro comparativo de capacidad y demanda de los modelos analizados	106

GENERALIDADES

La mampostería es uno de los materiales más antiguos de la construcción, ha sido usada durante cientos de años en proyectos simples y complejos de construcción. Se ha empleado en estructuras de edificios aporticados como elemento de relleno, para actuar como divisor de ambientes (paredes interiores y exteriores); y no como elemento estructural. La función primaria de la mampostería ha sido entonces la de proteger el interior de los efectos climáticos del medio ambiente (lluvia, viento, etc.) y de dividir espacios. La práctica común ha sido la de ignorar el relleno durante el diseño y análisis de una estructura aporticada, lo que puede llevar a predicciones erróneas de la rigidez lateral, la resistencia y la ductilidad de la misma. Esto se debe en parte a la ausencia de consenso sobre los modelos de mampostería, su calidad como material constructivo, sus diferentes modos de falla, así como el alto grado de incertidumbre en su modelado. La mampostería tiene una complicada anisotropía natural debido a la interacción entre elementos que la conforman; la pared de relleno a lo largo de los planos de la junta hechos con mortero pobre, así como los tipos de friso que se utilizan.

La presencia de la tabiquería como material de relleno, incluye la forma irregular como se distribuye arquitectónicamente sobre la planta, el efecto que puede crear de edificación en esquina tiene influencia en el comportamiento de la estructura, sujeta a fuerzas laterales, según las experiencias con sismos ocurridos.

En algunos casos, las fuerzas de diseño pueden ser excedidas significativamente, aumentando la vulnerabilidad sísmica de la estructura. La redistribución de esfuerzos debe estar acorde con la efectividad de los detalles estructurales.

En este trabajo, se evalúa el desempeño de estructuras en esquina, donde los linderos internos obligan a la colocación de tabiquería, hecho el análisis mediante

Licencia Creative Commons:

modelos matemáticos que toman en cuenta el efecto de la ella. Se toman tres edificios de diferentes alturas, con tabiquería en esquina y se representan los modelos con diagonales que muestran comportamiento no lineal para considerar las demandas de las acciones provenientes de diferentes eventos sísmicos. Los análisis se efectúan para los edificios diseñados como estructuras regulares sin considerar la presencia de la mampostería, como suele ocurrir en la práctica común. Luego, se analizan estas estructuras a través de un modelo que incluye la mampostería, se establece y se cuantifica la diferencia que se alcanzan durante su desempeño, bajo acciones estáticas y dinámicas.

OBJETIVOS DEL TRABAJO

OBJETIVO GENERAL:

- Evaluar la respuesta de edificaciones con tabiquería en esquina dejando libres las caras externas.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Diseñar las edificaciones de acuerdo con las normativas venezolanas aplicables.
- Escogencia del modelo para la representación de la mampostería dentro de los modelos estructurales.
- Evaluar la torsión generada por tabiquería en esquina.
- Analizar la capacidad de resistencia de las edificaciones de acuerdo con análisis estáticos no lineales.
- Analizar el comportamiento de edificaciones de diferentes alturas sometidas a la acción de diferentes solicitaciones sísmicas, bajo comportamiento no lineal.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
Dr. Elira B. Moreno Rivero 3
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- Valoración de las respuestas de los diferentes modelos.
- Determinar el grado de ductilidad real y el factor de respuesta R.

METODOLOGÍA

Para llevar a cabo este estudio se plantea la siguiente metodología de trabajo:

- Se toman como referencia tres (3) edificaciones regulares en planta y en elevación, de 6, 12 y 18 pisos. Cuando a estas edificaciones se les adiciona la mampostería en los pórticos de dos de sus lados, se convierten en edificaciones irregulares en planta codificadas como modelos 6PCMH, 12PCMH y 18PCMH; a los que se les aplica un patrón de cargas en dirección de losa x, y para obtener las curvas de capacidad. Los modelos 6PCMD, 12PCMD y 18PCMD corresponden a modelos con mampostería a los que se les aplica un patrón de cargas en dirección diagonal para el análisis tipo pushover más desfavorable. Los modelos sin tabiquería se codifican como 6PSM, 12PSM y 18PSM.
- El diseño del grupo de edificaciones regulares se toma de Terán (2003).
- El modelado de la tabiquería se efectúa calibrando un modelo experimental con un modelo analítico realizado en el programa CANNY-W (Li, 1998).
- Cálculo del centro de rigidez generado por la tabiquería y cálculo del centro de cortante del grupo de edificaciones.
- Comparación del análisis sísmico de la edificación irregular con la edificación regular, de acuerdo con la normativa sismorresistente venezolana.
- Construcción de la curva de capacidad mediante un análisis estático no lineal (AENL) en el programa CANNY-W, para cada edificación, con y sin tabiquería.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
Ing. Ethyn R. Moreno Rivera
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- Construcción y comparación de los espectros de capacidad de las edificaciones con y sin tabiquería.
- Análisis dinámico no lineal tridimensional (3D) historia-tiempo del grupo de edificaciones, bajo la acción de diferentes acciones sísmicas.
- Análisis de los resultados.

CONTENIDO DEL TRABAJO

Este trabajo se divide en cuatro (4) capítulos y en ellos se describe el objeto de estudio, la metodología seleccionada para la evaluación del problema, el modelo matemático y la herramienta informática que sirve para su implementación, así como el análisis y la valoración de los resultados de los casos en estudio. En particular, se tratan los siguientes aspectos:

Inicialmente, se hace la introducción del trabajo y se describen los objetivos perseguidos por esta investigación y su metodología.

En el Capítulo 1, se hace una descripción de las lecciones aprendidas durante sismos ocurridos, y sus consecuencias en las edificaciones en esquina, del estado del arte sobre la mampostería estructural y de las diferentes consideraciones para la conformación de normativas sísmicas.

En el Capítulo 2, se trata el modelo matemático para representar las diversas condiciones de carga sobre diferentes condiciones estructurales. Se incluye el modelado de la tabiquería en CANNY-W, a partir de los resultados obtenidos por ensayos realizados por Castilla (1992).

En el Capítulo 3, Se muestra el análisis computacional teórico de las estructuras sometidas a estados de acción estática y dinámica de las edificaciones. Se calculan los centros de rigidez y centro de cortante para las edificaciones irregulares y se efectúa el análisis sísmico, el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal con acelerogramas.

En el Capítulo 4, se presentan los análisis de los resultados y se establecen las Conclusiones y Recomendaciones pertinentes.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPÍTULO I
CONSTRUCCIONES DE
MAMPOSTERÍA

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

A través de la historia de la humanidad la mampostería ha jugado un papel importante como material de construcción en viviendas particulares y hasta edificaciones públicas de gran importancia. Construcciones de gran valor histórico como la muralla china (Figura 1.1), indican que la mampostería puede ser capaz de resistir las acciones impuestas y el impacto ambiental, de acuerdo con las dimensiones de sus estructuras y el proceso constructivo seleccionado.

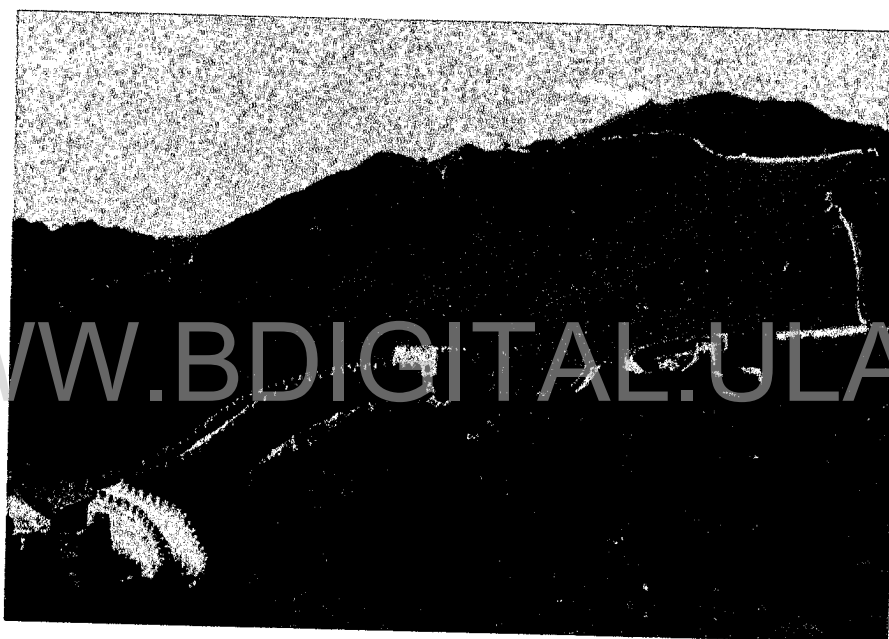


Figura 1.1. La gran muralla china

La mampostería puede ser utilizada sola en sistemas estructurales y como tabiquería de relleno en los pórticos de acero y/o concreto. Para estos últimos, la mampostería sin refuerzo se considera como elemento no estructural y no es tomada en cuenta en el análisis y diseño de edificaciones en los códigos sismorresistentes. El Eurocódigo introduce una filosofía de verificación estructural pero, en la práctica, los ingenieros estructurales hacen esfuerzos por familiarizarse con metodologías que tienen formulaciones más complicadas pero más seguras y modernas.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
Ing. Edwin P. Eusebio Estare 3
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Muchas de estas edificaciones se encuentran ubicadas en zonas sísmicas, donde se ha demostrado que se comportan como elementos frágiles que, en muchos casos, influyen en la estabilidad estructural. Ejemplo de ello puede verse en los daños alcanzados durante los terremotos de Colombia (2004) y México (1985), tal como lo muestran las figuras 1.2, 1.3 y 1.4.



Figura 1.2. Materno infantil Los Farallones. Terremoto de Cali, Colombia, 2004.

OSSO, 15/nov/2004



Figura 1.3. Torres de Alicante. Terremoto de Cali, Colombia, 2004.

OSSO, 15/nov/2004

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

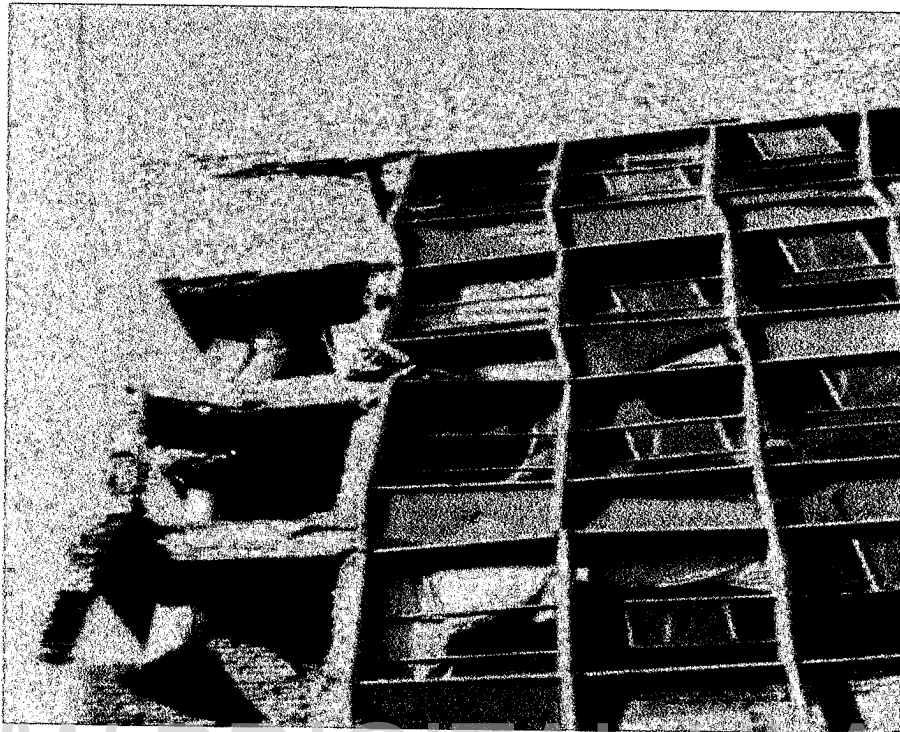


Figura 1.4. Terremoto de México, 1985.



La interacción entre la mampostería y los pórticos contribuye a aumentar significativamente la resistencia ante fuerzas laterales, aunque la capacidad de disipación de energía de la estructura no está totalmente resuelta. En la Figura 1.5, se pueden observar los daños generados por el sismo de El Salvador (2001) en una edificación en esquina hecha con adobes.

Figura 1.5. Construcción de adobe. Terremoto de El Salvador 2001.

Con la interacción se mejora la resistencia sísmica, el corte basal puede aumentar debido al aumento de rigidez y, por lo tanto, disminuye el período natural de vibración. Una vez que la mampostería falla, fallan las zonas críticas, ya que las zonas con tabiquería asumen mucha fuerza y después no tienen la resistencia suficiente para soportarla, ni la capacidad de deformación.

La filosofía moderna para diseño de edificaciones sujetas a fuerzas sísmicas está basada en estructuras con una adecuada capacidad de disipación de energía, en una disminución de la resistencia global de la estructura, en darle un grado de tenacidad y esto no se logra si no se diseña para estas condiciones.

Las edificaciones en esquina han mostrado un gran nivel de daños durante terremotos pasados (Figura 1.6), lo cual obliga a desarrollar un procedimiento analítico que permita darle consideración para mejorar los criterios de diseño estructural. En otros países se desarrollan mecanismos de juntas-tabiquería-estructura para considerar la interacción entre estos elementos.



Figura 1.6. Edificación en esquina. Terremoto de México, 1985.

Durante el comportamiento sísmico, este tipo de configuración se ve fuertemente influenciado por la naturaleza del diseño, hay gran variación de resistencia y rigidez alrededor del perímetro, el centro de masa no coincide con el centro de resistencia y las fuerzas torsionales tienden a hacer rotar la edificación alrededor del centro de resistencia. Arnold and Reitherman (1982), muestran la presencia del momento

torsor dinámico actuando sobre el centro de rigideces con las consiguientes rotaciones de la planta, mediante un movimiento acoplado, tal como se muestra en la Figura 1.7.

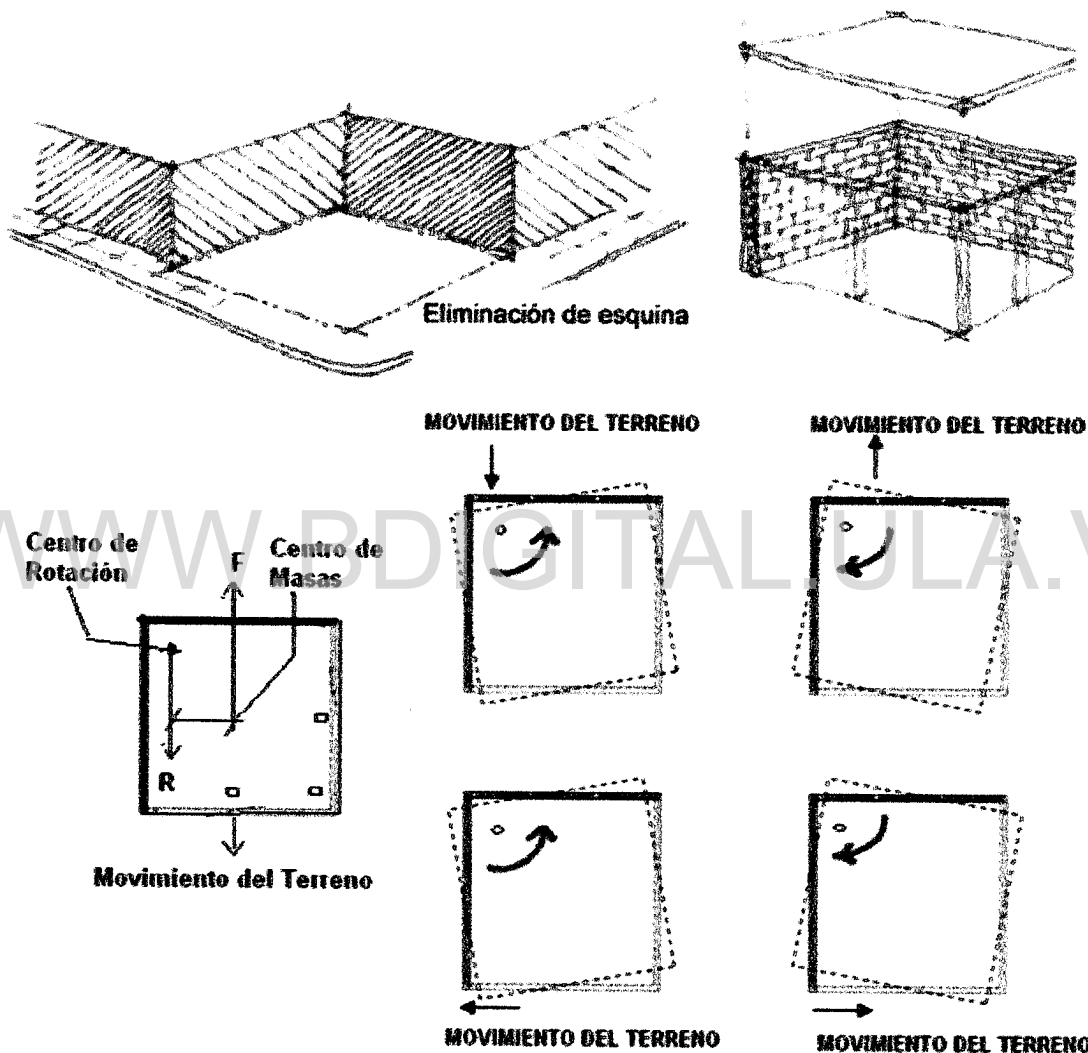


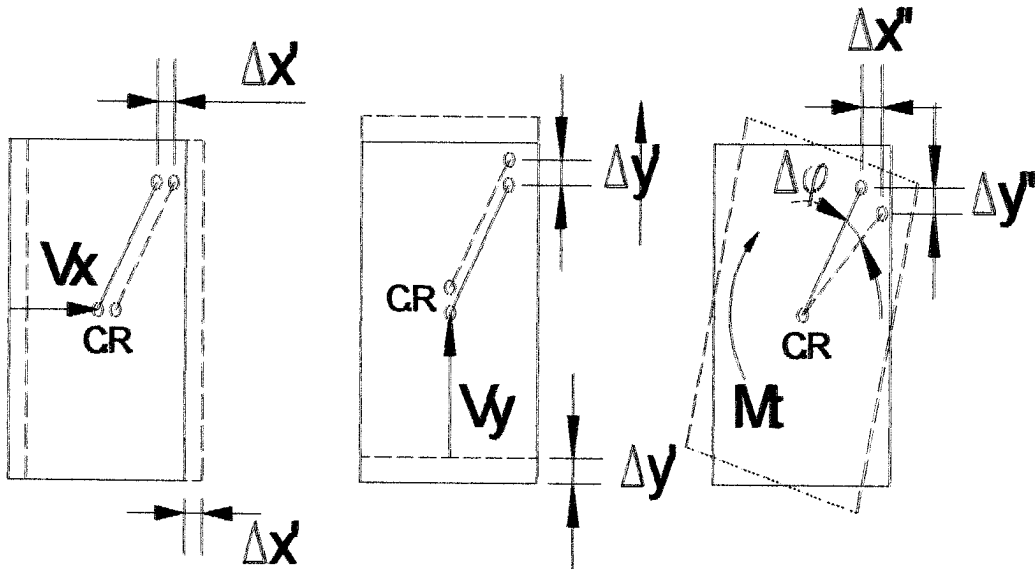
Figura 1.7. Representación de la torsión debido a la excentricidad del centro de cortante (centro de rotación) donde actúa el cortante (R) y las fuerzas inerciales (F) de manera excéntricas. Arnold and Reitherman (1982)

Los planos resistentes de un sistema indican que mientras mayor sea su resistencia mayor será su capacidad de mantenerse en el rango elástico, mostrando la tendencia a presentar mecanismos de cedencia inicialmente en los elementos menos

resistentes. La ubicación de la tabiquería dentro de estos planos contribuye al aumento de esta resistencia. Por otro lado, la excentricidad en la rigidez para un sistema estructural, está representada también por la rigidez de los planos que lo conforman y tiene influencia en la rotación del sistema, principalmente, en el rango inelástico (De la Llera and Chopra, 1995).

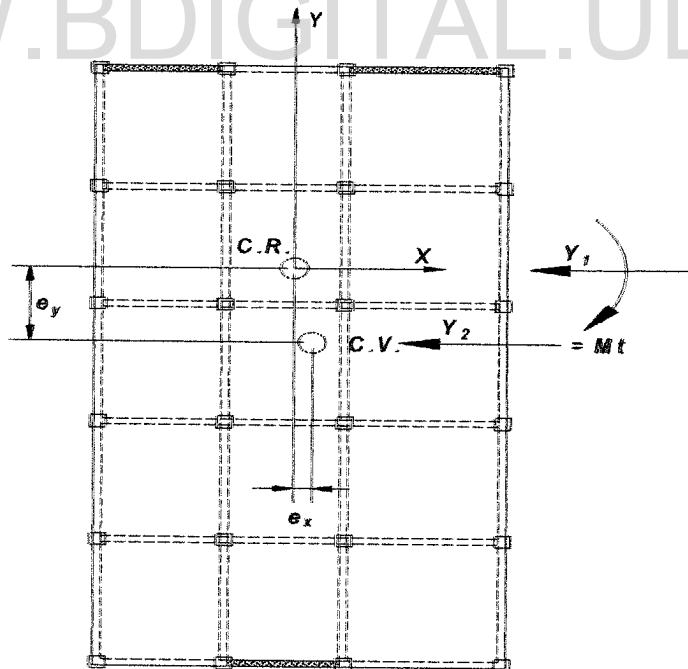
El centro de masa se ubica en planta de acuerdo con la distribución de la masa en cada piso. Si esta distribución es regular se ubicará entonces en su centro geométrico y puede diferir para cada piso. Durante un sismo, las fuerzas de inercia o las fuerzas laterales actuarán en este centro de masa y tendrán como efecto fuerzas de corte para cada piso, cuya posición en la planta será el centro de cortante (CV) y puede actuar en cualquier dirección de acuerdo con la aplicación de las fuerzas laterales. Si debido a estas fuerzas laterales se producen desplazamientos como un cuerpo rígido por planta, expresado en derivas laterales, las fuerzas inducidas en los pórticos elásticos serán proporcionales a su rigidez y las resultantes de las fuerzas inducidas por los desplazamientos pasarán por el centro de rigidez (CR). Por tanto, las fuerzas cortantes de piso se trasladan al centro de rigidez y pueden variar para cada piso.

Por conveniencia, se ubica la fuerza cortante de piso en el centro de rigidez y se adiciona el momento torsor debido a la excentricidad, de acuerdo con el tercer principio de la estática que establece que un sistema de fuerzas puede ser sustituido por otro sin alterar su resultante, tal como se muestra en las figuras 1.8 y 1.9 (Paulay and Priestley, 1992).



Traslación en dirección X, Traslación en dirección Y, Torsión

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



Excentricidades

Figura 1.8. Traslación, torsión y excentricidades en planta irregular (Panlay and Priestley, 1992).

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

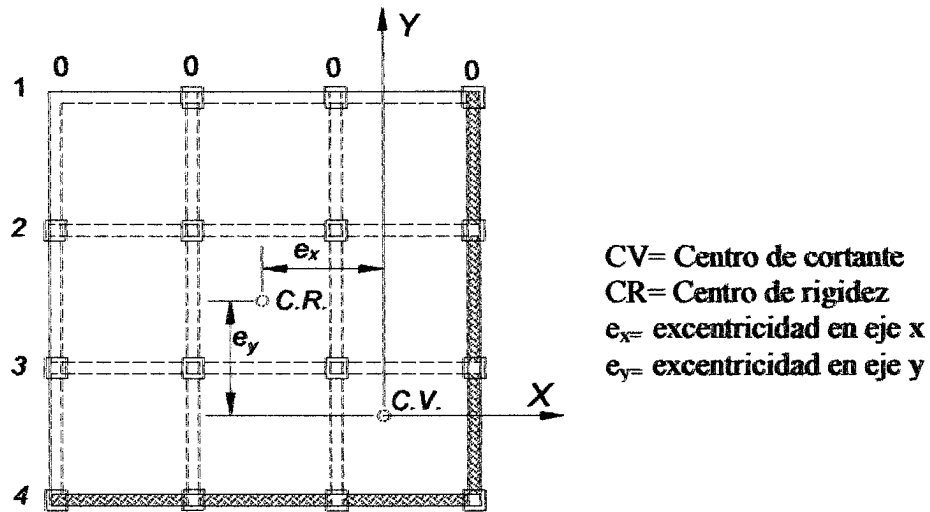


Figura 1.9. Planta de una edificación de varios pisos, con mampostería de relleno en dos pórticos externos (Paulay and Priestley, 1992).

Los efectos de estas acciones torsionales quedan reflejados en los daños que han alcanzado algunas edificaciones en esquina durante diversos terremotos, tal como lo muestran las figuras 1.10, 1.11, 1.12 y 1.13.

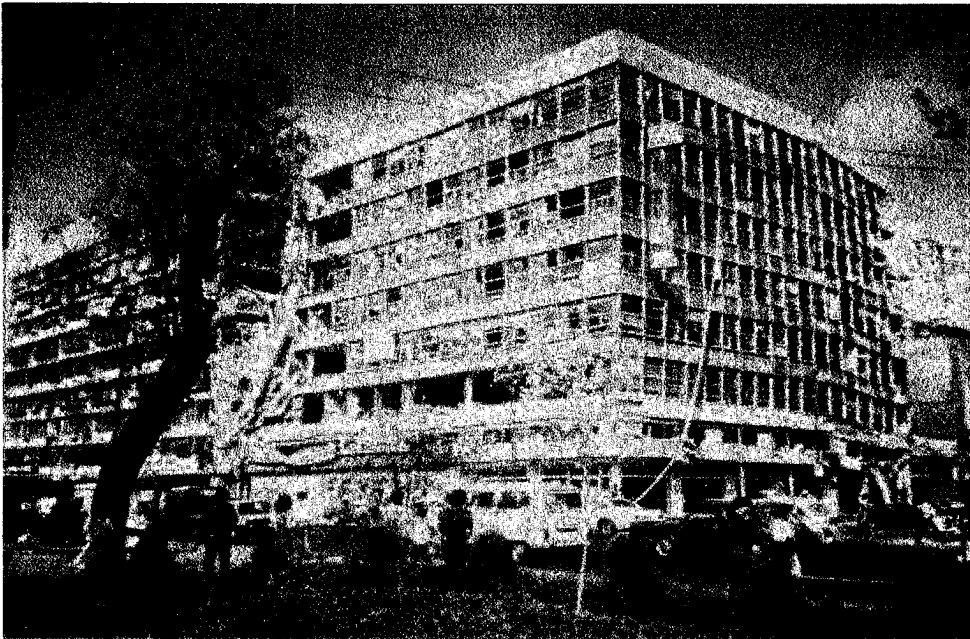


Figura 1.10. Daño en edificación en esquina, 20 de noviembre, México, 1985.

Licencia Creative Commons:

Ing. Eivira R. Moreno Rivero 15

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)



Figura 1.11. Daño en edificación en esquina, Cotobato, Filipina, 1976.



Figura 1.12. Daño en edificación en esquina, 17 de octubre, Northridge, 1994.



Figura 1.13. Daño en edificación en esquina. 17 de octubre, Northridge, 1994.

Al incluir la tabiquería, la rigidez lateral cambia y esto puede conducir a un aumento de las fuerzas sísmicas previstas inicialmente. El problema torsional influenciado por la tabiquería para los edificios en esquina, que ha sido reportado en diferentes sismos; ha contribuido de manera significativa a generar daños en estas edificaciones, por lo que es importante comprender cómo su distribución afecta el comportamiento de este tipo de estructuras. Durante el terremoto de Kobe en Enero de 1995, edificaciones ubicadas en esquina fueron destruidas unas de manera parcial y otras de manera total debido a estos efectos torsionales (Figuras 1.14 y 1.15). En las edificaciones en esquina, la estructura se ve obligada a poseer cerramientos con tabiquería en dos lados internos por las edificaciones colindantes, lo que rigidiza la zona, y aberturas casi totales en los dos lados restantes ubicados en la esquina dentro del espacio urbano; esta zona es menos rígida por lo que al rotar en un sentido y otro está más propensa a fallar. Actualmente, las normativas sismorresistentes venezolanas no describen un procedimiento de análisis que, de manera explícita,

Licencia Creative Commons:

integre la tabiquería en el análisis y el diseño de edificaciones para abordar el problema.



Figura 1.14. Daño en edificación en esquina. Terremoto de Kobe, Japón (1995)



Figura 1.15. Daño en edificación en esquina. Terremoto de Kobe, Japón (1995)

La mampostería de relleno tiene la característica de no ser homogénea y su comportamiento depende de los materiales empleados en su construcción y, por lo tanto, de la interacción marco-relleno. Este comportamiento depende de la dirección de las cargas aplicadas. El principal problema es determinar la rigidez y la resistencia de la mampostería dentro de los pórticos de concreto armado, tomando en consideración la rigidez relativa marco-relleno, la relación de aspecto (alto/ancho), el mecanismo de falla y la presencia de las cargas verticales.

Para estos sistemas existen diferentes mecanismos de falla que han sido observado durante los terremotos y en investigaciones experimentales (Tomazevic, M., 1997; Genatios, C y Lafuente, M., 1999; Negro and Colombo, 1996 y otros). Se pueden considerar los siguientes mecanismos, mostrados en la Figura 1.16:

- a. La acción de las cargas causa fallas por corte a lo largo de las juntas de mortero horizontal, ocasionando la separación en dos partes del muro y deslizado uno sobre el otro, lo que permite la libre deformación de las columnas y produce rótulas plásticas de columna en la zona viga-columna, y por ende genera disipación de energía.
- b. La falla por corte se produce a lo largo de las juntas del mortero, separando en dos partes el muro a la altura media de la columna, produciendo el efecto de columna corta y ocasionando rótula plástica en el tope y en la base de la columna. Existe un deslizamiento entre las diferentes partes de la tabiquería. Generalmente, en estos mecanismos de falla interviene la pobreza del mortero en la unión de las unidades de mampostería y el contacto entre el pórtico y la mampostería.
- c. Falla de tensión diagonal que ocurre cuando existe un buen contacto entre la mampostería y el pórtico. Las rótulas plásticas aparecen en la base y en el tope libre de la zona deformada del conjunto marco-relleno.

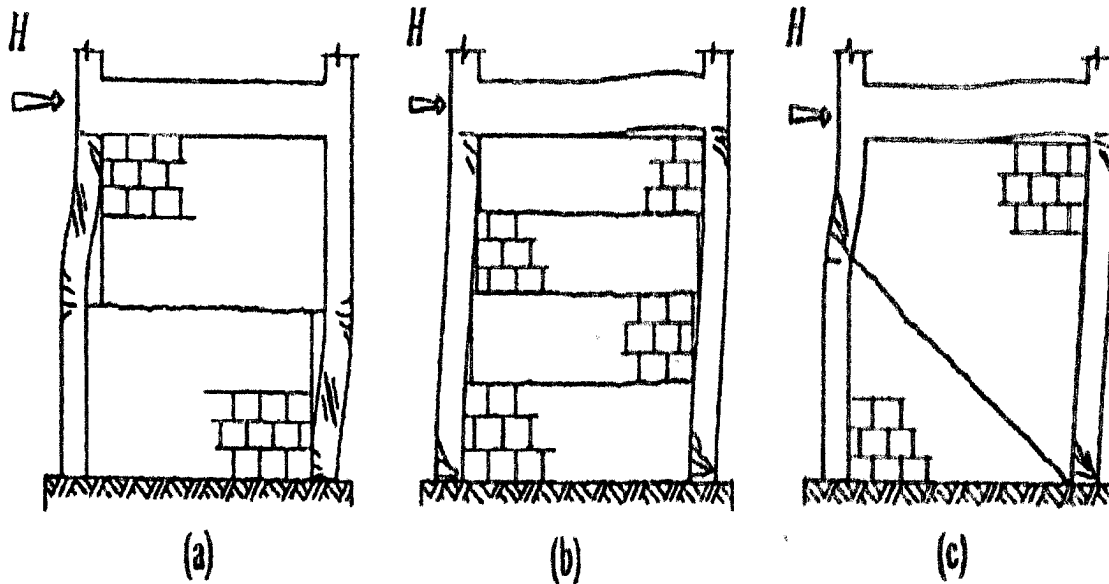


Figura 1.16. Mecanismos de falla de la mampostería (Tomazevic, 1998).

Estos mecanismos de falla están relacionados con la mampostería y la capacidad de resistencia y ductilidad de los pórticos, así como la distribución de la mampostería en planta y en elevación, lo que puede ocasionar el efecto de columna corta.

Diferentes investigaciones han tratado de establecer modelos de elementos finitos basados en la teoría de la elasticidad para predecir el comportamiento último de estos pórticos con mampostería. Sin embargo, en el rango no lineal, esta teoría no es válida y se han desarrollado modelos matemáticos en base al mecanismo de falla observado, es decir, basados en leyes de la teoría de la elasticidad, pero tomando en cuenta las características del comportamiento sismorresistente de la mampostería (Tomazevic, 1997).

Se pueden mencionar dos fases importantes en el comportamiento del sistema pórtico-mampostería:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

- 1.- A pequeñas deformaciones y antes de la separación de la mampostería del marco de concreto armado, el conjunto pórtico-muros se comporta como un sistema estructural monolítico (Figura 1.17).
- 2.- Después de la separación existe una combinación de muro de mampostería confinada y bielas diagonales de concreto armado (Figura 1.18).

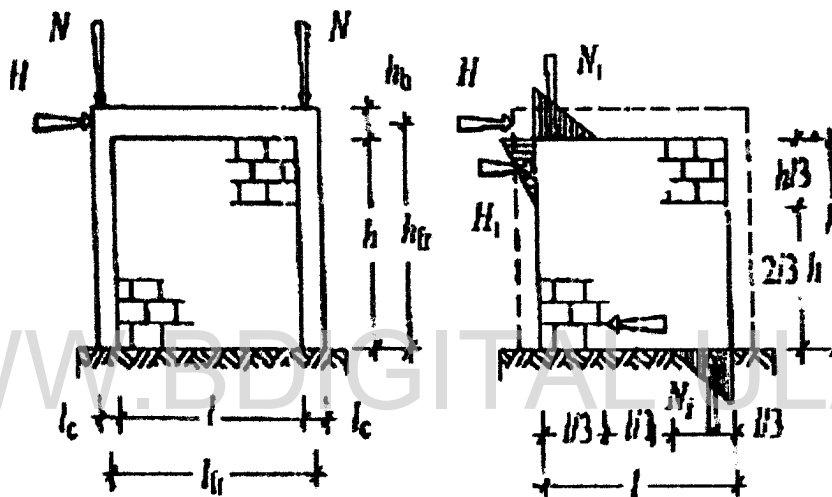


Figura 1.17. Modelado del comportamiento sísmico de un pórtico con mampostería de relleno (Tomazevic, 1998).

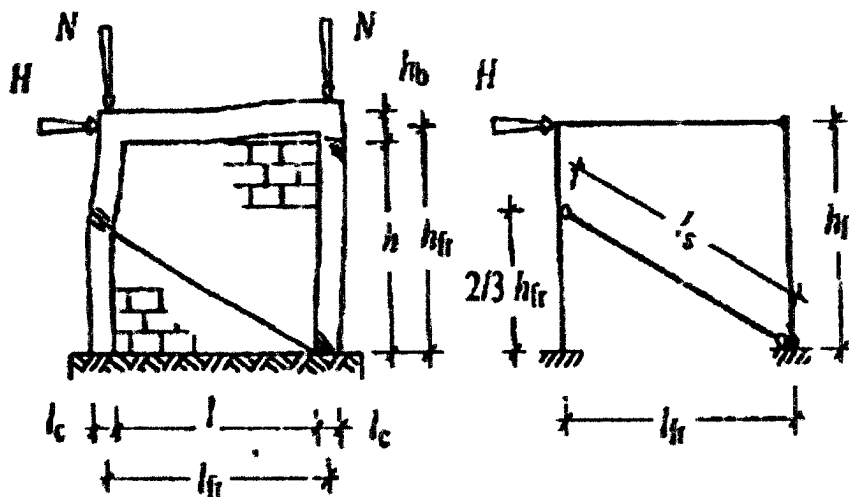


Figura 1.18. Comportamiento sísmico después de la separación de la mampostería del pórtico de concreto armado. (Tomazevic, 1998).

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Cuando se calculan características de resistencia y deformabilidad de los muros de mampostería, se requieren los siguientes parámetros de comportamiento mecánico:

- Resistencia a la compresión de la mampostería, f_m .
- Resistencia al corte, f_v , o resistencia a la tracción, f_t .
- Módulo de elasticidad (módulo secante), E_m .
- Módulo de corte, G_m .
- Factor de ductilidad, μ .

Estos valores pueden ser determinados mediante pruebas de laboratorio o de ecuaciones desarrolladas a partir de estas pruebas. También se han implementado macro modelos no lineales en el modelaje de la mampostería, como un elemento biela para su uso en programas como el DRAIN-2D. Las vigas y columnas se modelan con rótulas no lineales, tal como se observa en la Figura 1.19 (Zarnic y Gostic, 1997).

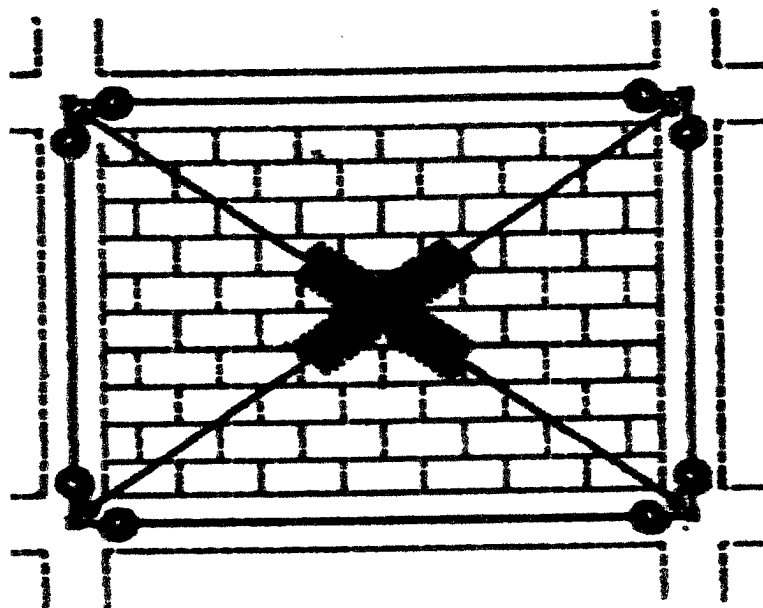


Figura 1.19. Modelado de la mampostería como biela diagonal (elemento barra) no lineal.

Dos tipos de no linealidades pueden ocurrir cuando los elementos están sujetos a fuerzas sísmicas:

- La variación a través del tiempo de la condición de contacto unilateral, y;
- Las leyes que rigen el comportamiento inelástico de ambos materiales: la mampostería y el pórtico.

Ensayos de laboratorio en muros de tabiquería confinados por pórticos de concreto armado y control de los materiales utilizados, tanto para el mortero de unión de los elementos de tabiquería como del pórtico, son desarrollados con el fin de obtener propiedades de comportamiento como, capacidad de deformación, rigidez, ductilidad, degradación de la resistencia y modos de falla. Se ensaya un modelo Tipo A (Figura 1.20) y un pórtico sin tabiquería con las mismas condiciones del pórtico construido para el modelo Tipo A, y se obtienen las relaciones entre los parámetros medidos y la carga lateral aplicada en el tope de los modelos. Los resultados mostraron que la capacidad de deformación, rigidez y energía de disipación de los modelos Tipo A, son mucho más grandes que los modelos sin tabiquería. En la Figura 1.21 puede observarse el patrón de daño que ocurre en la tabiquería (Gancheva et. al, 1996).

En este trabajo, la tabiquería se modela como un elemento biela cuya curva de comportamiento se aproxima a los resultados reportados por Castilla (1992). El patrón de daño observado en laboratorio por Castilla es similar al dado en la Figura 1.21.

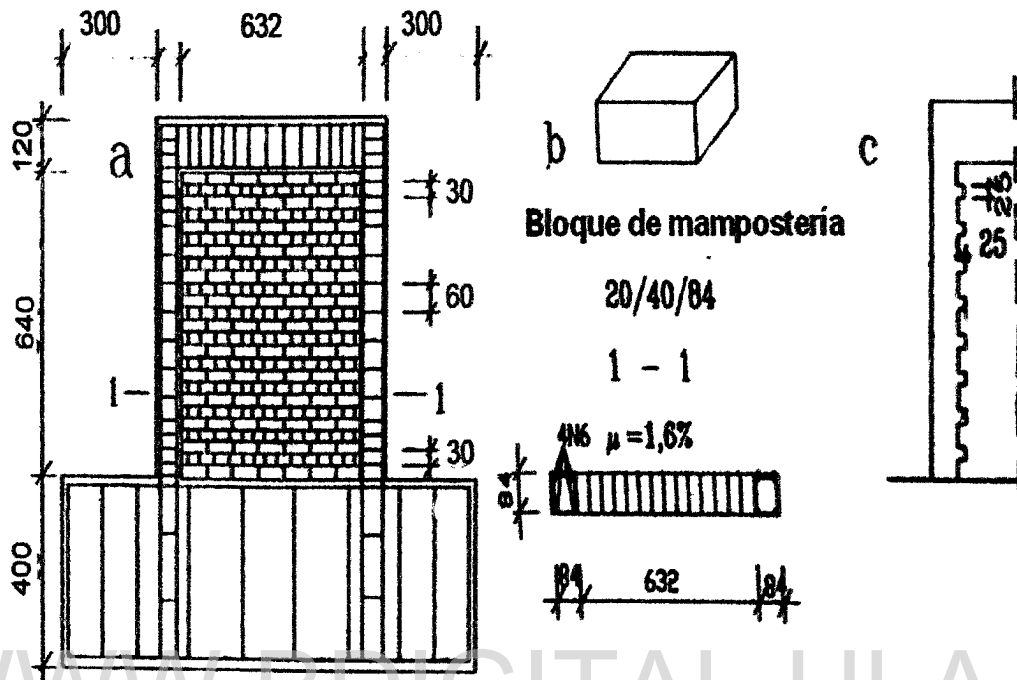


Figura 1.20. a) Modelo Tipo A, b) Detalle de refuerzo, unidad de mampostería y detalle unión pórtico-relleno (Gancheva, 1996).

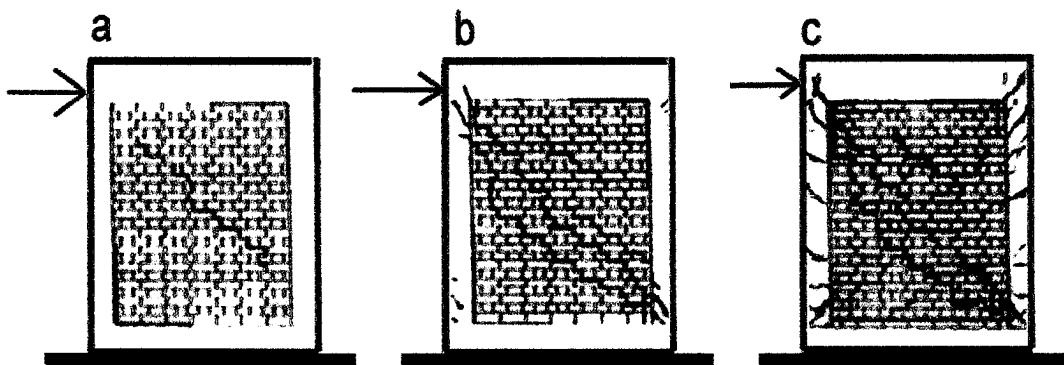


Figura 1.21. a) Grieta diagonal, b) Falla de la mampostería y comienzo del daño en las columnas, c) Daño total del espécimen.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPÍTULO II
ELABORACIÓN DEL MODELO
COMPUTACIONAL

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

2.1. DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

Las secciones de los diferentes elementos estructurales de las edificaciones regulares fueron determinadas mediante las prescripciones normativas de COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes” y COVENIN 1753-1987 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones”, tomando en cuenta un nivel de diseño 3 y una deriva lateral máxima de 0.018.

Los parámetros utilizados para el diseño en la ciudad de Mérida son los siguientes:

Datos de diseño:

- Zona sísmica: 5
- Uso de la estructura: oficinas
- Grupo: B2
- Coeficiente de uso $\alpha=1.0$
- Tipo de estructura: pórticos
- Losa de entrepiso: armada en dos direcciones
- Número de pisos: 6, 12, 18
- Forma espectral: S1
- Altura de entrepiso: 3 m
- Longitud del tramo: 6 m
- Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Acero $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

También se toman en cuenta las siguientes aspectos:

- El edificio se encuentra en zona sísmica 5, ND3 con un factor de reducción de respuesta, $R = 6$.
- Para el diseño se utiliza el Método de análisis dinámico modal con tres grados de libertad por nivel (ADM-3D).
- Las dimensiones de los elementos estructurales, vigas y columnas, se modifican hasta llevar la deriva cercana al límite permisible $\delta=0.018$.
- Las losas de entrepiso se consideran como diafragmas rígidos.

CAPÍTULO II. ELABORACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

- El diseño de las áreas de acero y dimensiones finales de los elementos se optimizan para tener la menor sobrerresistencia posible.
- Se revisa y verifica el criterio de viga-débil/columna-fuerte.

Las edificaciones son diseñadas sin tomar en cuenta la incorporación de la mampostería, lo cual es la práctica común. La tabiquería se incorpora en los modelos computacionales para valorar su influencia (Figuras 2.1, 2.2 y 2.3) respecto a los modelos diseñados sin considerar su inclusión.

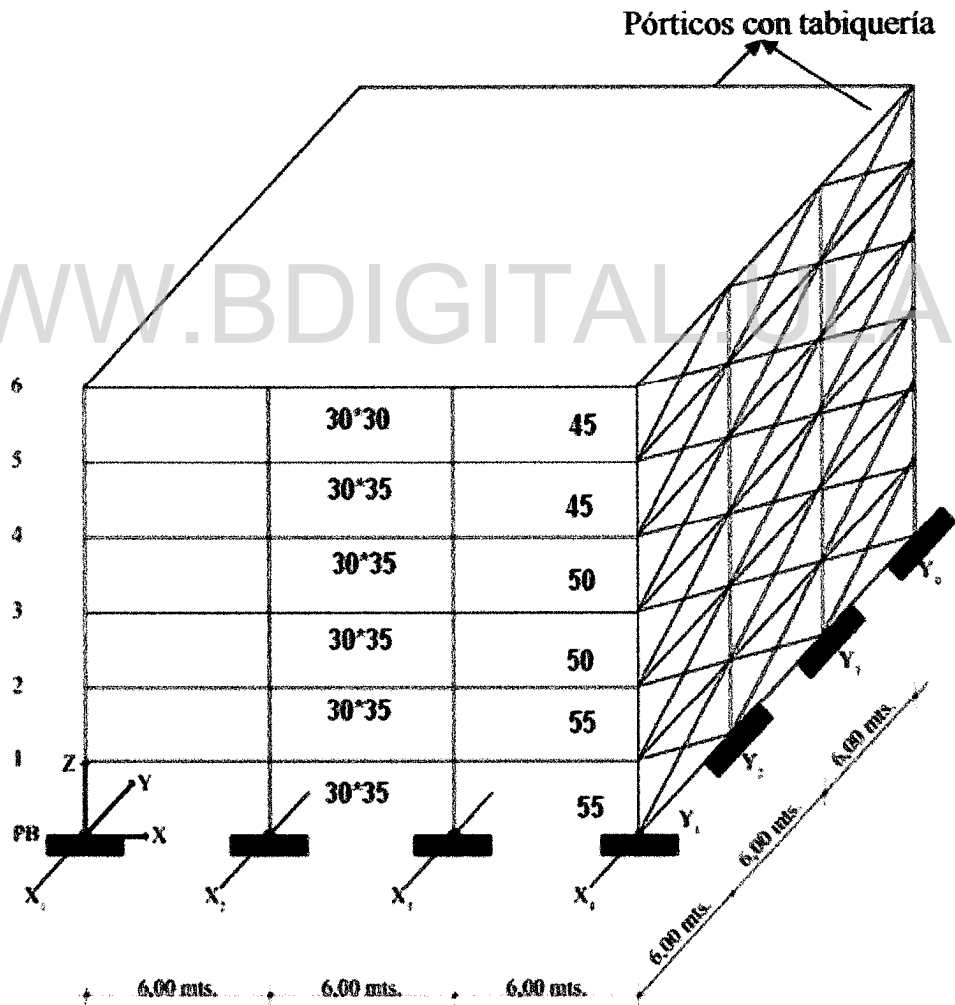


Figura 2.1.-Edificación de 6 pisos con tabiquería en esquina.

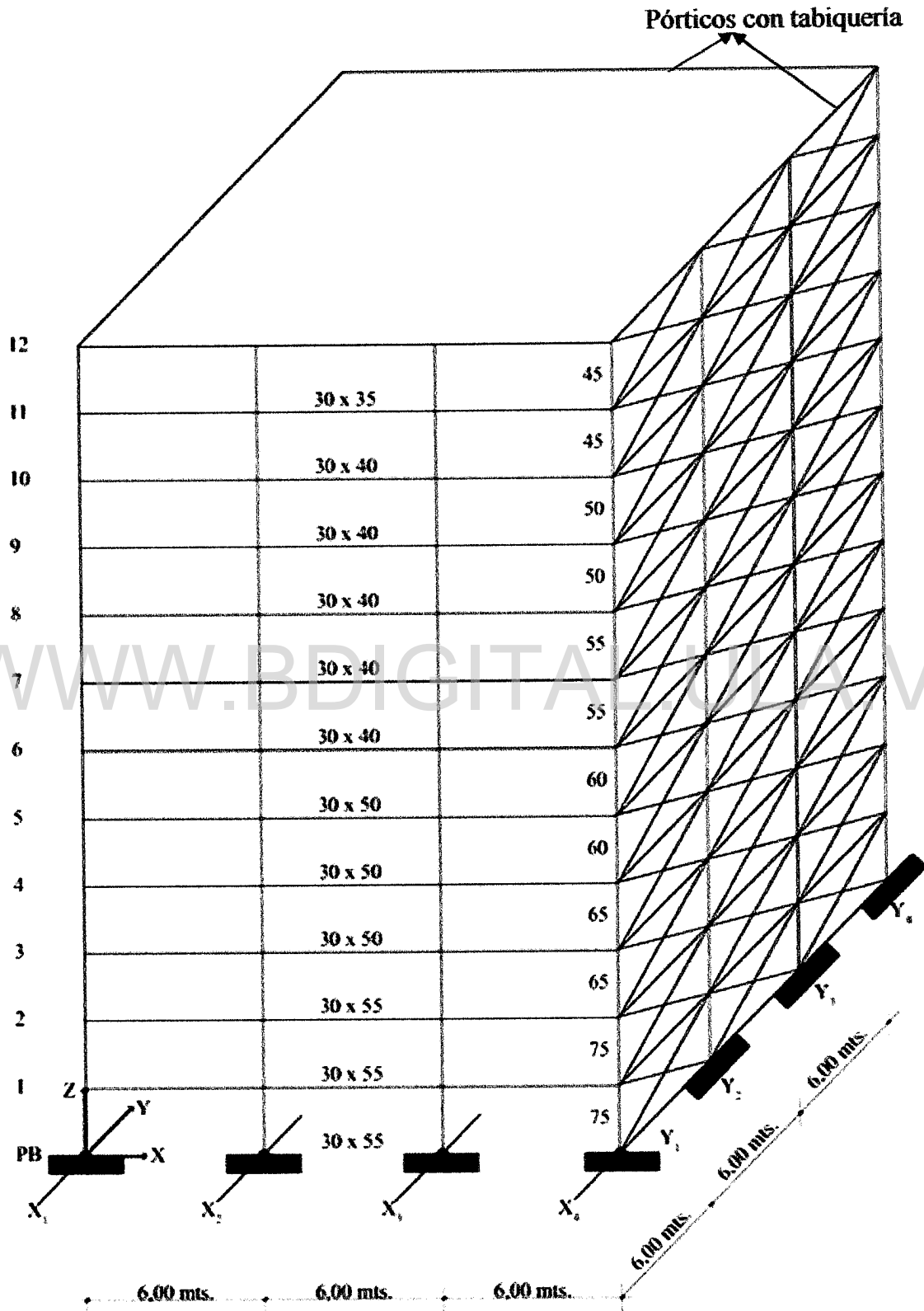


Figura 2.2. Edificación de 12 pisos con tabiquería en esquina.

Licencia Creative Commons:

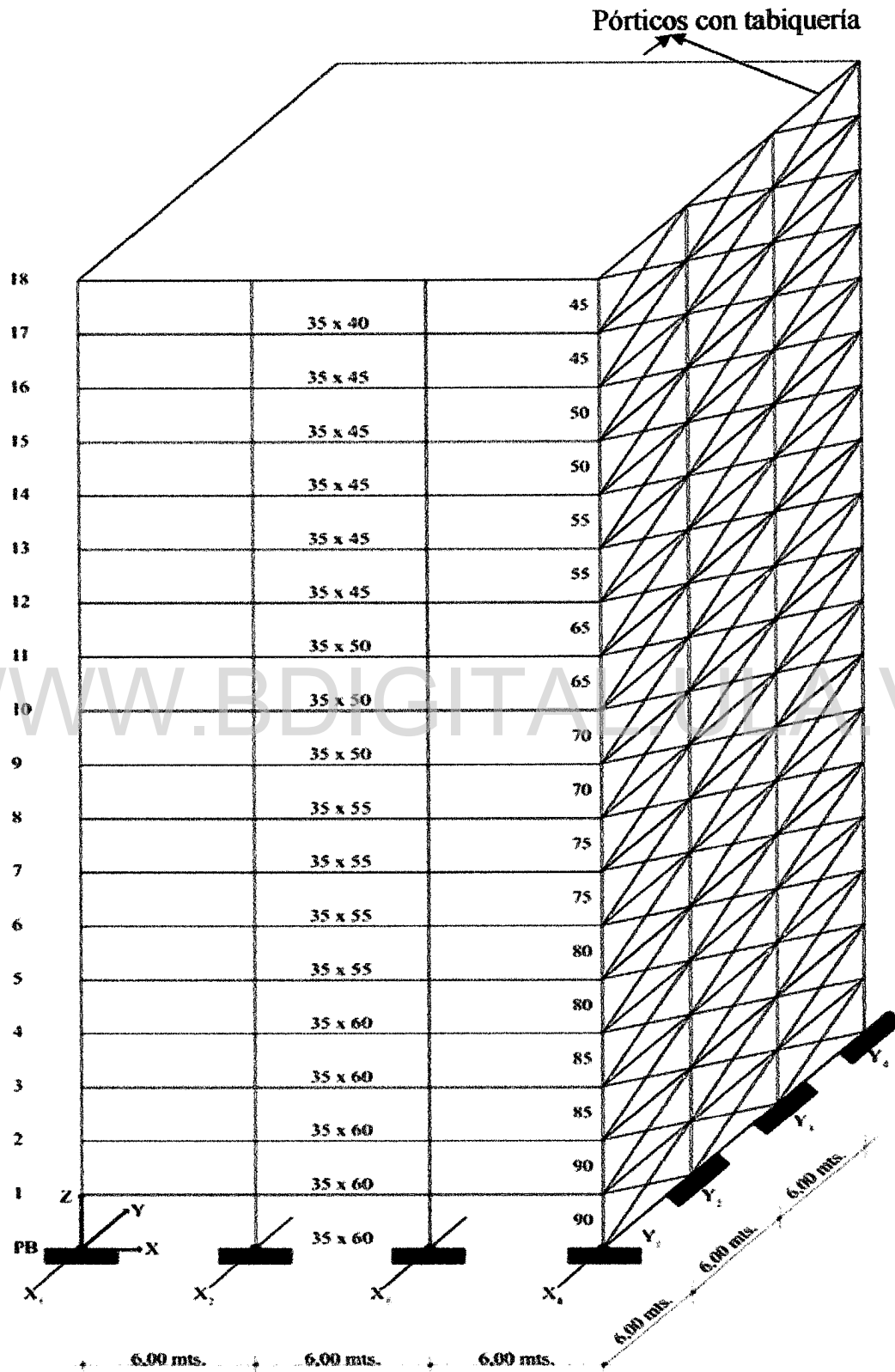


Figura 2.3. Edificación de 18 pisos con tabiquería en esquina.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

Ing. Elvira R. Moreno Rivero 29

(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

2.2. MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL ACERO Y EL CONCRETO

Este trabajo se refiere al estudio del comportamiento dinámico de estructuras considerando el efecto de elementos intencionalmente no estructurales, específicamente, aquellos referidos a la tabiquería. Por ello, las relaciones esfuerzo-deformación o más específicamente las relaciones momento-curvatura, conforman un aspecto muy importante a considerar como parte del análisis que realiza el programa CANNY-W.

Las figuras 2.4 y 2.5, muestran las curvas esfuerzo-deformación del acero y del concreto, respectivamente. La combinación de ambos materiales en elementos estructurales genera un comportamiento que puede apreciarse en forma ideal en la Figura 2.6. Para este caso, la relación momento-curvatura, exhibe un comportamiento donde la rigidez va degradándose por tramos. Estos modelos son capaces de representar la disipación de energía (agrietamiento, plasticidad, fricción interna en las juntas, etc.) por medio del endurecimiento con degradación de rigideces.

Aunque no muy abundantes, la mayoría de los programas comerciales de análisis, poseen modelos que introducen la degradación de resistencia asociada a la caída de la curva después de alcanzar el máximo. Este último es un punto crucial cuando se desea incluir la mampostería. Ensayos experimentales de pórticos rellenos de mampostería muestran que la fuerza máxima alcanzada, tiende a aumentar bajo la presencia de la tabiquería. El pórtico confina a la tabiquería, aumentando la fricción en las grietas por corte y genera un aumento en la resistencia del puntal equivalente a compresión. Esto puede hacer que la degradación en el pórtico sea mayor para ductilidades similares a las del pórtico sin tabiquería. Una vez que la tabiquería ha alcanzado su máxima capacidad, el comportamiento equivale a la desaparición del puntal equivalente, y el equilibrio hace caer la curva al nivel de la resistencia del pórtico sin tabiquería. Esta caída no es posible de simular con modelos que no la

consideran, bien la degradación de resistencia o los efectos de no linealidad geométrica. En este trabajo esta caída de resistencia no se representa la curva *pushover* en el programa Canny-w.

La curva esfuerzo-deformación considerada por el programa Canny-W para el acero es la curva mostrada en la Figura 2.4.

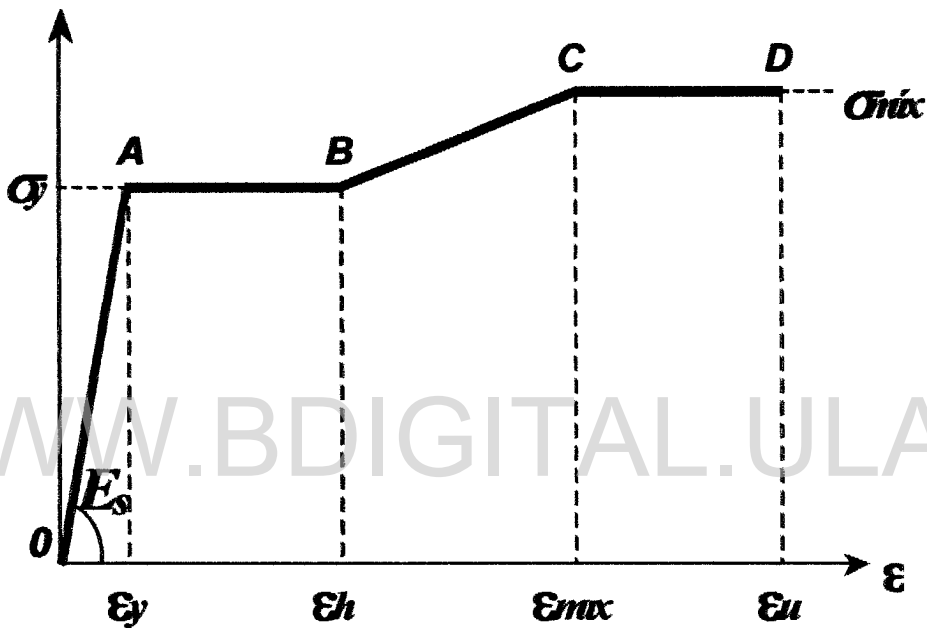


Figura 2.4. Curva esfuerzo-deformación del acero.

El modelo corresponde a la curva esfuerzo-deformación elastoplástica con endurecimiento por deformación. El segmento OA corresponde al comportamiento elástico, el esfuerzo aumenta hasta el valor de cedencia. El segmento AB representa el incremento de deformación sin aumento del esfuerzo, hasta el punto de inicio del endurecimiento por deformación B. Este efecto se traduce en un aumento del esfuerzo en BC, hasta llegar al esfuerzo máximo en el punto D. Esta curva es la más precisa, pues considera el endurecimiento por deformación. Los parámetros seleccionados que definen la curva son:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

E_s = Módulo de Elasticidad = 2.060.000 kg/cm².

σ_y = Esfuerzo cedente = 4.200 kg/cm².

ε_y = Deformación cedente = 0.002.

ε_h = Deformación al inicio del endurecimiento = 0.006.

σ_{max} = Esfuerzo máximo = 6.300 kg/cm².

ε_{max} = Deformación en el esfuerzo máximo = 0.1.

ε_u = Deformación última = 0.1.

Con los parámetros considerados, la curva se transforma en el modelo trilineal.

Para el análisis, el programa utiliza el modelo de comportamiento del concreto que se muestra en la Figura 2.5. Este modelo considera el confinamiento del concreto proporcionado por el refuerzo transversal. La parte ascendente de la curva (**AB**) está representada por una parábola y supone que el acero de confinamiento no afecta el perfil de este segmento de la curva o la deformación al esfuerzo máximo y que el esfuerzo máximo que alcanza el concreto es la resistencia f'_c del cilindro. La ecuación de esta parábola es la siguiente:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (2.1)$$

La región BC está definida por la ecuación:

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad (2.2)$$

donde $Z = \frac{\tan \theta}{f'_c}$ representa la pendiente de la recta descendente (2.3)

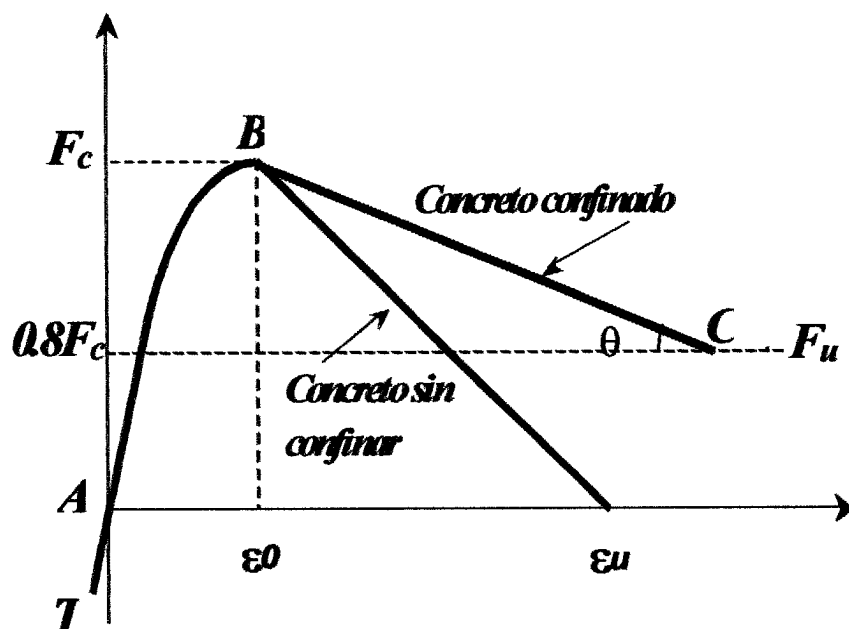


Figura 2.5. Curva esfuerzo-deformación del Concreto

Los parámetros que definen la curva son:

F_t = Esfuerzo de tracción = 35 kg/cm^2 .

F_c = Esfuerzo de compresión = $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

ϵ_0 = Deformación en $F_c = 0.002$.

F_u = Esfuerzo último = $0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

ϵ_u = Deformación última = 0.005 .

La relación momento-curvatura al igual que la relación corte-deformación, es la base para el análisis no lineal, toda vez que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes. En la Figura 2.6 se muestra el modelo numérico adoptado para representar la curva momento-curvatura.

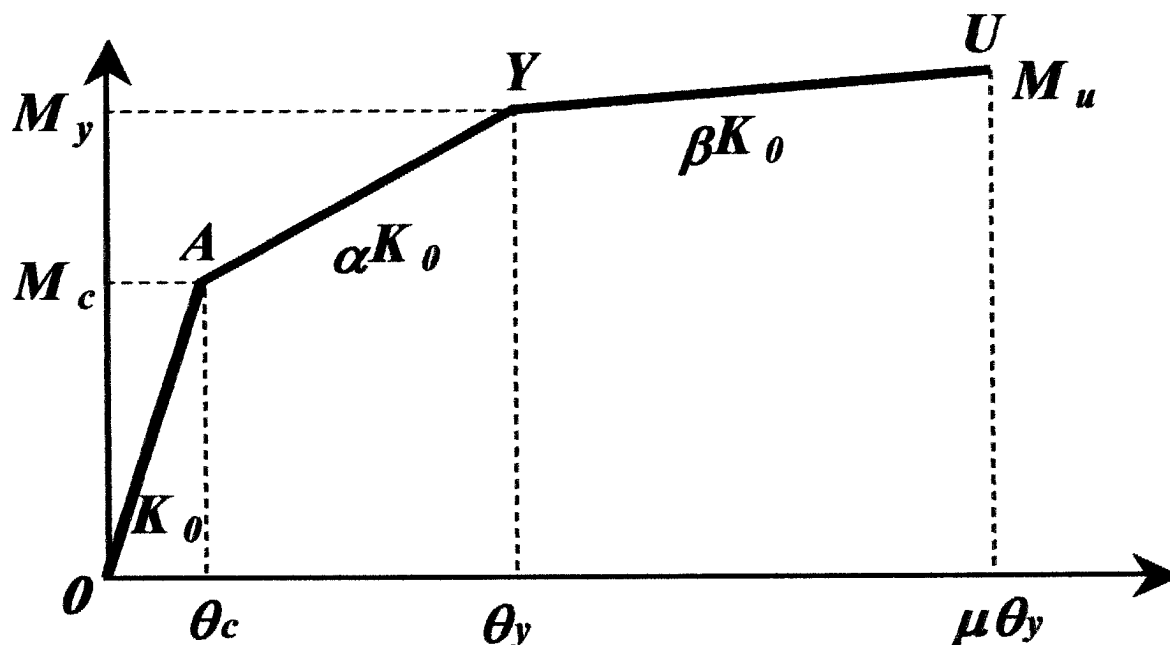


Figura 2.6. Diagrama momento-curvatura.

El diagrama está formado por tres zonas: la primera antes de que se presente el agrietamiento del concreto por tracción $M_c(O-A)$, la segunda; antes del punto de cedencia del acero de refuerzo $M_y(A-Y)$, y la tercera zona en la que se presenta un comportamiento dúctil desde el punto Y , hasta el punto de máxima deformación del concreto $M_u(Y-U)$. Los valores α y β son los factores de reducción de rigidez después de la primera grieta y del punto cedente respectivamente; K_0 es el valor de la rigidez inicial de la sección.

El modelo de análisis estático y dinámico para las vigas y columnas es el modelo de Takeda (Figura 2.7), el cual es de uso común para el diseño de edificaciones y utilizado por Terán (2003), en el análisis de las edificaciones regulares tomadas como referencia para esta investigación.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Para realizar este análisis dinámico es importante la selección de un modelo de comportamiento histerético que pueda caracterizar, con la mayor fiabilidad, el comportamiento dinámico de los edificios. Uno de los modelos que da muy buenos resultados en estructuras de concreto armado es el Modelo Bilineal de Takeda, el cual considera la degradación de rigidez del elemento.

El modelo presenta una forma bilineal con descarga reversible hasta llegar a cero resistencia, como se muestra en la Figura 2.7. En la recarga, la curva se dirige hacia el pico de carga interna del ciclo anterior y luego, por ser un método con memoria, de manera secuencial, atraviesa todos los picos exteriores, respetando la curva monótonica y estableciendo un nuevo punto de cedencia después que la recarga atraviesa el pico más alejado (punto M). El modelo está definido por las siguientes expresiones:

- Regla 1. Rigidez inicial K_0 . (obtenido de la relación M- ϕ).
- Regla 2,3. Primera curva de cedencia con rigidez $K_2 = \beta' K_0$, $K_3 = \beta K_0$. El valor de los factores de rigidez β' , β varía en el intervalo (0 ~ 0.2) y depende de las características propias del elemento.

La cedencia se reporta cuando un punto (F-D) se ubica en algún lugar sobre la recta 2 (cedencia negativa) o 3 (cedencia positiva).

- Regla 4,5. Curva de descarga.

$$\text{Descarga del lazo externo: } K_4 = K_0 \left(\frac{d_y}{d_m} \right)^{\gamma}; K_5 = K_0 \left(\frac{d_y}{d_m} \right)^{\gamma};$$

$$\text{Descarga del lazo interno: } K_4' = \xi K_4, K_5' = \xi K_5.$$

Los parámetros que controlan el comportamiento histerético $P(p_1, p_2)$ son:

- Primer parámetro p_1 para representar γ ($\gamma = 0 \sim 0.5$), p_1 es el factor de degradación de la rigidez en la descarga.
- Segundo parámetro p_2 para representar ξ ($\xi = 0.5 \sim 1$), p_2 factor de reducción de rigidez en lazo más interno.

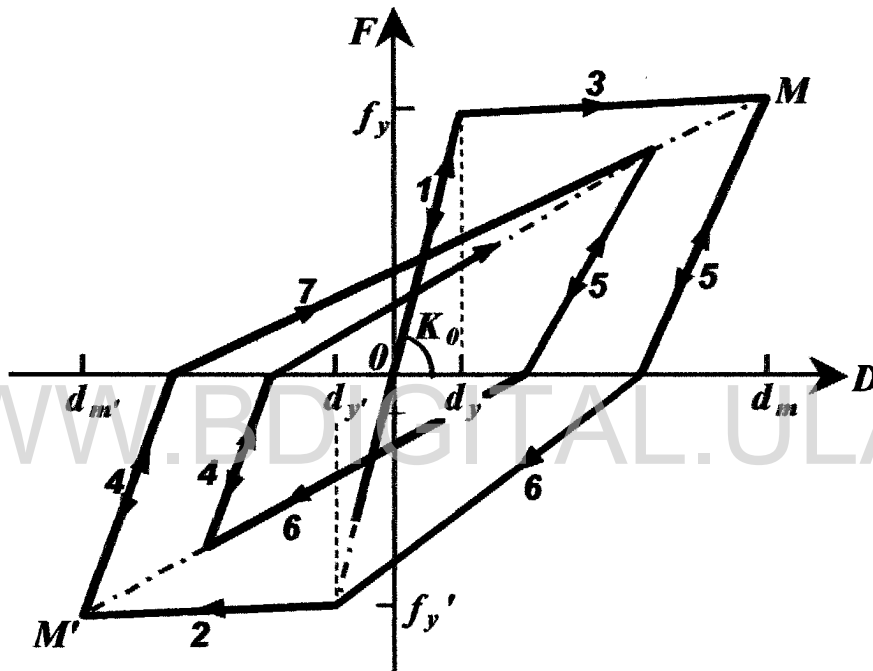


Figura 2.7. Modelo bilineal de Takeda.

Para modelar los miembros estructurales, el programa CANNY-W utiliza elementos lineales clasificados de acuerdo con sus características mecánicas, como por ejemplo, elementos resistentes a momento, corte y axial (vigas y columnas). Las vigas son elementos bidimensionales resistentes a momento y corte en su plano y las columnas son elementos tridimensionales resistentes a efecto axial y momento en dos direcciones. Ambos elementos tienen resistencia axial, compresión y tensión, así como también, torsión axial. Las juntas entre elementos se consideran rígidas, representando esta condición con rigidez infinita en los extremos de los elementos, tal como se muestra en la Figura 2.8.

Para el análisis no lineal, las vigas y columnas se idealizan con el modelo de resorte uniaxial elastoplástico, llamado también modelo de una componente, por cuanto no considera la interacción entre dos componentes de desplazamientos; dos resortes rotacionales elastoplásticos colocados en los extremos de los miembros y resortes axiales y de cortante, colocados en la mitad de la longitud (Figura 2.9). Las propiedades de los resortes rotacionales están dadas por las relaciones momento-rotación, mientras que las de corte y axial están dadas por la relación fuerza-desplazamiento. Estas relaciones quedan establecidas en el modelo histerético.

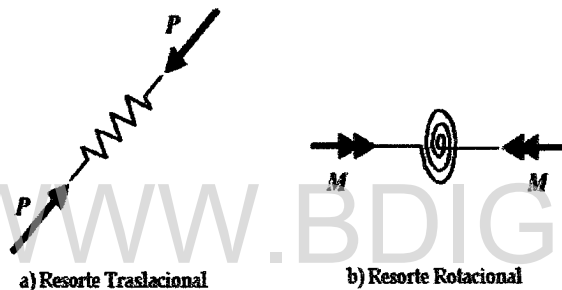
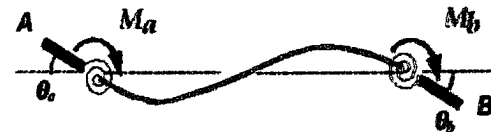
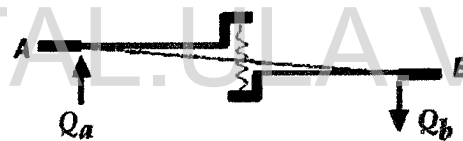


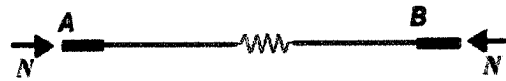
Figura 2.8. Modelo de resorte uniaxial.



a) Resorte Rotacional de Flexión



b) Resorte Uniaxial de Corte



c) Resorte de Tensión/Compresión Axial

Figura 2.9. Modelo de elementos lineales.

2.3. MODELADO DE LA MAMPOSTERIA

Para representar el modelo de mampostería o tabiquería en el interior de los pórticos de los modelos de edificios regulares, se utiliza el programa CANNY-W y se toma como referencia el modelo experimental de Castilla (1992), de cargas reversibles, cuya instrumentación y resultados se muestran en las respectivas figuras 2.10, 2.11 y 2.12.

Este modelo experimental se obtiene de muros ensayados con ciclos de desplazamientos controlados alternantes y crecientes. Cada ciclo se repite un número de veces necesario, con el fin de obtener la estabilidad en las curvas de histéresis. La Figura 2.10 muestra como se realiza la aplicación de las cargas mediante actuadores hidráulicos y la configuración general del sistema experimental.



Figura 2.10. Instrumentación utilizada en el muro de ensayo. (Castilla, 1992).

Para este ensayo, el agotamiento del muro se determina con la trituración y explosión de los tabiques del bloque, y por la excesiva separación horizontal entre las piezas. El ciclo estabilizado de desplazamientos alternantes horizontales fue de $\pm 5, \pm 1, \pm 2, \pm 3, \dots$ mm (Figura 2.11) hasta alcanzar la falla última. Los niveles de daños alcanzados no dejaron posibilidades de reparación de acuerdo con los resultados del ensayo. Se obtiene la envolvente para el ensayo alternante y se presenta la gráfica para el ensayo monotónico (Figura 2.12). En la envolvente se observa la caída de la resistencia cuando la tabiquería falla y además, hay una reducción de la capacidad de deformación; esta curva se calibra más adelante.

Licencia Creative Commons:

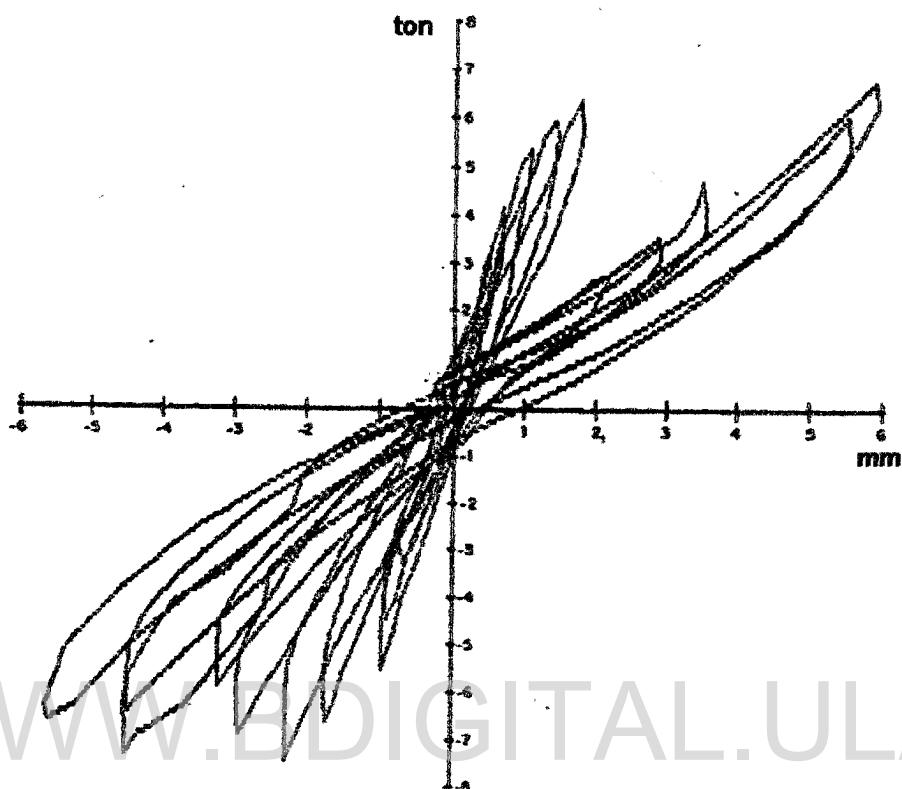


Figura 2.11. Ensayo experimental de mampostería confinada bajo cargas reversibles. (Castilla, 1992)

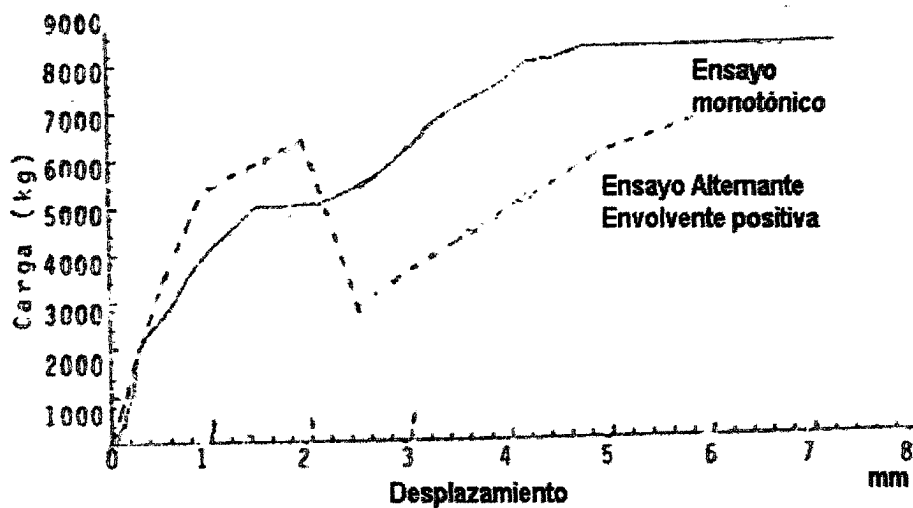


Figura 2.12. Envolvente ensayo de cargas reversible (Castilla, 1992)

Las propiedades de los elementos que representan a tabiquería en el modelo computacional, se toman de los datos obtenidos de fuentes especializadas y otras bajo el criterio de comparación. El ancho tomado para la biela o puntal equivalente se toma como el valor medio resultante de los anchos tributarios calculado para las distintas fuentes. En este caso, bajo la ecuación de Maistone (1971), el ancho de la banda resulta:

$$w = 0.175 * l_s(\lambda_h) - 0.4 * \sqrt{H^2 + L^2} \quad (2.4)$$

$$\lambda_h = H * \sqrt[4]{((E_m * e * \sin(2\theta)) / (4E_c * I * h_m))} \quad (2.5)$$

donde,

l_s = longitud de la biela equivalente,

λ_h = parámetro que depende de la geometría de los elementos.

H = altura de piso = 220cm

e = espesor del panel = 15cm,

E_c = módulo de elasticidad del concreto,

h_m = altura del panel = 200cm,

L = ancho entre ejes de columna,

I = inercia de columnas

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería = 70.000 Kg/cm²

f_m = Esfuerzo a la compresión para la mampostería = 20 kg/cm², considerado como un valor aceptable.

f_t = esfuerzo a la tracción = 0.06 f_m = 1.2 kg/cm²

w = ancho tributario de la mampostería de Maistone = 75.5 cm.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

Ing. Elvira R. Moreno Rivero 40

(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Para el módulo de elasticidad de la tabiquería, se inicia con el valor recomendado por Decanini (igual a 600 f'm), pero una vez realizada la calibración del modelo se llega a obtener el valor de 70.000kg/cm²

Las propiedades del concreto y acero utilizado en vigas y columnas son las siguientes:

$f'c$ = Esfuerzo de compresión máxima del concreto = 210kg/cm².

f_y = Esfuerzo de cedencia del acero = 4.200 kg/cm².

La tabiquería fue representada como un elemento biela, según las dos diagonales mostradas en la Figura 2.13 con el modelo CA7 de Canny-W y con el mecanismo de falla representado en la Figura 2.14.

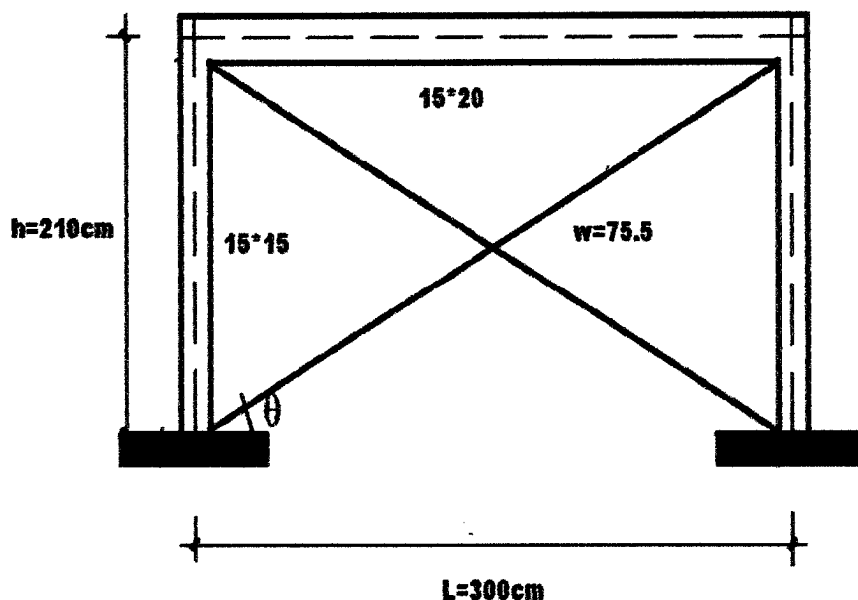


Figura 2.13. Dimensiones del muro de mampostería, modelo para el Canny-W.

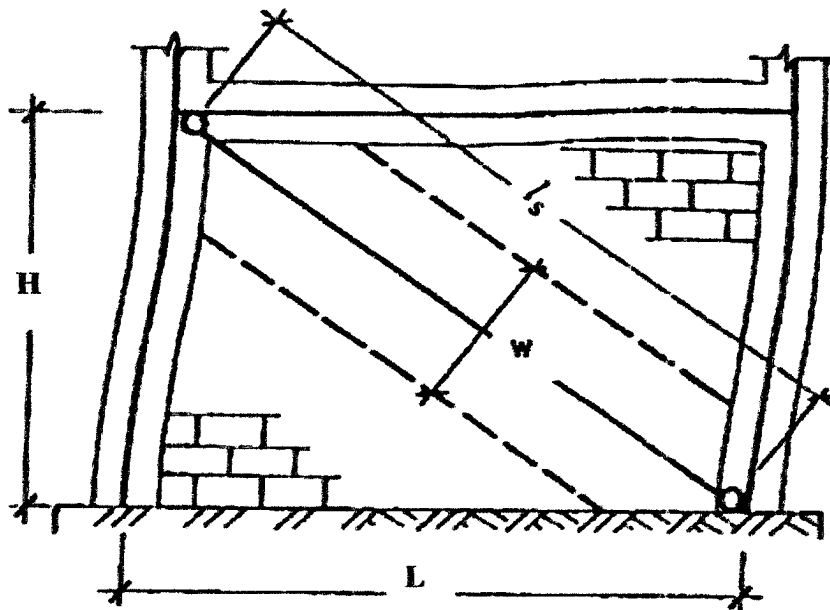


Figura 2.14. Mecanismo de falla del modelo.

H = Altura de los elementos de columna.

L = longitud o luz entre los elementos de columna.

l_s = longitud del elemento biela.

w = ancho tributario de la mampostería para determinar la sección transversal del elemento biela.

El modelo CA7 del programa Canny-W, es un modelo uniaxial y es capaz de representar la degradación de rigidez, el deterioro de la resistencia y el estrangulamiento (pinching), bajo los siguientes parámetros de control: $p_1 = \delta$, control de descarga; $p_2 = \theta$, parámetro de rigidez en descarga; $p_3 = \lambda_e$, parámetro de energía; $p_4 = \lambda_u$, parámetro de ductilidad; $p_5 = \lambda_3$, parámetro suavizador; $p_6 = \epsilon$, parámetro de estrangulamiento y $p_7 = \lambda_s$, parámetro de estrangulamiento.

La degradación de rigidez está dada por los puntos que definen el triángulo de altura EE' y su proyección hasta el punto (d_{max}, F_{max}) , donde F_y representa la fuerza cedente en tracción y F'_y la fuerza cedente en compresión y K_0 representa la rigidez inicial del sistema, los valores de d_m , f_m , d_m' y f_m' son los valores de los puntos extremos de cada lazo histerético. Los puntos de terminación de la descarga están dados por la pendiente de la recta UU' (Figura 2.15) y definida por las siguientes ecuaciones:

En el lado positivo:

$$K_u = \frac{\theta F_y + F_m}{\theta F_y / K_0 + d_m} \quad (2.6)$$

En el lado negativo:

$$K_u' = \frac{\theta F'_y + F_m'}{\theta F'_y / K_0 + d_m'} \quad (2.7)$$

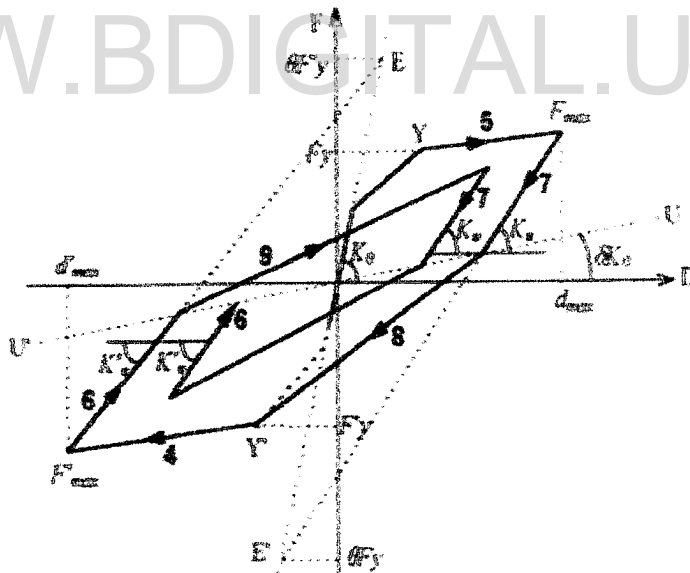


Figura 2.15. Degradación de rigidez

Los resultados del modelo experimental de Castilla (1992) son confrontados con los obtenidos del modelo utilizado en el programa Canny-W para su validación y posterior implementación en los modelos de edificaciones con tabiquería. El resultado del modelo computacional es mostrado en la Figura 2.16, al cual se le dió

las mismas dimensiones de secciones del muro de ensayo de Castilla (1992). Los desplazamientos alternantes obtenidos en Canny-W guardan una aceptable correspondencia con los registrados en el ensayo de laboratorio que alcanza, la amplitud de los trazos y la reducción de resistencia y ductilidad.

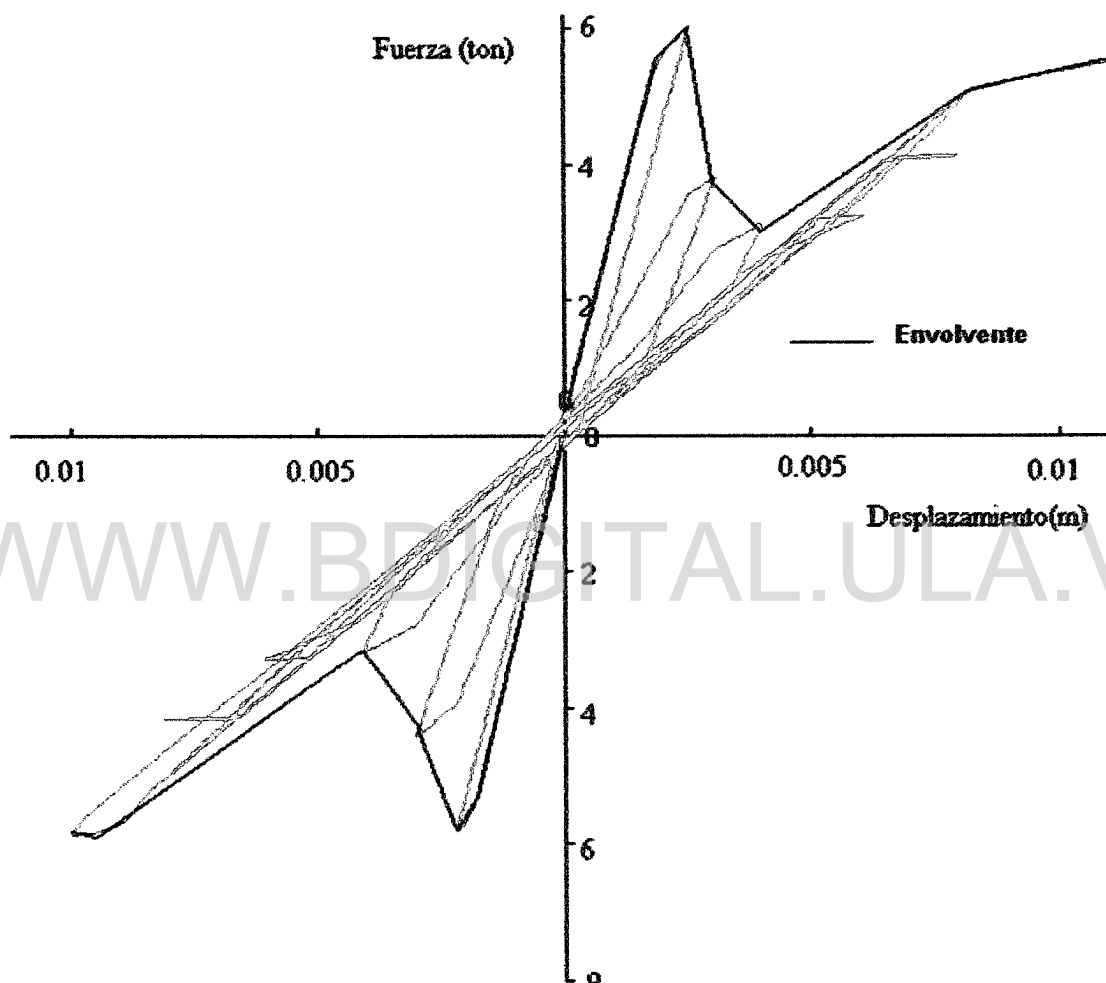


Figura 2.16. Representación numérica del ensayo experimental en el programa Canny-W.

La envolvente para el modelo bajo cargas reversibles (Figura 2.17) muestra una buena similitud con el resultado del ensayo dado en la Figura 2.11. En este caso, la envolvente se degrada y busca la curva del pórtico sin tabiquería.

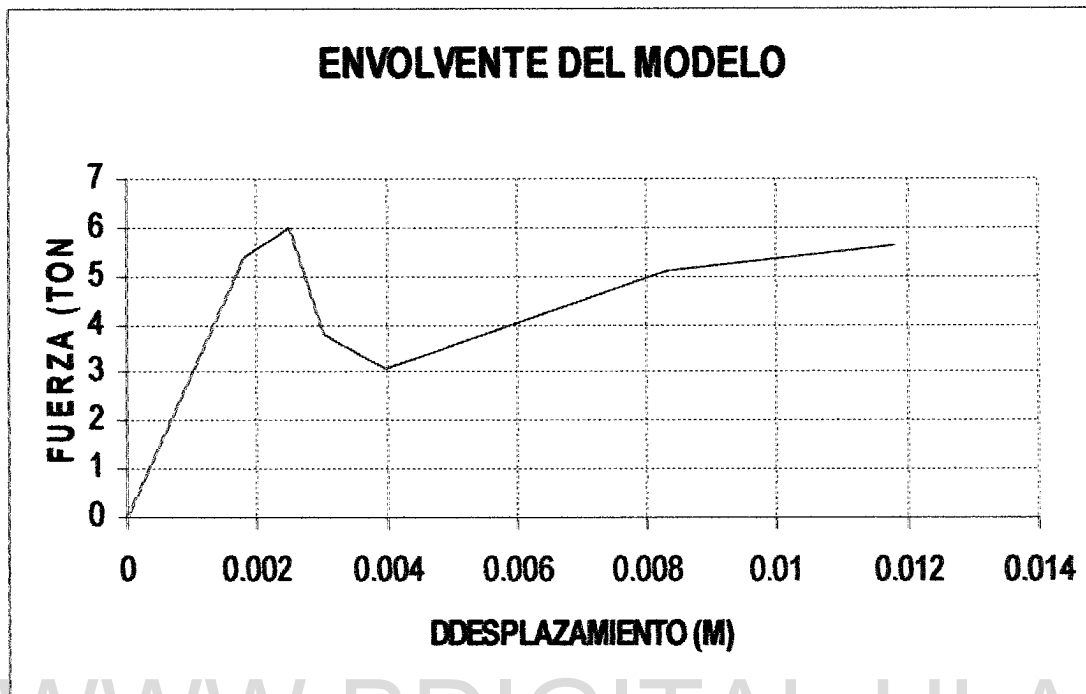


Figura 2.17. Envolvente del modelo del ensayo experimental en el programa Canny-W.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPÍTULO III
ANÁLISIS TEÓRICO DEL MODELO
COMPUTACIONAL

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

3.1. CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Para investigar el comportamiento de la estructura hasta el colapso, bajo condición de cargas laterales que aumentan monótonicamente, se considera el efecto de la no linealidad geométrica, debido a la influencia de los grandes desplazamientos. Ésta hace que las relaciones entre desplazamientos y deformaciones se comporten como no lineales. Para el caso plano, las fuerzas laterales se aplican en un nodo a nivel de cada piso (Figura 3.1); para el caso espacial, esta fuerza lateral se aplica en el centro de masas de cada piso. En la Figura 3.2, se indica a la izquierda, una estructura espacial en la cual se ilustra cómo las fuerzas estáticas monótonicas crecientes se aplican en el centro de masas (CM); y a la derecha, la respectiva curva de capacidad resistente.

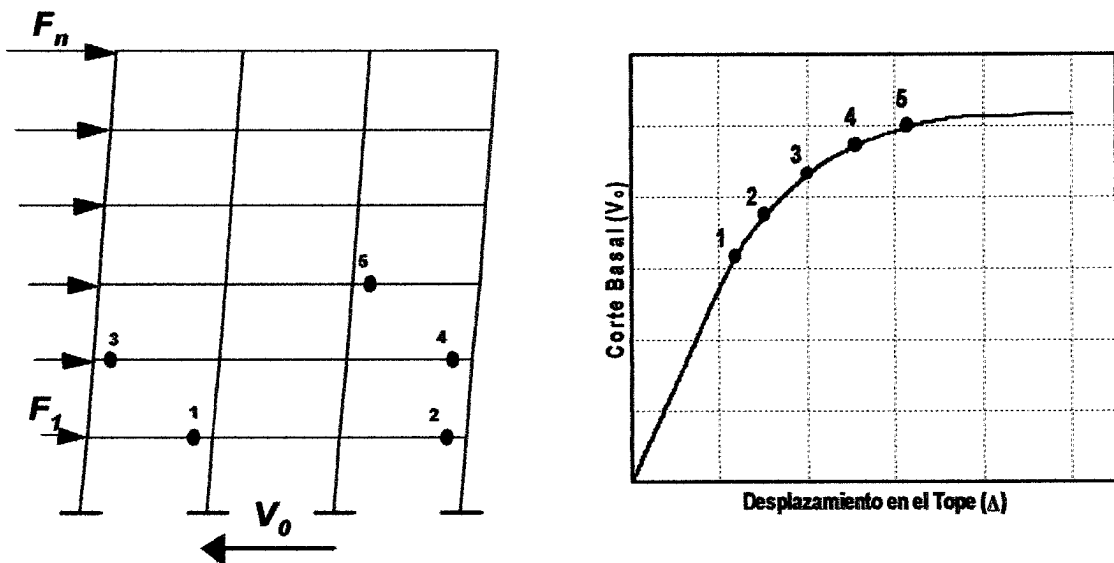


Figura 3.1. Curva de capacidad bajo análisis 2D.

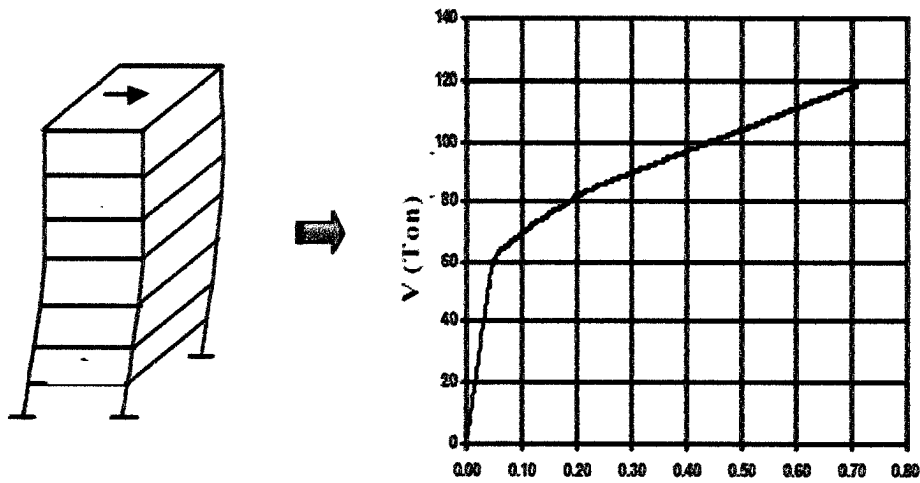


Figura 3.2. Curva de capacidad bajo análisis tridimensional.

Para la determinación de los puntos de cedencia se aplica el criterio de áreas iguales, tal como muestra la Figura 3.3. El resultado es la transformación de la curva de capacidad en una curva bilineal idealizado.

La Figura 3.4 muestra la típica curva de comportamiento fuerza desplazamiento para una estructura aporricada. Las tres curvas representan respectivamente, el comportamiento idealizado lineal (1), el comportamiento no lineal (2) y su idealización (3). En nuestro caso, se toma para el desplazamiento último el valor límite normativo correspondiente a la deriva promedio de 0.018.

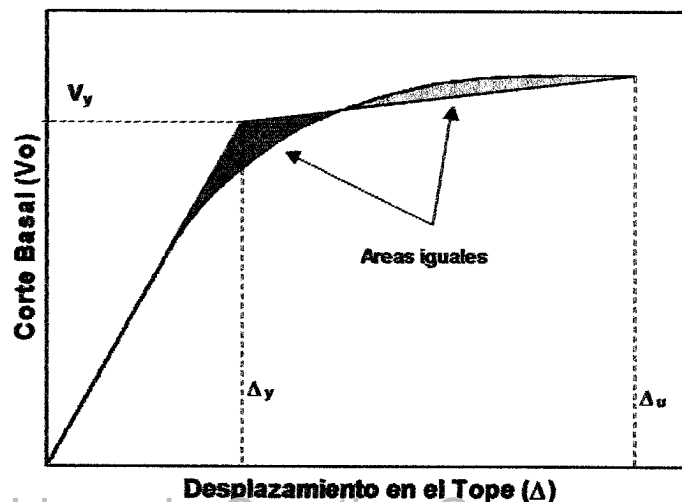


Figura 3.3. Determinación del punto de cedencia (V_y, Δ_y)

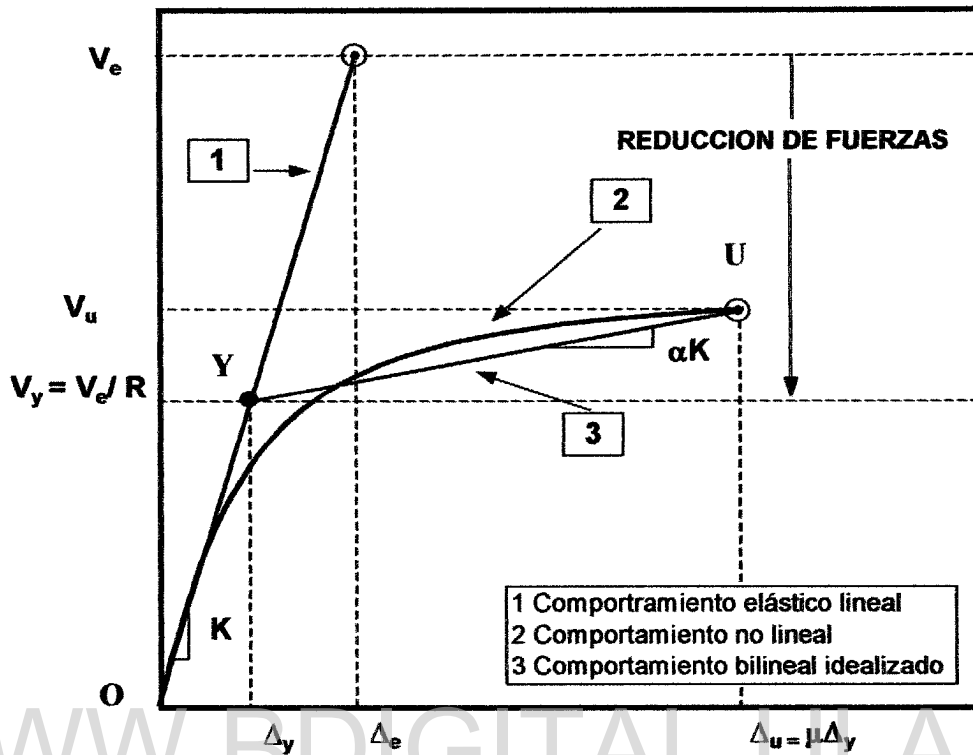


Figura 3.4. Determinación de los valores de Ductilidad μ y Factor de Respuesta R.

A partir de la curva bilineal se determina la ductilidad μ y el factor de respuesta R mediante las siguientes ecuaciones:

$$\mu = \Delta u / \Delta y; \quad (3.1)$$

$$R = V_e / V_y; \quad (3.2)$$

donde:

Δu : Desplazamiento máximo dado por la curva de capacidad.

Δy : Desplazamiento cedente.

V_e : Corte elástico máximo de la estructura.

V_y : Corte cedente determinado de la curva bilineal.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

La ductilidad μ y el factor de respuesta R , son parámetros muy importantes a la hora de diseñar o evaluar las estructuras por niveles de desempeño. A medida que la experiencia ante los sismos ha hecho evolucionar las diferentes teorías en el campo de las estructuras; se ha visto la necesidad de implementar procedimientos más seguros. A partir de entonces, las normas venezolanas han evolucionado desde las Normas MOP-67 hasta las Normas Covenin 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, que admite la absorción y disipación de energía bajo acciones alternantes con mecanismos que no comprometan la estabilidad de la edificación, el uso de factores de reducción de respuesta R , la aplicación de espectros de diseño inelástico, la ampliación del rango de los métodos elásticos lineales estáticos, dinámicos espectrales y dinámicos con acelerogramas, incluyendo modelos con diafragmas flexibles, para los casos de estructuras irregulares. Esta norma hace un avance importante hacia el diseño por desempeño, aceptando procedimientos de análisis inelástico, aunque “con carácter auxiliar”, para obtener índices de ductilidad global y/o factores de reducción de respuesta. En los Comentarios puede leerse la filosofía general que orienta el diseño sismorresistente:

De manera general, se espera que las edificaciones proyectadas según esta Norma satisfagan lo siguiente:

- (a). Bajo movimientos sísmicos menores o frecuentes, solo pueden aceptarse daños no estructurales despreciables, que no afecten su operación y funcionamiento.
- (b). Bajo movimientos sísmicos moderados u ocasionales podrán sufrir daños moderados en sus componentes no-estructurales y daños muy limitados en los estructurales.
- (c). Bajo los movimientos de diseño establecidos en la Norma exija una muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no estructurales, sean en su mayoría, reparables.
- (d). Bajo movimientos sísmicos, especialmente severos, en exceso de los especificados en esta Norma, se reduzca la probabilidad de derrumbe, aunque la reparación de la edificación pueda llegar a ser inviable económicamente. (Lobo Quintero, 2005).

A partir de las curvas de capacidad (*Pushover*), es posible interpretar el diseño sismorresistente basado en desempeño DS-BD. Se utiliza el Nivel I para la

condición del límite elástico, el Nivel II para los daños menores, el Nivel III como daños límites de reparación, el Nivel IV en la prevención de colapso y el Nivel V para el colapso; tal como se muestra en la Figura 3.5. Otros asocian estos niveles a estados límites de desempeño, quedando designados así: EL-0. Estado límite de funcionamiento pleno; EL-1. Estado límite de Servicio; EL-2. Estado límite de seguridad; EL-3. Estado Límite de capacidad; EL-4. Estado límite de ruina (Hernández, 1997).

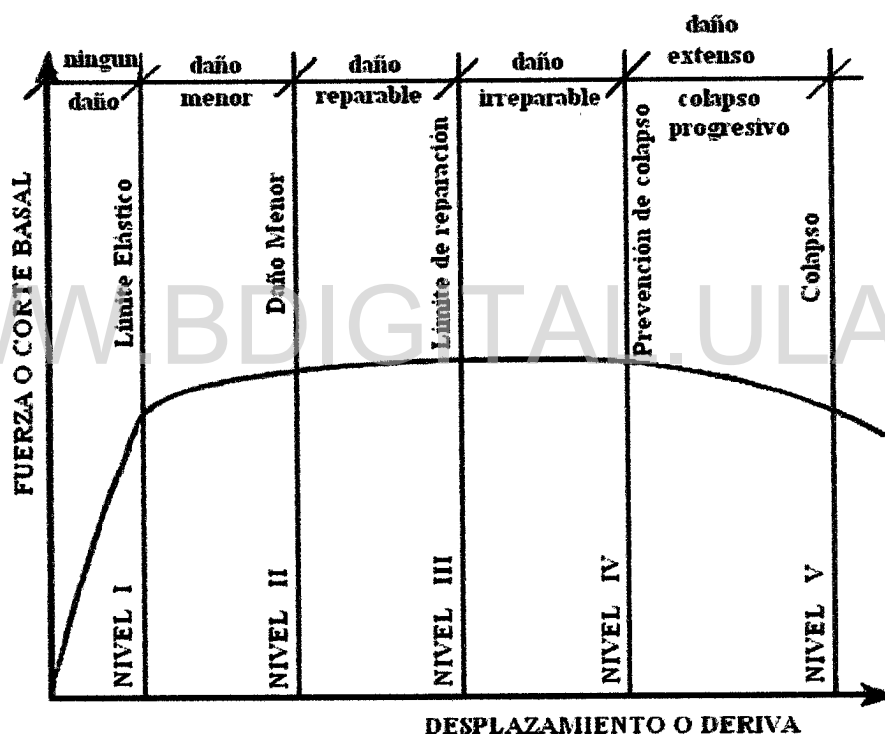


Figura 3.5. Curva de capacidad, niveles de desempeño y límites de daños.

La Tabla 3.1 muestra los criterios específicos para la estructura, aunque pueden establecerse otras características para los elementos que complementan el uso y la ocupación de la edificación para el desempeño global. Estos parámetros críticos sirven directamente al control del DS-BD y algunos de ellos pueden incorporarse en los códigos de diseños. (Hose et al, 2000; Ghobarah et al, 1997).

Licencia Creative Commons:

Los límites establecidos en la Tabla 3.1 se indican en las curvas *pushover*, y cuando se representan en espectros de capacidad deben corregirse con los factores de participación modal.

**Tabla 3.1.
Criterios para la evaluación del desempeño estructural
(Hose Et Al, 2000; Ghobarah Et Al, 1997).**

NIVEL	I	II	III	IV	V
Nivel de Desempeño	Agrietamiento	Cedencia del acero	Inicio de mecanismo	Mecanismo global	Degradación notable de resistencia
Descripción de los Daños	Grietas ligeras y visibles	Grietas	Grietas abiertas y pérdida de recubrimiento	Grietas muy anchas y mayor pérdida de recubrimiento	Deformaciones permanentes visibles
Índice de daños	0.05	0.14	0.40	0.60	Mayor de 0.60
Cuantificación del desempeño	Grietas menores de 0.3 mm.	Grietas menores de 1 mm.	Grietas entre 1 y 2 mm.	Grietas mayores de 2 mm.	Grietas anchas y profundas. Dilatación de los miembros.
Deriva entre pisos	0.005	0.011	0.023	0.046	> 0.060
Deriva del Tope	0.003	0.008	0.018	0.040	> 0.049

Para el presente trabajo, se toman los primeros tres (3) niveles de desempeño (Tabla 3.2); y el último considerado como el punto de colapso total de la estructura. Compara el comportamiento de los modelos estudiados con y sin tabiquería, para cada nivel de desempeño.

Tabla 2.2.
Criterios para la evaluación del desempeño estructural

NIVEL	I	II	III	IV
Nivel de Desempeño	Servicio	Daño moderado	Seguridad	Colapso total
Deriva del Tope	0.003	0.008	0.018	Desplaz. último

Para la torsión se establece como valor máximo 0.018, como la deriva que corresponde a la rotación máxima en el tope. En este trabajo solo se hace la consideración del Nivel de desempeño III o límite de seguridad.

3.2. DEMANDA SÍSMICA

Una vez obtenida la curva de capacidad, se procede a trasformarla en espectro de capacidad y a evaluar el comportamiento de las estructuras respecto al espectro de demanda. Este procedimiento se ajusta a la norma ATC-40, procedimiento B, el cual convierte el cálculo iterativo computacional de aceleraciones sísmicas y respuestas de desplazamiento, en sistemas elásticos equivalentes de un solo grado de libertad (Li Ying-min et al., 2006).

En el procedimiento para calcular una curva de capacidad, existen incertidumbres como:

1. Incertidumbre del modelo de análisis estructural, debido a la determinación del modelo de análisis estático elasto-plástico, selección de los modelos de los elementos, modelado de la curva de comportamiento y la simulación de los efectos de segundo orden.
2. Incertidumbre en la forma de la carga lateral. Las estructuras se comportan de manera diferente bajo diferentes rutas de cargas para diferentes demandas, lo cual es el principal problema en el método del espectro de capacidad y los

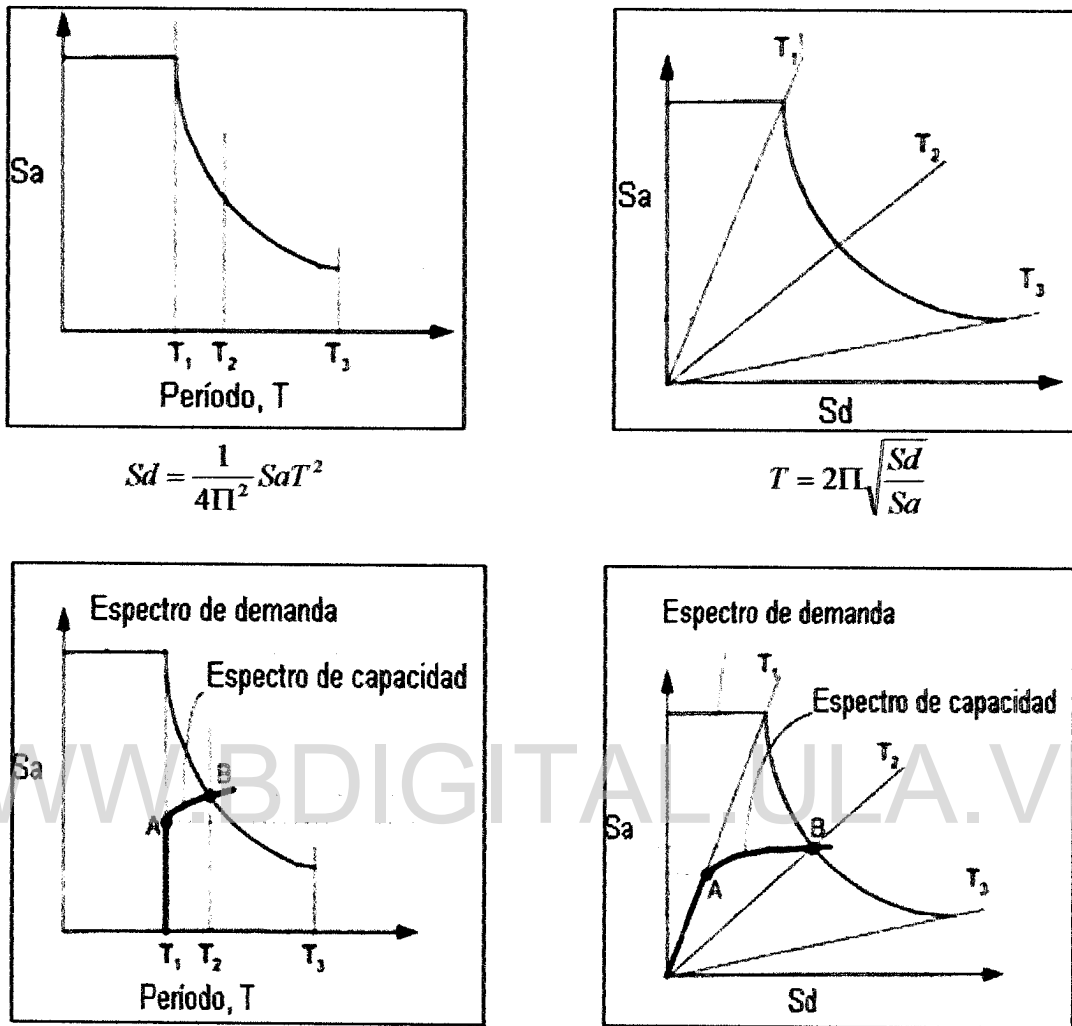
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

métodos de capacidad-demanda. En esta investigación la carga lateral tiene una forma triangular.

- 3 Incertidumbre en el criterio de falla estructural. En el análisis *pushover* el punto final depende de la curva de capacidad sobre el criterio de falla para un gran ángulo y no para el procedimiento de cálculo por sí mismo.
4. Incertidumbre del método equivalente de un sistema de un grado de libertad. Al convertir la *pushover* a espectro de capacidad, convierte el sistema de múltiples grados de libertad en un sistema simple. Distintos métodos que realizan estas transformaciones al ser evaluados para un mismo caso dan resultados diferentes.
- 5 Incertidumbre del modelo simplificado y el método para el espectro de capacidad. La estructura no lineal se transforma necesariamente en un sistema elástico equivalente para definir el espectro de demanda. Existen diferentes modelos para la linealización del espectro de capacidad que al ser evaluados presentan resultados muy distintos.

Las relaciones básicas de transformación de la curva de capacidad a espectros de capacidad y su interrelación con el espectro de demanda contenidas en ATC-40 (1996), son dadas en la Figura 3.6. Éstas se basan, principalmente, en la demanda de ductilidad. En este trabajo, la ductilidad viene dada por la relación aproximada $\mu=0.8R$, establecida en COVENIN 1756-2001, donde R es el factor de respuesta, que luego mediante un proceso iterativo, se ajusta de acuerdo con la intersección de los espectros de capacidad y de demanda.



$$Sd = \frac{1}{4\Pi^2} SaT^2$$

$$T = 2\Pi \sqrt{\frac{Sd}{Sa}}$$

Figura 3.6. Procedimiento de transformación a espectros de capacidad y demanda según ATC-40.

Las ecuaciones de transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad, son:

$$Sa = \frac{(V/W)}{\alpha} \quad (3.3)$$

donde:

Sa = pseudo-aceleración

V = corte basal

W = peso total de la estructura

α = Factor de participación de la masa

y el Pseudo-desplazamiento:

$$S_d = \Delta_{\text{tope}} / (\Gamma * \varphi_{1,\text{tope}}), \quad (3.4)$$

donde:

Δ_{tope} = Desplazamiento en el tope de la estructura.

Γ = factor de participación del primer modo normalizado con respecto a la masa.

$\varphi_{1,\text{tope}}$ = Desplazamiento modal en el tope.

3.3. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL CON HISTORIA DE ACELERACIONES

El análisis dinámico no lineal en 3D, empleando el método paso a paso, se ejecuta mediante el programa Canny-W. La integración numérica que resuelve la ecuación de movimiento es llevada a cabo asumiendo que el “input de movimiento” es lineal y que:

- Las relaciones entre las fuerzas y los desplazamientos resultantes, son no lineales;
- Hay relación de compatibilidad de los desplazamientos en las juntas;
- Existe una relación de equilibrio de fuerzas (inercia, amortiguamiento, resistencia y fuerzas externas) en las juntas; y
- Existe una relación diferencial entre las funciones de respuestas dependientes del tiempo (aceleraciones, velocidades y desplazamientos).

En cada paso, los desplazamientos del elemento son determinados de los desplazamientos en el nodo correspondiente a través de la condición de compatibilidad, y las fuerzas del elemento son calculadas a partir de los desplazamientos bajo la suposición de la relación no lineal durante el paso.

Para la resolución de la ecuación de movimiento del sistema con múltiples grados de libertad (MGDL), se emplea el método Beta de Newmark. La ecuación de movimiento del sistema se puede expresar como:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{a\} + \{f\} \quad (3.5)$$

donde $[M]$ = matriz de masa, $[K]$ = matriz de rigidez, $\{\ddot{X}\}$ = vector aceleración relativa, $\{\dot{X}\}$ = vector de velocidad relativa, $\{X\}$ = vector de desplazamiento relativo, $\{a\}$ = aceleración del sistema coordinado relativo (aceleración del sismo), y $\{f\}$ = carga externa que varía en el tiempo.

La matriz de masa se trata como una constante, y las demás matrices y vectores son dependientes del tiempo empleado el amortiguamiento de Rayleigh con cualquier otro tipo de amortiguamiento, la matriz $[C]$, queda:

$$[C] = a_m [M] + a_o [K_o] + a_k [K] + [C^e] + [C^v] \quad (3.6)$$

donde:

a_m = factor de amortiguamiento proporcional a la matriz de masa.

a_o = factor de amortiguamiento proporcional a la matriz de rigidez inicial.

a_k = factor amortiguamiento proporcional a la matrices de rigidez dependiente del tiempo.

$[C^e]$ = factor de amortiguamiento proporcional a la rigidez del elemento y

$[C^v]$ = matriz de amortiguamiento dependiente de la velocidad (amortiguamiento del elemento).

En el paso $t + \Delta t$. la ecuación de movimiento es:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

$$\begin{aligned}
 [M] \int_0^{t+\Delta t} \{\ddot{dX}\} + (a_m [M] + a_o [K_o]) \int_0^{t+\Delta t} \{dX\} + a_k \int_0^{t+\Delta t} [K] \{dX\} + \int_0^{t+\Delta t} [C^e] \{dX\} \\
 + \int_0^{t+\Delta t} [K] \{dX\} = [M] \int_0^{t+\Delta t} \{da\} + \int_0^{t+\Delta t} \{df\}
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

Debido a que se emplea el amortiguamiento de Rayleigh, la matriz C, queda reducida a $C = a_m M + a_k K$ para generarla hay que calcular los factyores a_m y a_k , los cuales dependen de la frecuencia circular (ω) primer modo de vibración de la estructura y un segundo modo diferente al primero. Se calcula usando las siguientes ecuaciones:

$$a_m = 2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \tag{3.8}$$

$$a_k = 2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \tag{3.9}$$

donde:

$h_1 = h_2 =$ constante de amortiguamiento igual a 0.05.

3.4. SELECCIÓN DE LOS SISMOS

Se escogen dos registros acelerográficos, provenientes de fuente cercana, con predominio de períodos cortos, y además un sismo sinusoidal de 0.33g amplitud. Este sismo artificial tiene el mismo período que el fundamental de la estructura. Los acelerogramas corresponden a registros obtenidos para condiciones locales del suelo que cumplen con la tipificación de roca o suelo firme que conlleva a una clasificación Tipo S1 de la norma venezolana COVENIN 1756-2001. Los espectros de respuesta de aceleración para un porcentaje de amortiguamiento crítico de 5%. Las figuras 3.7, 3.8, 3.9 y 3.10 muestran los acelerogramas de los sismos seleccionados, junto con los espectros de respuesta correspondientes. Se indica el rango de períodos sobre el cual se ubican las estructuras analizadas.

Las características generales de los registros se muestran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3.
Características de los registros sísmicos seleccionados

Características	Sismo 1	Sismo 2
Sismo	Imperial Valley 1979	Sinusoidal - F. Cercana
Localidad de registro	Aeropuerto Mexicali	Sasani - Bertero
Aceleración máxima	0.33 g	0.33 g
Magnitud	Mw = 6.5	Periodo estructural
Distancia Epicentral	4.3 Km	

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

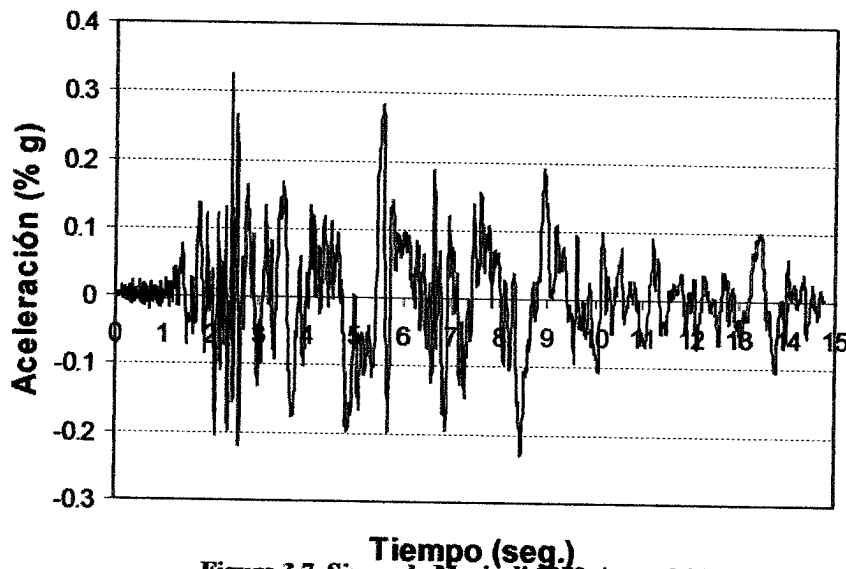


Figura 3.7. Sismo de Mexicali 1979- $A_{\text{máx}} = 0.33 \text{ g}$.

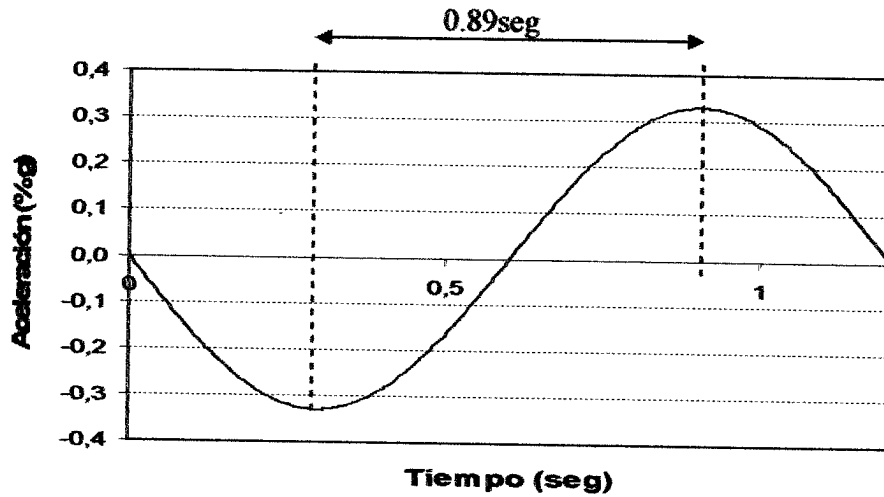


Figura 3.8. Sismo Sinusoidal Modelo 6NR- $A_{m\acute{a}x} = 0.33$ g.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

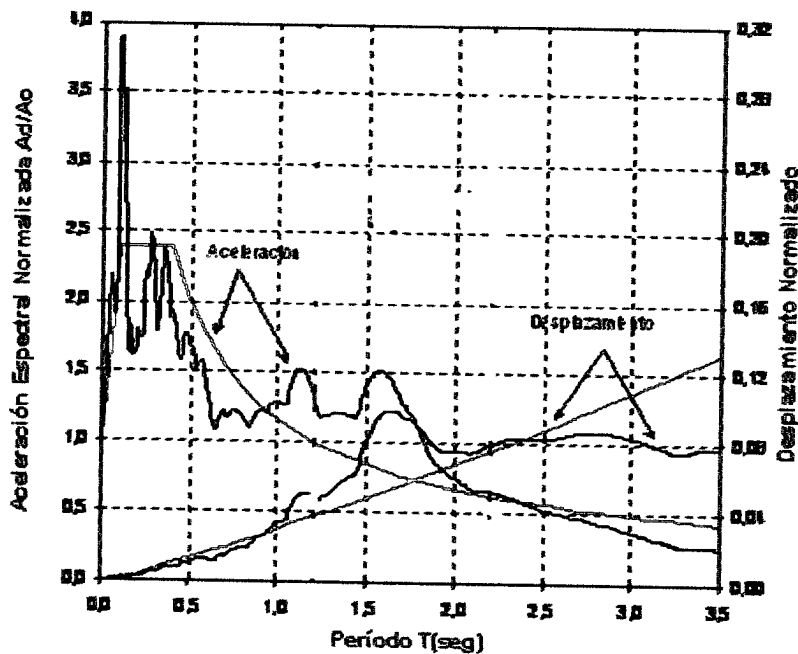


Figura 3.9.-Espectros de aceleración y desplazamiento Sismo de Mexicali, 1979.

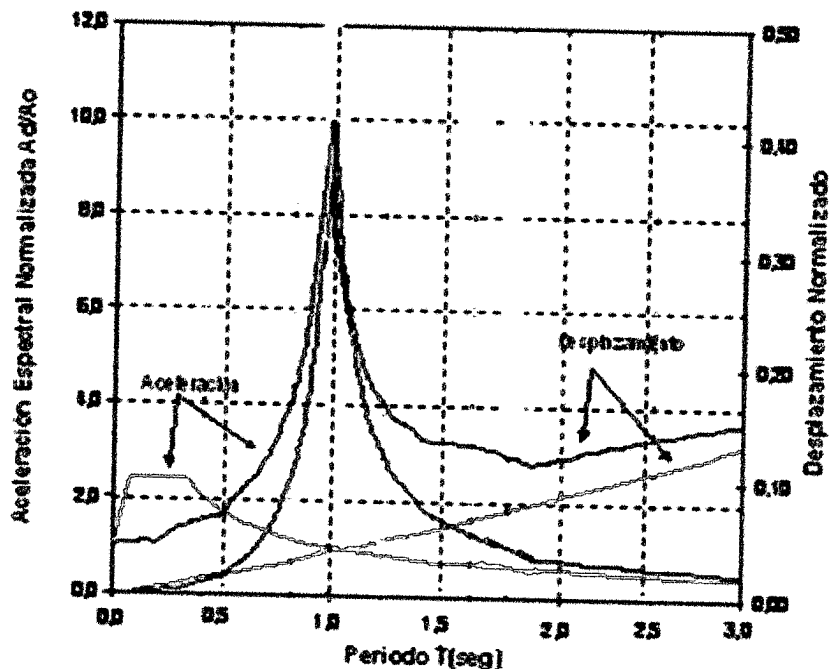


Figura 3.10.-Espectros de aceleración y desplazamiento, sismo sinusoidal para edificación de 6 pisos

3.5. DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE RIGIDEZ POR PISO Y CENTRO DE RESISTENCIA EN EL ÚLTIMO NIVEL

La rigidez de piso se determina mediante un análisis estático relacionando cortes (V) y derivas (δ) por piso para cada pórtico. Luego, una vez calculadas las rigideces por pórtico y por piso (K_{ij}), se determina el centro de rigidez por medio de la ecuación 3.10 y representado en la Figura 3.13:

$$Ck_{ix} = (\sum K_{ij} * X_{ij}) / \sum k_{ij} \quad \text{Centro de rigidez por piso} \quad (3.10)$$

$K_{ij} = V_{ij} / \delta_{ij}$ Rigidez de piso

V_{ij} = Corte de piso

δ_{ij} = Deriva de piso

i = nombre del pórtico

j = número del piso.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

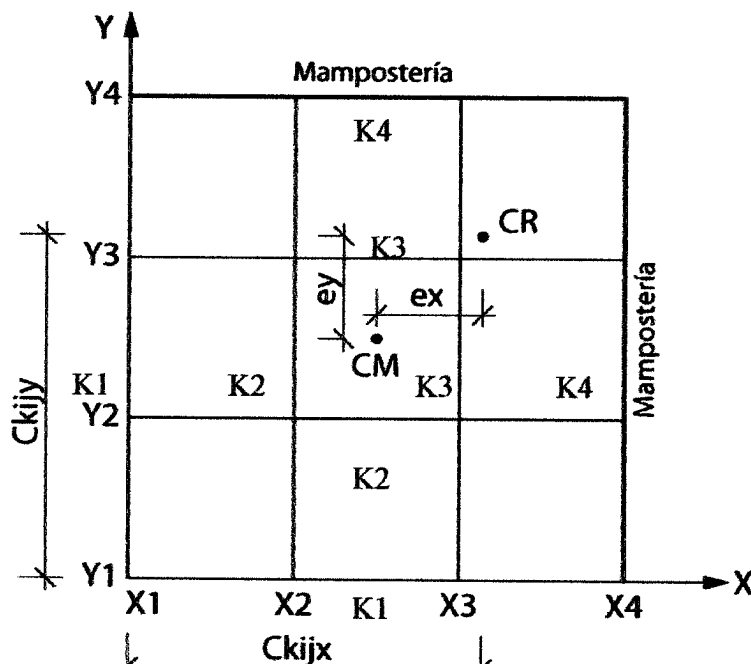


Figura 3.11. Representación del centro de rigidez

En Apéndice A, B y C se dan los valores de rigideces para cada piso y para cada pórtico de las edificaciones irregulares, resultado del análisis desarrollado en el programa IP-3.

Los valores de centro de rigidez y excentricidades desde el centro de masa se representan en las Figuras 3.11 y 3.12, a partir de los valores dados en las tablas 3.4, 3.5 y 3.6.

Tabla 3.4.
Centro de Rigidez por piso C_{kij} , excentricidad en metros. Edificación 6PCM.

Piso	$K2 \cdot X2$	$K3 \cdot X3$	$K4 \cdot X4$	$\sum K_{ij} \cdot X_{ij}$	$C_{k_{ij}}$
1	100000000	200000000	1605456000	1905456000	14.03
2	51286153.8	102572308	777600000	931458462	13.92
3	36000000	72000000	615342857	723342857	14.11
4	37500000	75000000	758000000	870500000	14.77
5	36664000	73328000	466740000	576732000	13.90
6	30000000	60000000	369360000	459360000	13.57

Excentricidad para el piso 6= 4.57m.

Centro de Masa CM = 9.00m.

Licencia Creative Commons:

Así mismo, como las tablas dadas para la edificación de 6 pisos, también se representan más abajo para las edificaciones de 12 y 18 pisos irregulares.

Tabla 3.5.
Centro de rigidez por piso, excentricidad en metros. Edificación 12PCM.

X(m)	0	6	12	18	
Excentricidad para el piso 12=		4.00m	CM=9.00m		
Piso	K2*X2	K3*X3	K4*X4	$\Sigma K_{ij} * X_{ij}$	Ck _{ij}
1	288888889	577777778	2599650000	3466316667	12.57
2	145281509	290563019	1305066667	1740911195	12.71
3	107142857	214285714	1071556364	1392984935	12.99
4	90000000	180000000	964603636	1234603636	13.14
5	75554666.7	151109333	875029091	1101693091	13.25
6	70000000	140000000	802407273	1012407273	13.21
7	51818181.8	103636364	729972000	885426545	13.55
8	45453818.2	90907636.4	591876000	728237455	13.33
9	35000000	70000000	522360000	627360000	13.49
10	33000000	66000000	465345000	564345000	13.14
11	32856000	65712000	244260000	342828000	11.70
12	24000000	48000000	302760000	374760000	13.00

Tabla 3.6.

Centro de rigidez por piso, excentricidad en metros. Edificación 18PCM.

X(m)	0	6	12	18	
Excentricidad para el piso 18=		3.01	CM = 9.00m		
Piso	K2*X2	K3*X3	K4*X4	$\Sigma K_{ij} * X_{ij}$	Ck _{ij}
1	570000000	1140000000	3782010000	5492010000	11.09
2	242856000	485712000	1872000000	2600568000	11.54
3	210000000	420000000	1645821818	2275821818	11.59
4	165000000	330000000	1429260000	1924260000	11.89
5	178888000	357776000	1548840000	2085504000	11.89
6	141818182	283636364	1519200000	1944654545	12.52
7	136363636	272727273	932028000	1341118909	11.18
8	109999385	219998769	1307898000	1637896154	12.83
9	122727273	245454545	804276000	1172457818	11.06
10	90000000	180000000	1098054000	1368054000	12.91
11	89230153.8	178460308	646236000	913926462	11.36
12	105000000	210000000	862362000	1177362000	11.61
13	46500000	93000000	685746000	825246000	13.38
14	39999600	79999200	369564000	489562800	12.10
15	66000000	132000000	432018000	630018000	11.06
16	51000000	102000000	314478000	467478000	10.88
17	35001600	70003200	368892000	473896800	12.48
18	18000000	36000000	161955000	215955000	12.01

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

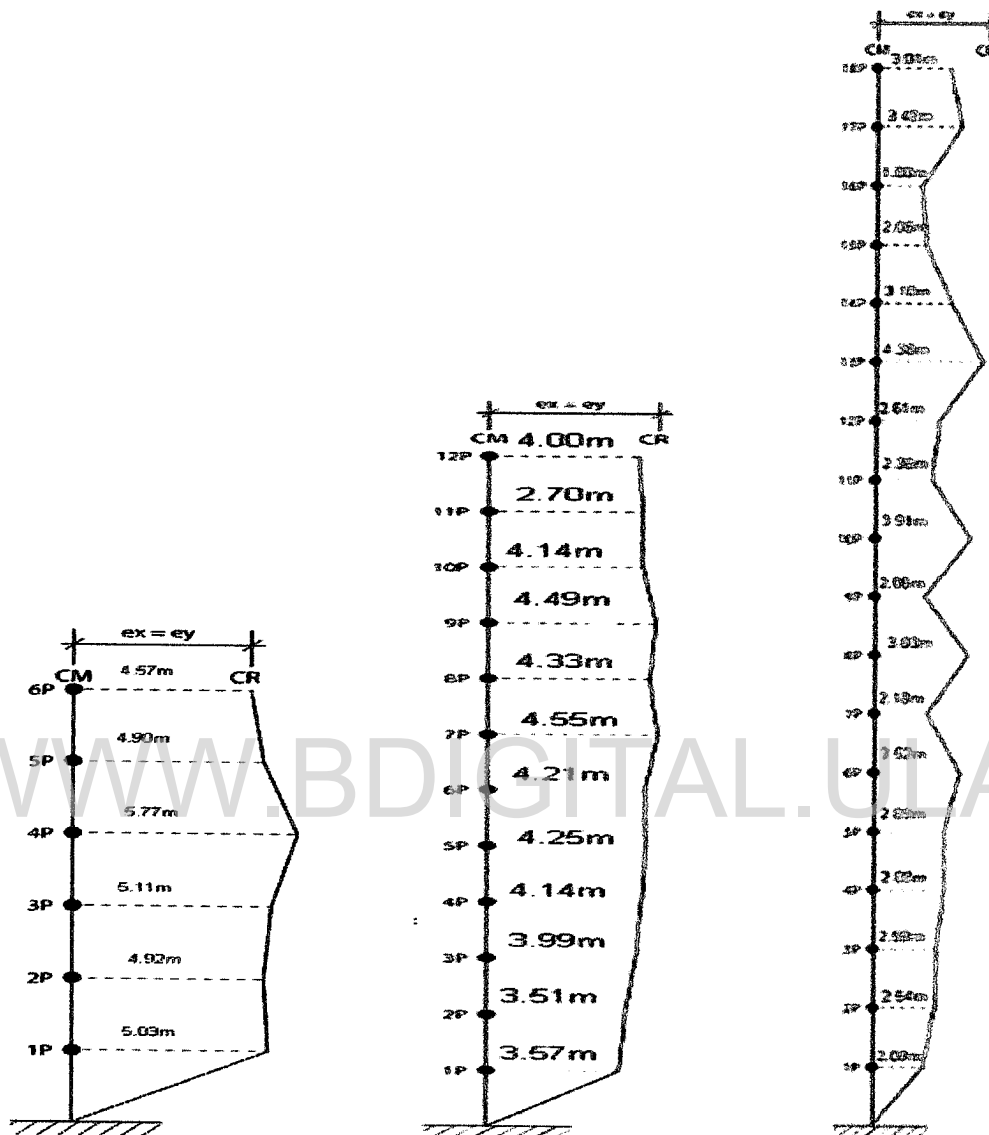


Figura 3.12. Representación del centro de rigidez a partir del centro de masa para las edificaciones de 6, 12 y 18 pisos con mampostería.

3.6. COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS MODAL DE LA EDIFICACIÓN IRREGULAR RESPECTO A LA REGULAR

Este análisis se realiza bajo las normas sismorresistentes venezolanas Covenin 1756-2001. Se tomaron los modos predominantes, tanto para las edificaciones irregulares, como para las regulares.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

Tabla 3.7.
Propiedades de los modos de vibración para la edificación regular de 6 pisos

Modo	ω^2 Frecuencia Natural	T Período	Factor de participación modal		Factor de participación de la masa	
			Γ_X	Γ_Y	β_X	β_Y
1	7.06	0.89	0	265.53	0	0.7672
2	7.06	0.89	265.53	0	0.7672	0
3	13.08	0.48	0	0	0	0
4	39.26	0.16	0	104.58	0	0.1190

Tabla 3.8.
Propiedades de los modos de vibraciones para a edificación regular de 12 pisos

Modo	ω^2 Frecuencia Natural	T Período	Factor de participación modal		Factor de participación de la masa	
			Γ_X	Γ_Y	β_X	β_Y
1	3.98	1.58	0	374.60	0	0.6819
2	4.00	1.57	375.09	0	0.68371	0
3	4.8	1.30	0	0	0	0
4	8.99	0.70	0	-173.82	0	0.1468

Tabla 3.9
Propiedades de los modos de vibración para la edificación regular de 18 pisos

Modo	ω^2 Frecuencia Natural	T Período	Factor de participación modal		Factor de participación de la masa	
			Γ_X	Γ_Y	β_X	β_Y
1	2.85	2.2	0	490.83	0	0.6609
2	2.92	2.15	486.61	0	0.6496	0
3	3.39	1.85	0	0	0	0
4	4.91	1.28	0	235.12	0	0.1516

El modo predominante para las edificaciones regulares es traslacional, con un período igual a 0.64 seg, 1.58 y 2.2, para las edificaciones de 6, 12 y 18 pisos, respectivamente; lo que refleja un comportamiento acorde a su configuración (Tablas 3.7, 3.8 y 3.9).

A estas edificaciones se les incorpora la mampostería que la transforma en edificaciones irregulares en planta, y se realiza el nuevo análisis. Así se tienen los períodos y factores de participación modal y de masa mostrados en las tablas 3.10, 3.11 y 3.12.

Tabla 3.10.
Propiedades de los modos de vibración para la edificación irregular de 6 pisos.

Modo	ω^2 Frecuencia Natural	T Período	Factor de participación modal		Factor de participación de la masa	
			Γ_x	Γ_y	β_x	β_y
1	9.82	0.64	165.07	-165.07	0.2926	0.2926
2	34.91	0.18	195.23	195.23	0.4093	0.4093
3	157.07	0.04	-69.73	69.73	0.0525	0.0525
4	314.16	0.02	-93.85	93.85	0.0946	0.0946

Tabla 3.11
Propiedades de los modos de vibración para la edificación irregular de 12 pisos.

Modo	ω^2 Frecuencia Natural	T Período	Factor de participación modal		Factor de participación de la masa	
			Γ_x	Γ_y	β_x	β_y
1	5.11	1.23	234.00	-235.63	0.2633	0.2670
2	8.59	0.73	277.89	276.13	0.3714	0.3667
3	14.20	0.44	114.34	-114.67	0.0628	0.0632
4	15.05	0.41	-129.93	129.91	0.0811	0.0811

Tabla 3.12
Propiedades de los modos de vibración para la edificación irregular de 18 pisos.

Modo	ω^2 Frecuencia Natural	T Período	Factor de participación modal		Factor de participación de la masa	
			Γ_X	Γ_Y	β_X	β_Y
1	3.83	1.64	296.90	-322.90	0.2420	0.2862
2	5.03	1.25	367.71	346.20	0.3712	0.3290
3	7.48	0.84	-172.41	175.95	0.0816	0.0849
4	8.38	0.75	-137.70	136.33	0.0520	0.0510

Tal como puede verse, los períodos de los modos se reducen debido al acoplamiento del modo de torsión. Este efecto torsional es compatible con el hecho de que la estructura se rigidiza con la presencia de la tabiquería y se acopla a los modos traslacionales de la estructura regular. La evidencia la da la igualdad de los factores de participación en los dos primeros modos (Figuras 3.13, 3.14 y 3.15).

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

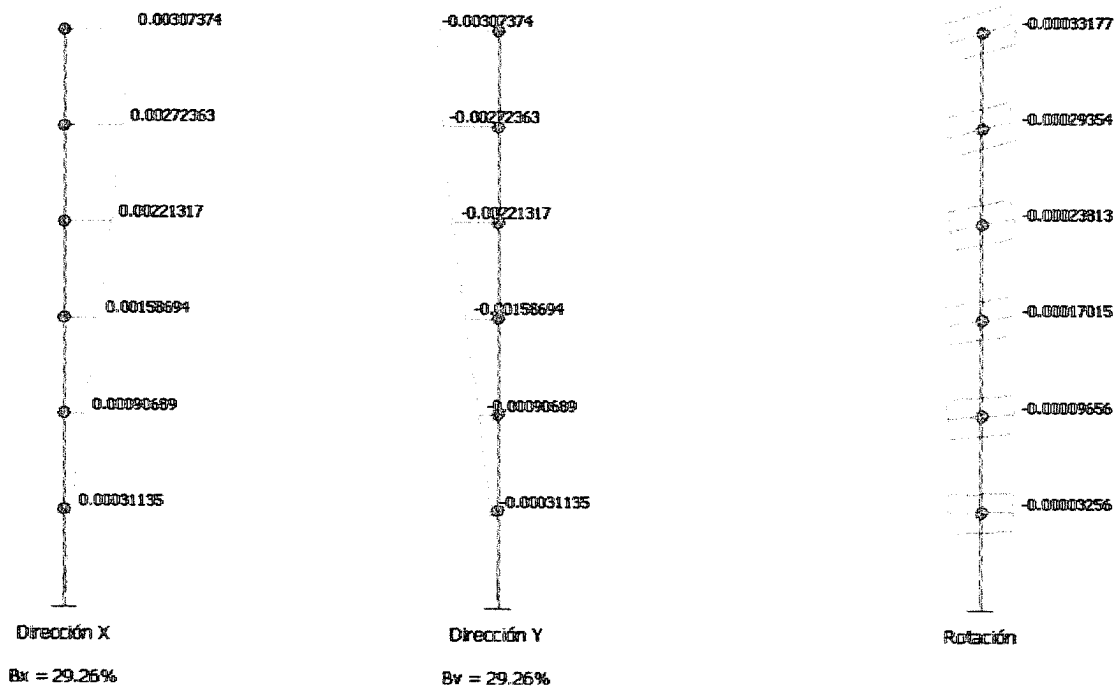


Figura 3.13. Amplitudes relativas de desplazamiento del Modo 1. Modelo 6PCM.

CAPÍTULO III. ANÁLISIS TEÓRICO DEL MODELO COMPUTACIONAL

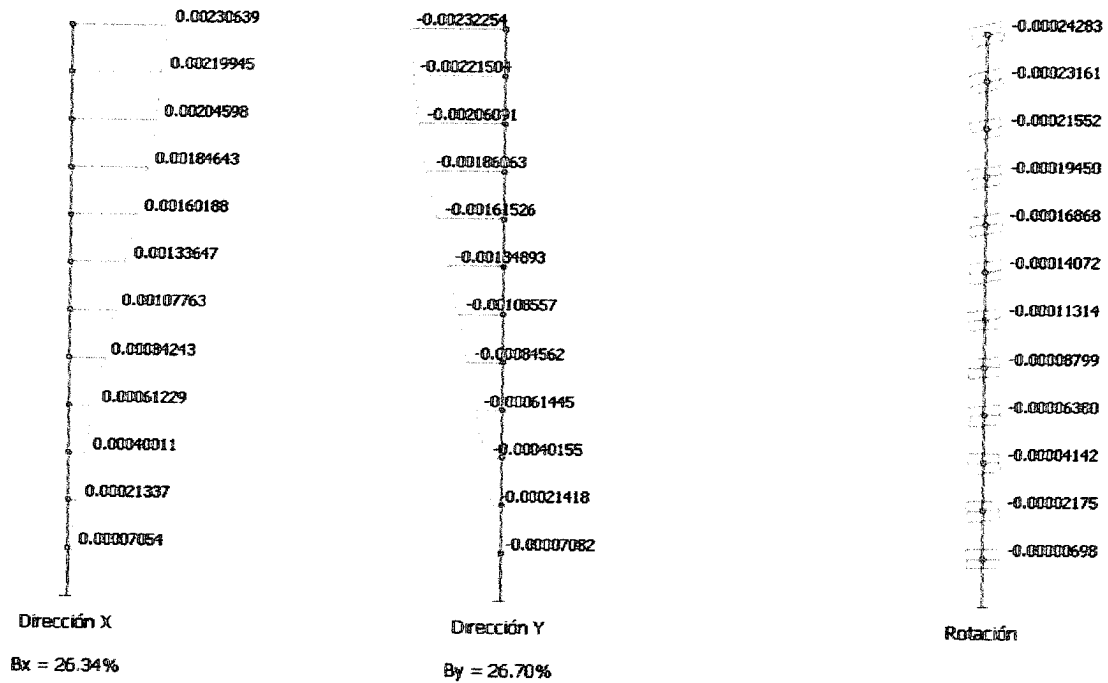


Figura 3.13. Amplitudes relativas de desplazamiento del Modo 1. Modelo 12PCM.

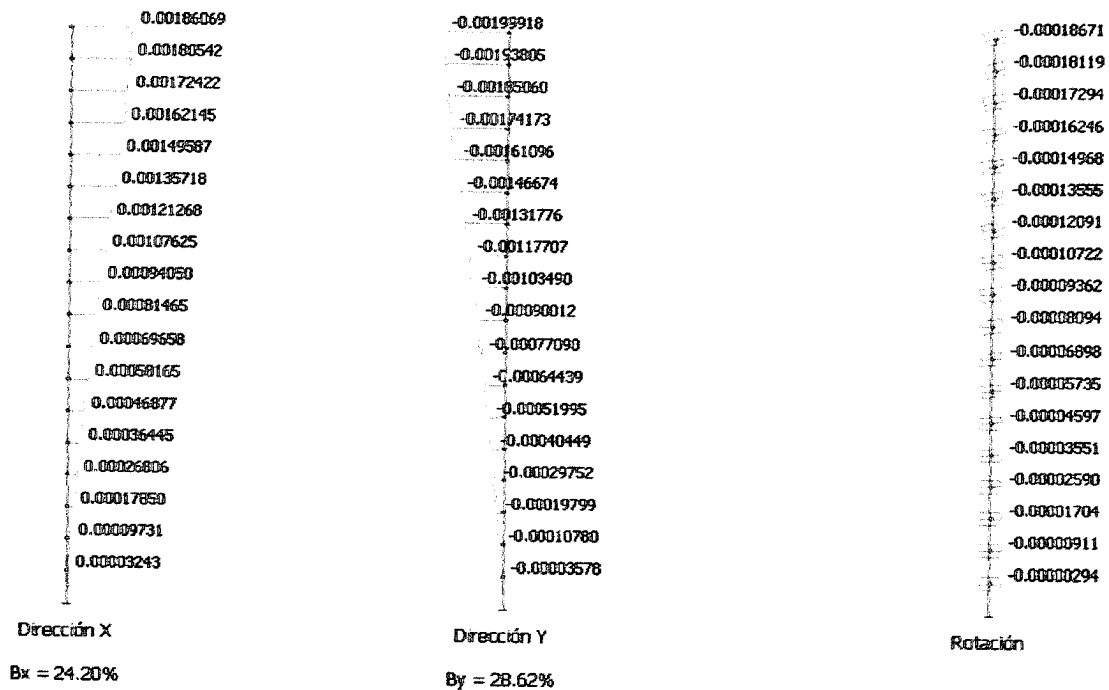


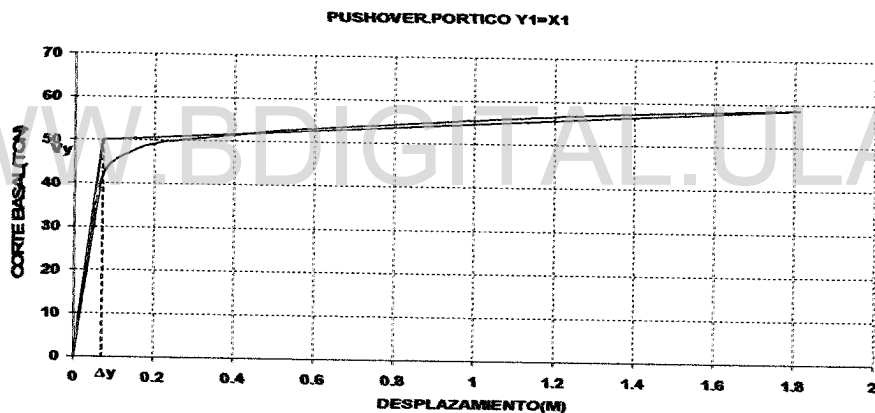
Figura 3.13. Amplitudes relativas de desplazamiento del Modo 1. Modelo 18PCM.

Licencia Creative Commons:

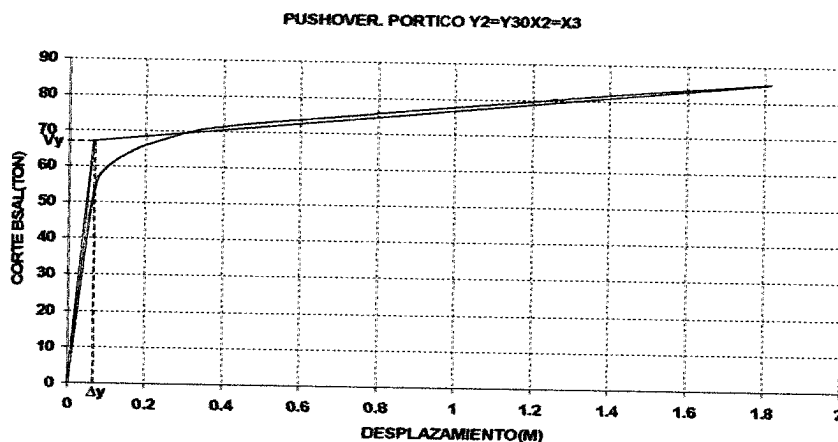
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

3.7. CURVAS DE CAPACIDAD Y CENTRO DE CORTANTE

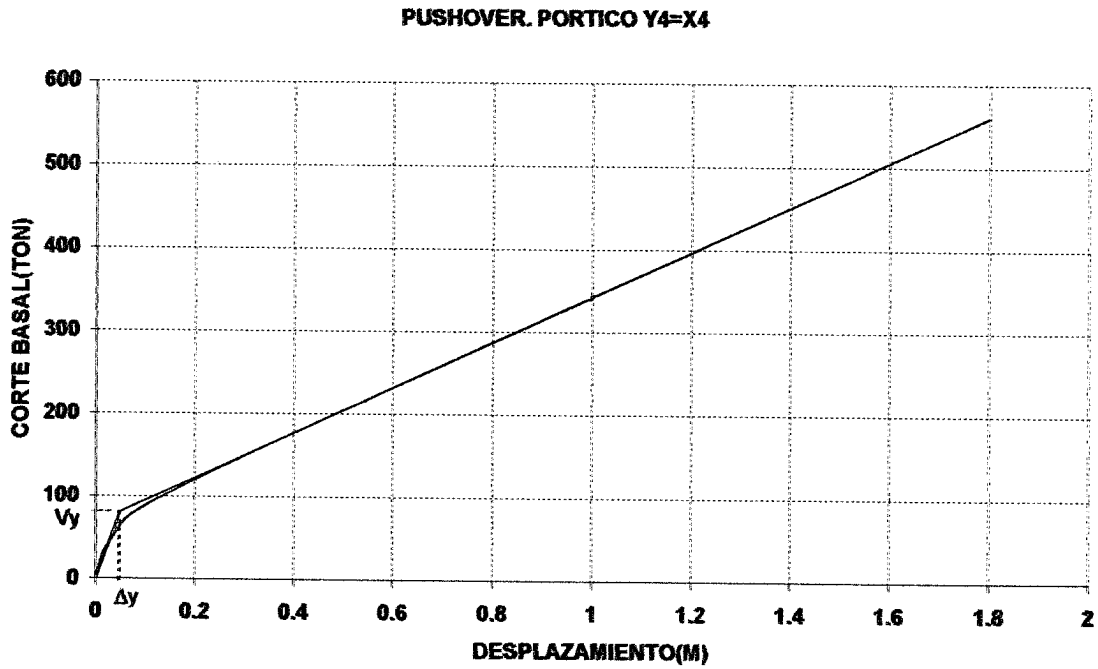
Para la determinación del centro de cortante en el último nivel para cada edificación, se utiliza el programa Canny-W. Se ejecuta el análisis pushover y se determina la curva de capacidad para cada pórtico y para cada edificación (Figuras 3.16, 3.18 y 3.20). Se transforma luego en una curva bilineal, mediante el criterio de áreas iguales, para obtener el corte cedente y el desplazamiento cedente. Se toma como eje de referencia el pórtico Y1 y el pórtico X1 en su intersección con el origen (Figura 3.11). Con el valor del corte cedente, se determina el centro de cortante haciendo uso de la ecuación 3.10 de centroides de áreas planas, utilizada en el cálculo de centro de rigideces (Figuras 3.17, 3.19 y 3.21).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.16. (a), (b) y (c). Curva *pushover* para cada pórtico. Edificación irregular de 6 pisos

Pórtico	Cortante(ton) en piso 6
Y1	50
Y2	67
Y3	67
Y4	80,7

Cv=Centro de Cortante

10.04m

CM=Centro de Masa

9.00m

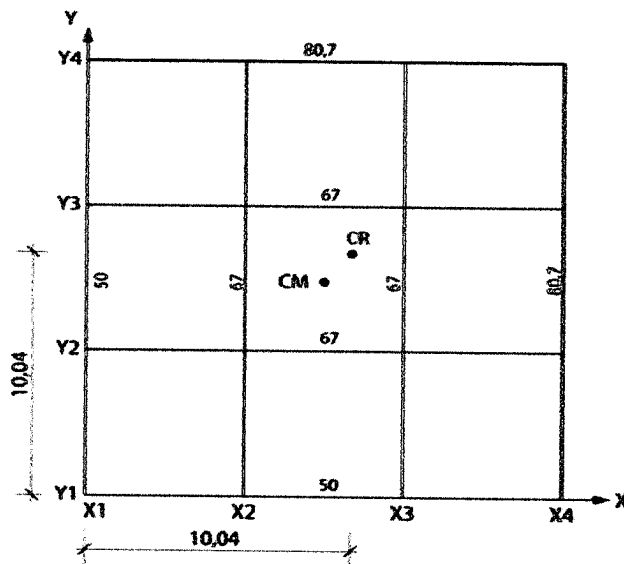
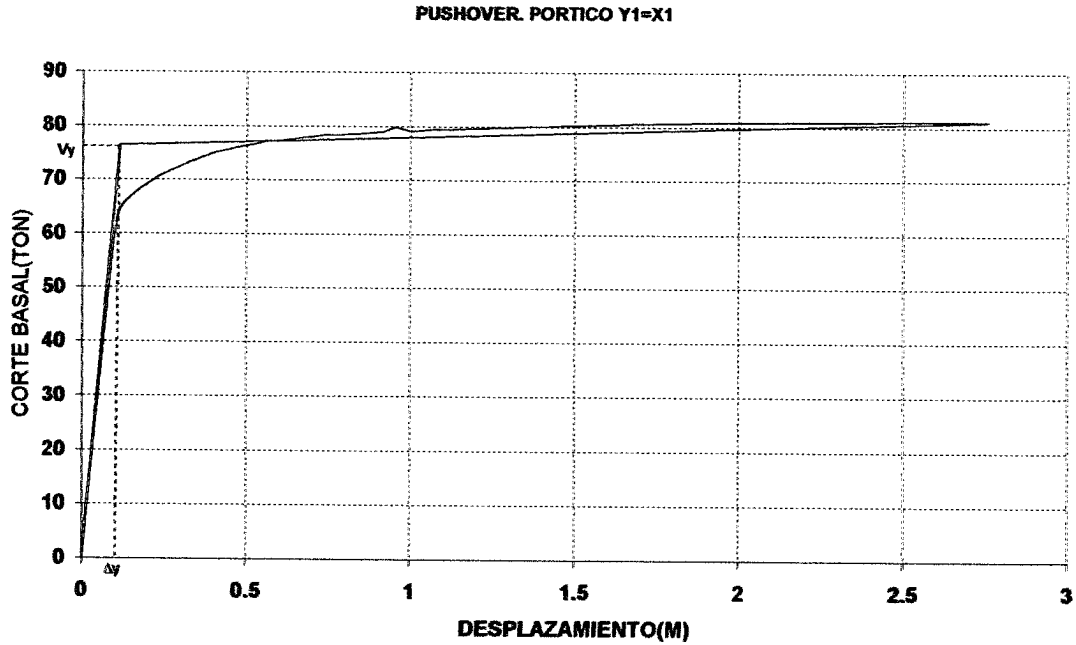
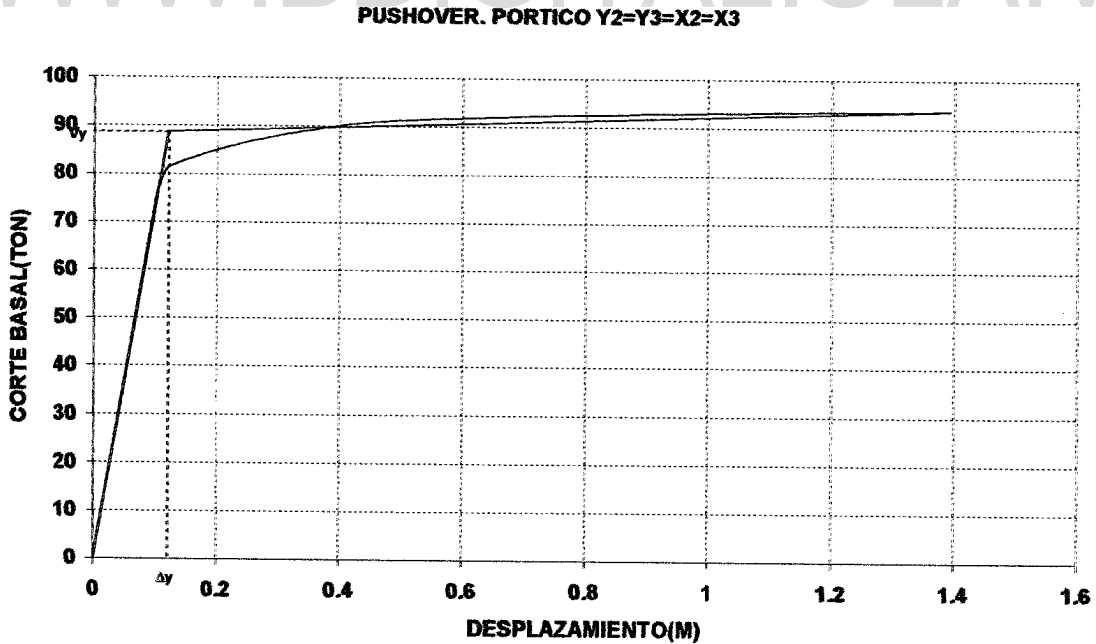


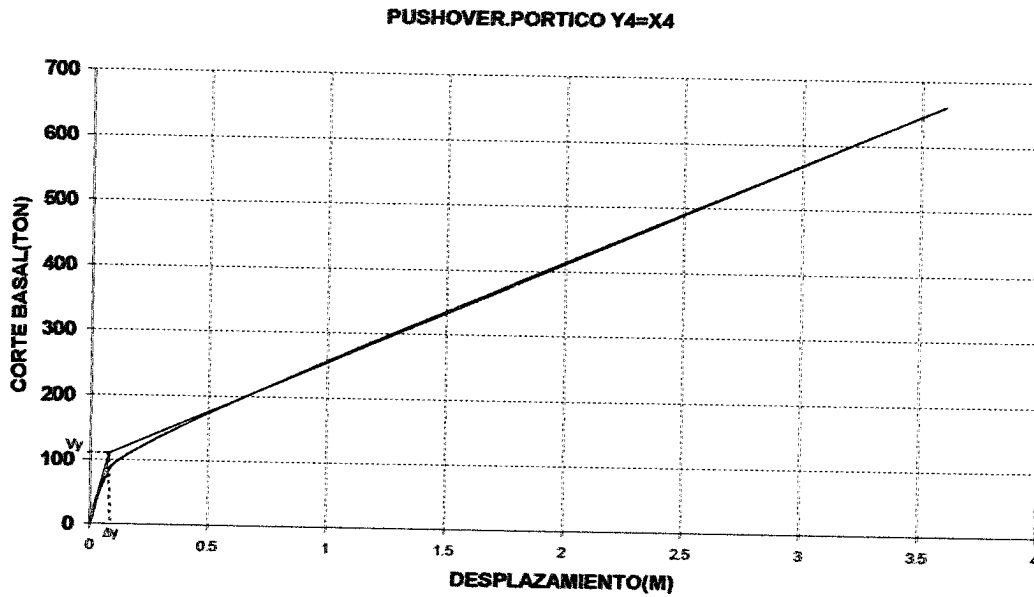
Figura 3.17. Representación del cortante para cada pórtico y centro de resistencia.
Edificación irregular de 6 pisos



(a)



(b)



(c)

Figura 3.18. (a), (b) y (c). Curva *pushover* para cada pórtico. Edificación irregular de 12 pisos

Pórtico	Cortante (ton) en piso 12
Y1	81,07
Y2	88,7
Y3	88,7
Y4	107,5

Ov=Centro de Cortante 12 piso=
9.65m

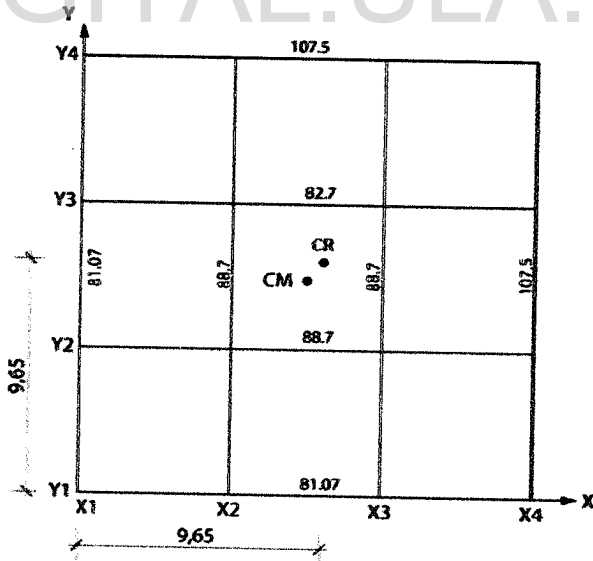
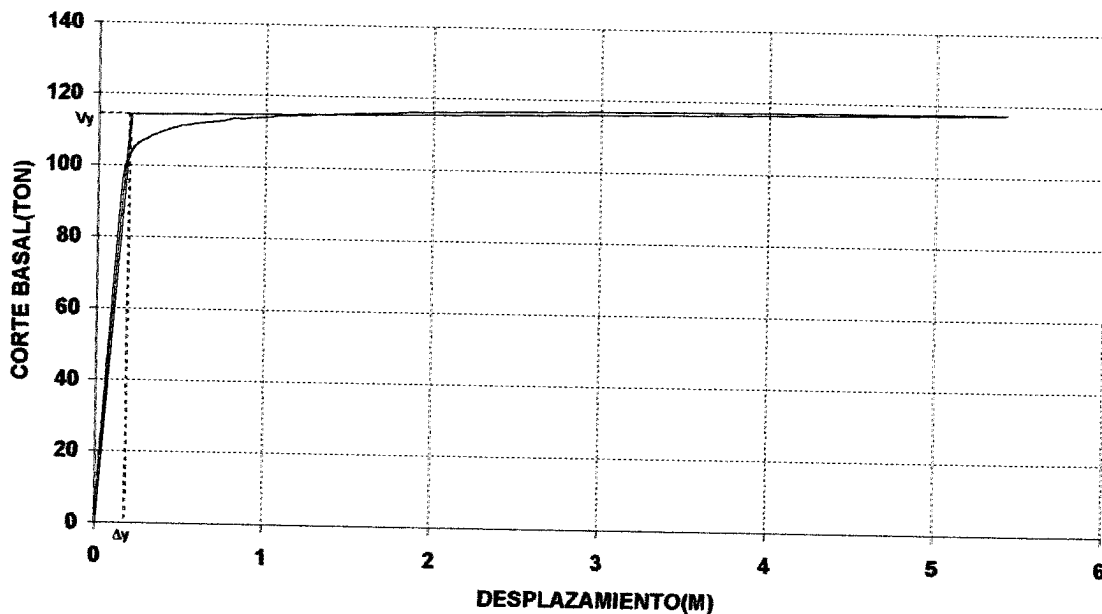


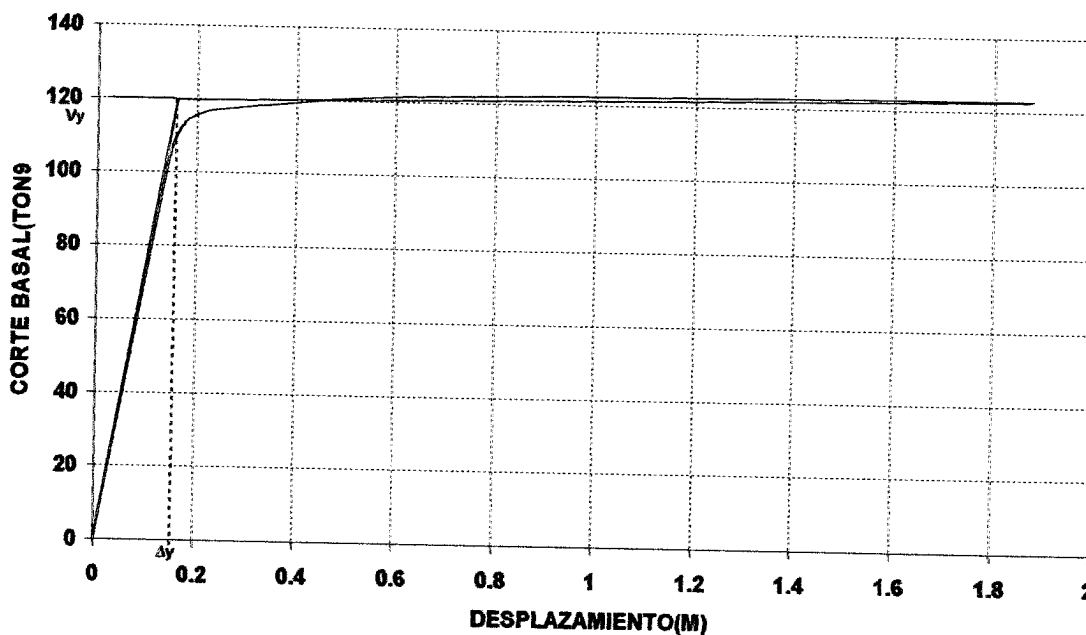
Figura 3.19. Representación del cortante para cada pórtico y centro de resistencia. Edificación 12PCM.

PUSHOVER. PORTICO Y1=X1



WWW.BDIGITAL.ULA.VE (a)

CORTE CEDENTE. PORTICO Y2=Y3=X2=X3

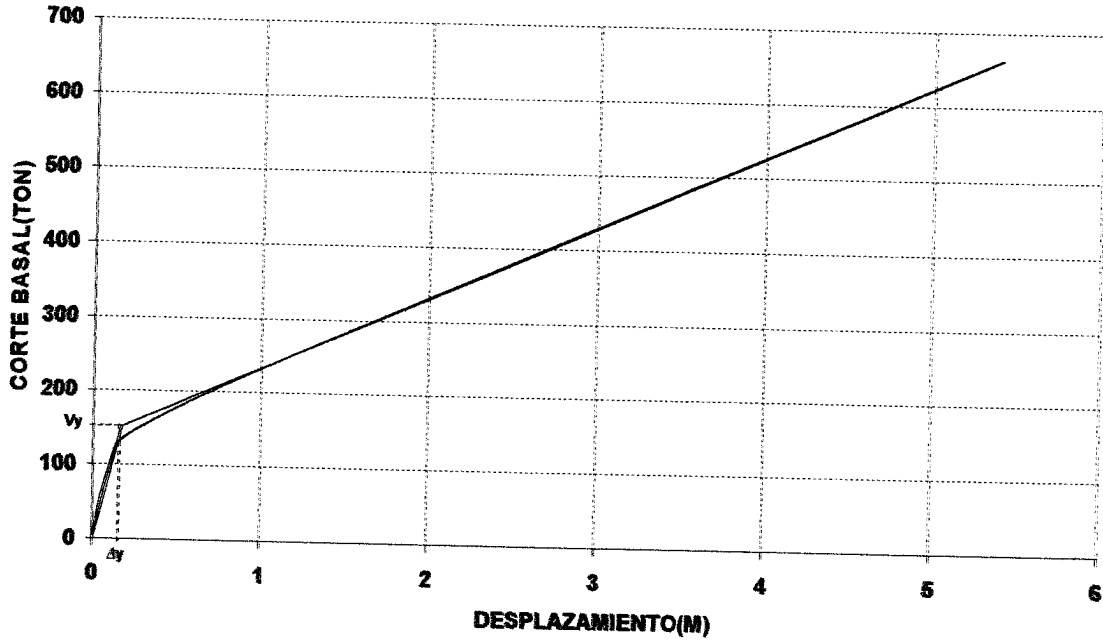


(b)

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

PUSHOVER. PORTICO Y4=X4



(c)

Figura 3.20. (a), (b) y (c). Curva *pushover* para cada pórtico. Edificación 18PCM

Pórtico	Cortante(ton) en piso 18
Y1	114,3
Y2	122,8
Y3	122,8
Y4	154,1

C_v =Centro de Cortante 18 piso=
9.7m C_M =9.00m

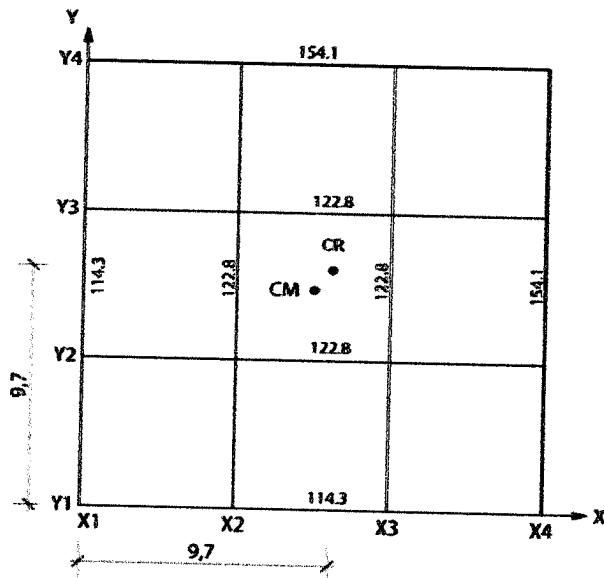


Figura 3.21- Representación del cortante para cada pórtico y centro de resistencia. Edificación 18PCM.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

Finalmente, se tiene la ubicación del centro de masa, centro de cortante y centro de rigidez representados en planta, como se muestra en la Figura 3.22.

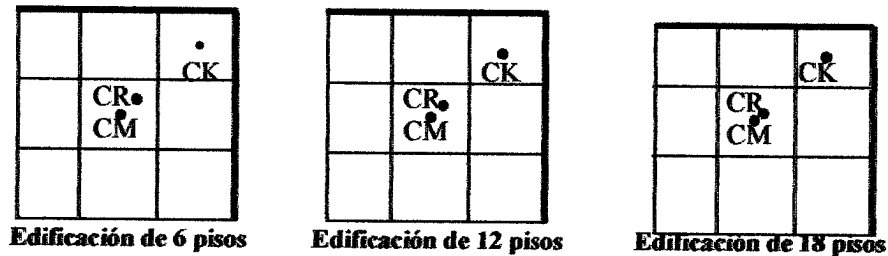


Figura 3.22. Ubicación del centro de masa, centro de resistencia y centro de rigidez para cada edificación irregular

La excentricidad entre el centro de resistencia CV y el centro de rigidez CR(e_{CV-CR}) está dado en la Tabla 3.13.

Tabla 3.13. Excentricidad CV-CR para las edificaciones 6PCM, 12PCM y 18PCM

Edificación irregular	Centro de Rigidez(m)	Centro de resistencia(m)	$e_x=e_y$ (m)	e_{CR-CK} (m)
6 Pisos	13.57	10.04	3.53	4.99
12 Pisos	13	9.65	3.35	4.74
18 Pisos	12.01	9.7	2.31	3.27

Como la excentricidad es igual en dirección X y en dirección Y, el momento torsor M_j es igual en ambas direcciones y está dado por el producto de las fuerzas cortantes V_{jy} de piso vertical por ésta excentricidad para el último nivel donde se hace la evaluación.

$$M_j = V_{jy} * e_x \quad 3.11$$

j= nivel de piso

De manera general, se tiene un momento torsor dado por la fuerza resistente en la dirección de aplicación de la carga para el análisis pushover diagonal ubicada en el

centro de rigidez, y un brazo torsor dado por la excentricidad entre el centro de resistente y el centro de rigidez.

$$M_j = V_{jy} * e_{CV-CR} \quad 3.12$$

Estos momentos torsores puede determinarse durante la aplicación de la pushover en cada paso de carga dado, de manera que pueda representarse bajo una pushover de torsión (momento-giro) como se verá en el análisis de los resultados.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS Y RESULTADOS

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

4.1.1. Capacidad estructural en edificios de 6 pisos.

Este análisis se realiza con la aplicación del patrón de carga en sentido horizontal y diagonal para la obtención de la curva de capacidad de las edificaciones con y sin mampostería, tal como se muestra en la Figura 4.1. El propósito es representar el mapa de rotulación que se produce en las vigas, las columnas y la mampostería del grupo de edificaciones modeladas, y los efectos torsionales que puede conllevar la aplicación de la carga en sentido diagonal cuando se compara con la horizontal.

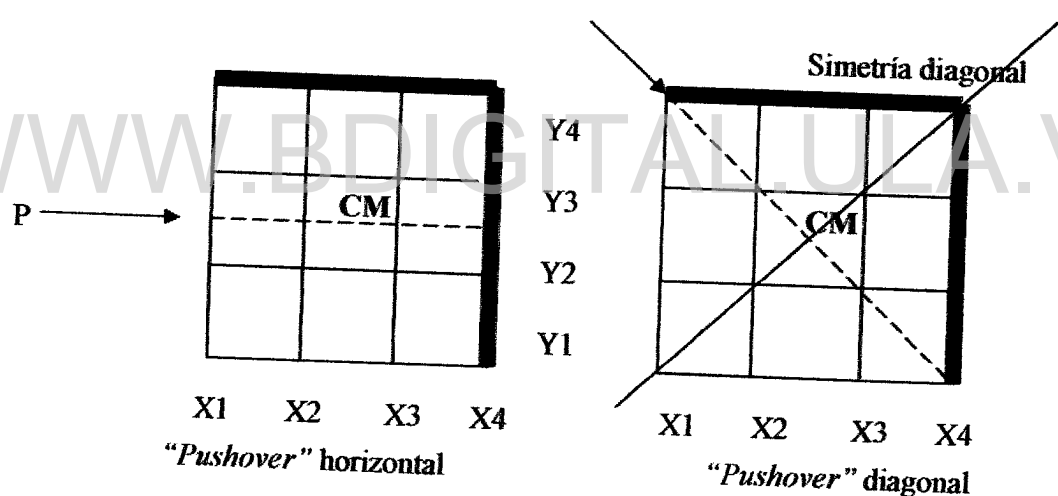


Figura 4.1. Aplicación del patrón de cargas en los análisis tipo *pushover* de las edificaciones no regulares.

El análisis estático no lineal se realiza con el programa CANNY-W para la edificación de 6 pisos sin mampostería (6PSM), 6 pisos con mampostería con aplicación de la carga incremental en dirección horizontal (6PCM), y 6 pisos con mampostería con la carga aplicada en dirección diagonal (6PCMD). El mismo análisis se aplica para las edificaciones de 12 y 18 pisos, respectivamente. La

Licencia Creative Commons:

Atribución – No Comercial – Compartir Igual 3.0 Venezuela
 Ing. Elvira S. Moreno Rivero 78
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

comparación que muestra los resultados de las curvas de capacidad obtenidas para cada grupo de edificaciones son mostradas en la Figura 4.2.

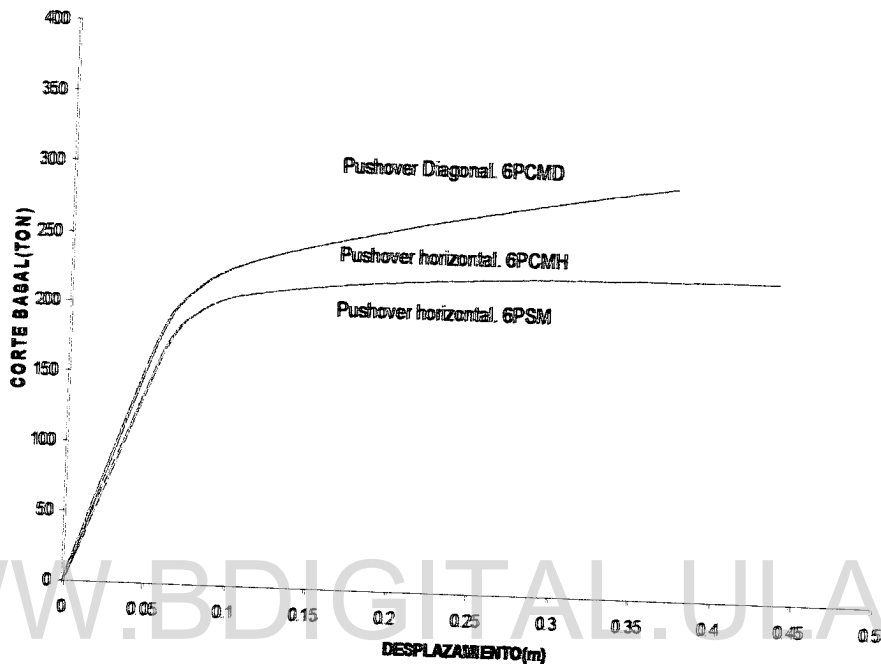


Figura 4.2. Comparación de las curvas de capacidad para los modelos 6PSM, 6PCM y PCMD.

En los edificios más bajos, debido a su condición más rígida, no se nota una diferencia en el recorrido de las curvas con tabiquería, aunque sí es evidente una diferencia con respecto a la que no posee tabiquería. También se hace notorio un incremento en la resistencia y una disminución de los desplazamientos en los modelos 6PCMD y 6PCM con respecto al modelo 6PSM, por la incorporación de la mampostería.

En el análisis de la “pushover” horizontal para la edificación de 6 pisos sin tabiquería (6PSM), se da un patrón de rotulación que se inicia en la planta baja, luego continúa en las vigas y, en pocos casos, aparecen rótulas en las columnas, aunque se mantiene el criterio de diseño de viga-débil/columna-fuerte, tal como se muestra en la Figura 4.3.

Licencia Creative Commons:

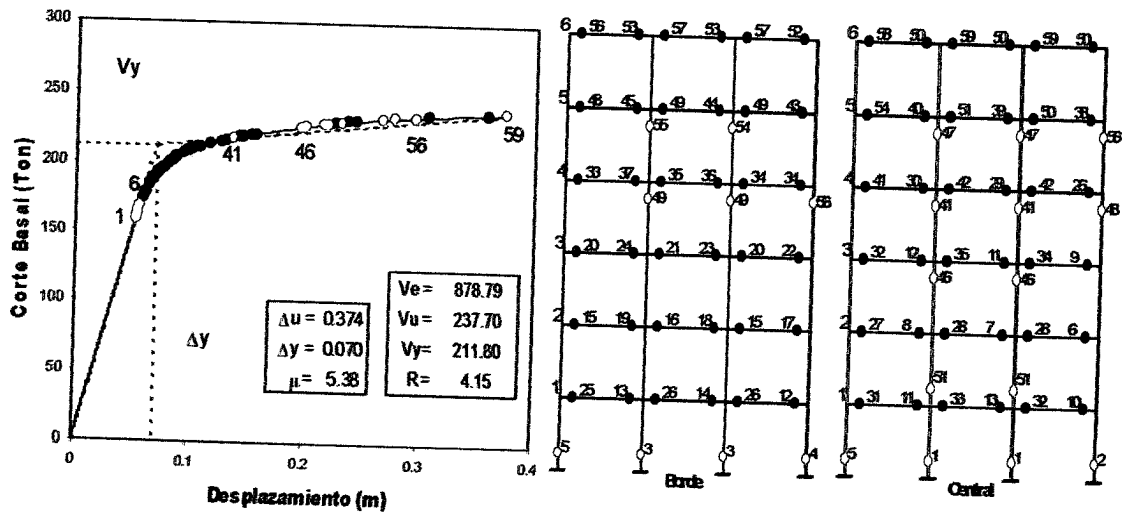


Figura 4.3. Edificación de 6 pisos sin mampostería (6PSM).

Para el modelo con mampostería (6PCMH), la curva de capacidad del modelo 6PCMH con la indicación de la secuencia de rotulación y los niveles de desplazamiento que delimitan los estados límites de servicio, daño moderado y de seguridad estructural, se muestra en la Figura 4.4. Allí es posible observar como las primeras rótulas (de la 1 a la 9) corresponden a la mampostería, luego se dan 10 rótulas consecutivas a nivel del nodo inferior de las columnas de los pórticos de los ejes Y1, Y2, Y3. Seguidamente se producen nuevas rótulas en la mampostería, en el momento en el que se alcanza el primer estado límite. Siguen rotulaciones a nivel de las vigas, hasta que se produce la falla del primer pórtico (Y1) que se alcanza cuando se dañan todas sus vigas.

Las primeras rótulas aparecen en los pisos intermedios y afectan a la mampostería de los pórticos externos. Seguidamente, se rotulan los extremos inferiores de las columnas, comenzando por las pertenecientes al pórtico del lado flexible para continuar luego una secuencia que alcanza a las diferentes vigas y otros elementos de mampostería; tal como queda representado en la Figura 4.5.

Licencia Creative Commons:

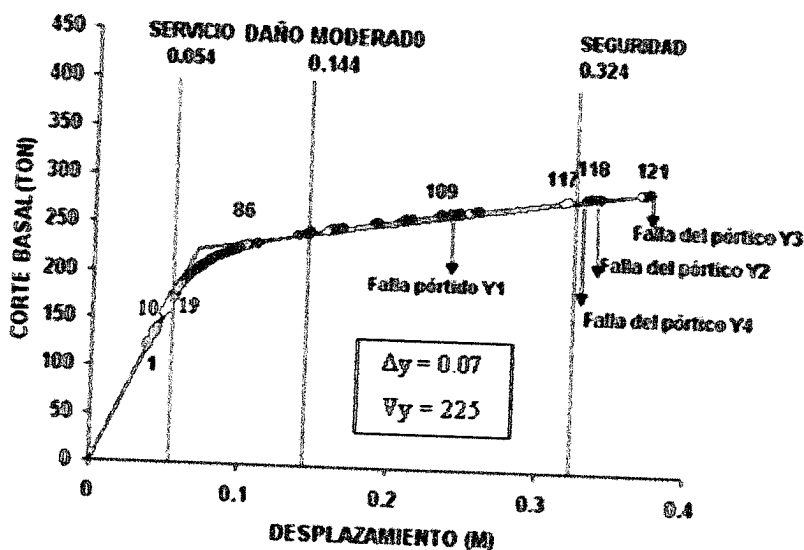


Figura 4.4. Secuencia de rotulaciones en el modelo 6PCMH

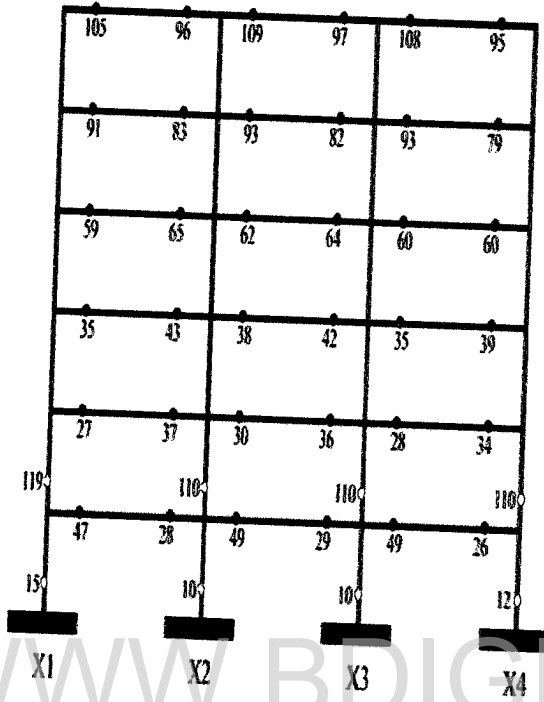
Diferentes criterios de falla pueden establecerse para definir la capacidad de ductilidad de la estructura. Un criterio que puede abarcar la falla del primer pórtico de la estructura (en este caso, el pórtico Y1). Sin embargo, la estructura no agota toda su capacidad resistente y continúa deteriorándose hasta su colapso total, tal como queda evidenciado en la Figura 4.5. En este caso, se cumple el criterio de diseño de viga-débil/columna-fuerte, pues la falla en los pórticos es por el daño producido a nivel de las vigas.

La capacidad de ductilidad para esta edificación de 6 pisos con mampostería es de 2.67 y el factor de respuesta R es de 3.64; tomando como condición límite la falla del primer pórtico. Si se considera la falla a nivel del estado límite de seguridad estructural o prevención del colapso, se tendrían valores diferentes de ductilidad y de factor de reducción de respuesta. Para el estado límite de prevención de colapso, se alcanza una ductilidad de 5.35 y el factor de respuesta R es 3.9.

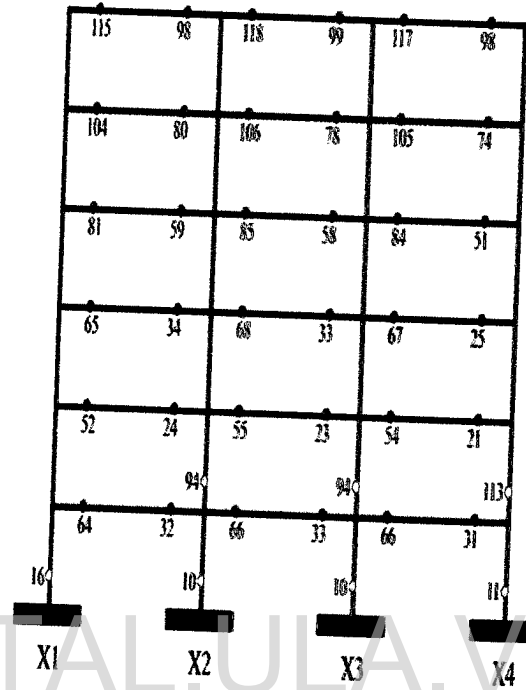
La edificación regular sin mampostería exhibe un buen comportamiento, ya que los daños se producen en las vigas y se cumple el criterio de viga-débil/columna-fuerte.

Licencia Creative Commons:

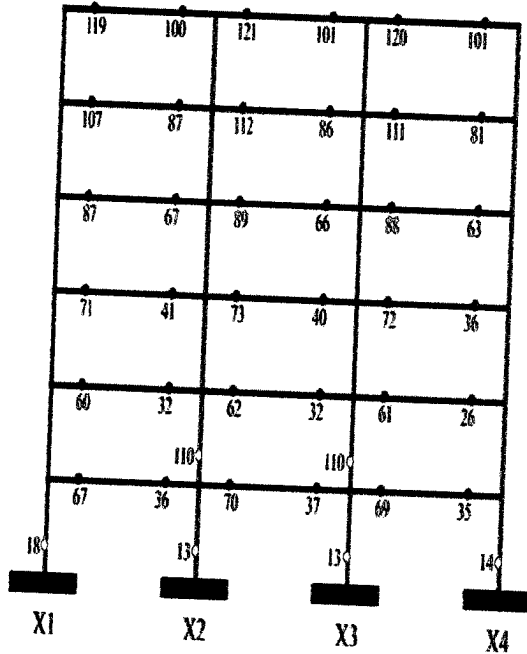
Portico Y1 = X1
6 pisos - Pushover - Con Mampostería



Portico Y2 = X2
6 pisos - Pushover - Con Mampostería



Portico Y3 = X3
6 pisos - Pushover - Con Mampostería



Portico Y4 = X4
6 pisos - Pushover - Con Mampostería

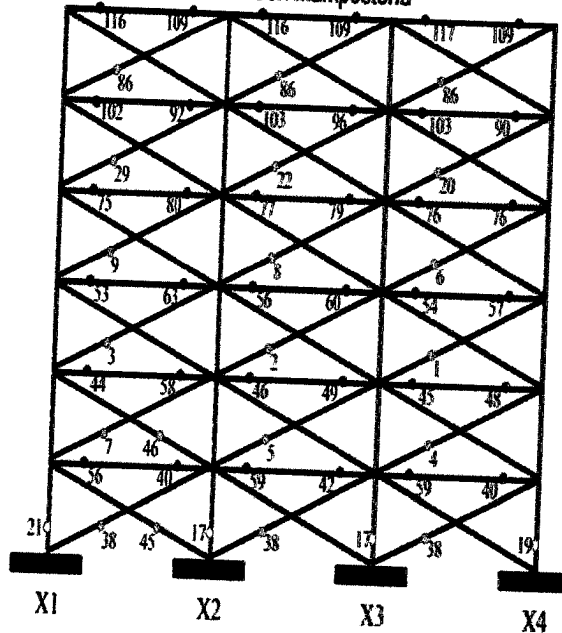


Figura 4.5. Secuencia de rotulaciones en el modelo 6PCMH

Licencia Creative Commons:

Para esta edificación, la ductilidad es de 5.38 y el factor de respuesta R es de 4.15 (ver Tabla 4.1).

Comparando los resultados obtenidos de la estructura regular sin mampostería con la estructura con mampostería, puede concluirse que esta última tiene una menor capacidad de ductilidad respecto a la regular, y un menor factor de reducción de respuesta que la convierte en una estructura con mayor capacidad de resistencia.

Cuando se aplica la carga en sentido diagonal en el modelo 6PCMD, aparece un patrón de rotulación distinto a los anteriores. Ahora las rótulas comienzan a generarse en el sentido en que se produce la rotación de la estructura. En este análisis aparece un desplazamiento adicional debido a la rotación que queda registrado en la curva momento-giro, tal como puede verse en la Figura 4.6. Aquí se observa como se supera el valor de rotación máxima de diseño

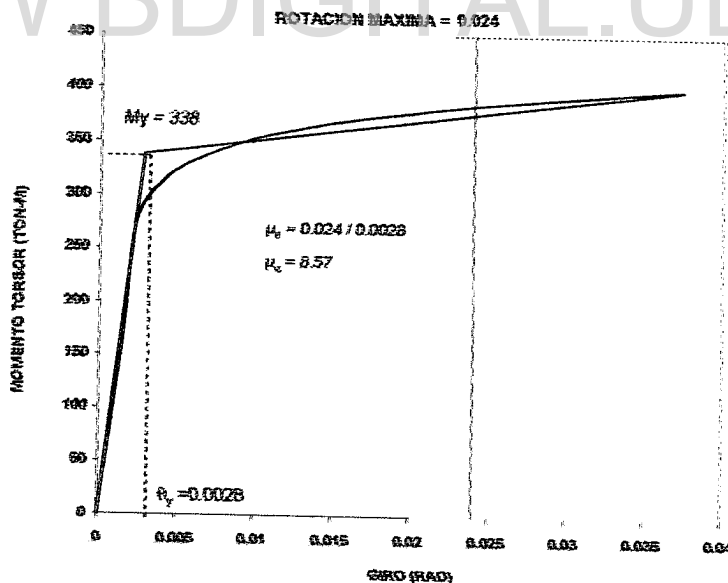


Figura 4.6. "Pushover" de torsión. Modelo 6PCMD

Para este caso, la secuencia en la cual se producen las rotulaciones a nivel de los diferentes componentes del modelo se muestran representados en la curva de capacidad (Figura 4.7(a)) y en el patrón de rotulaciones de la Figura 4.7(b)

Licencia Creative Commons:

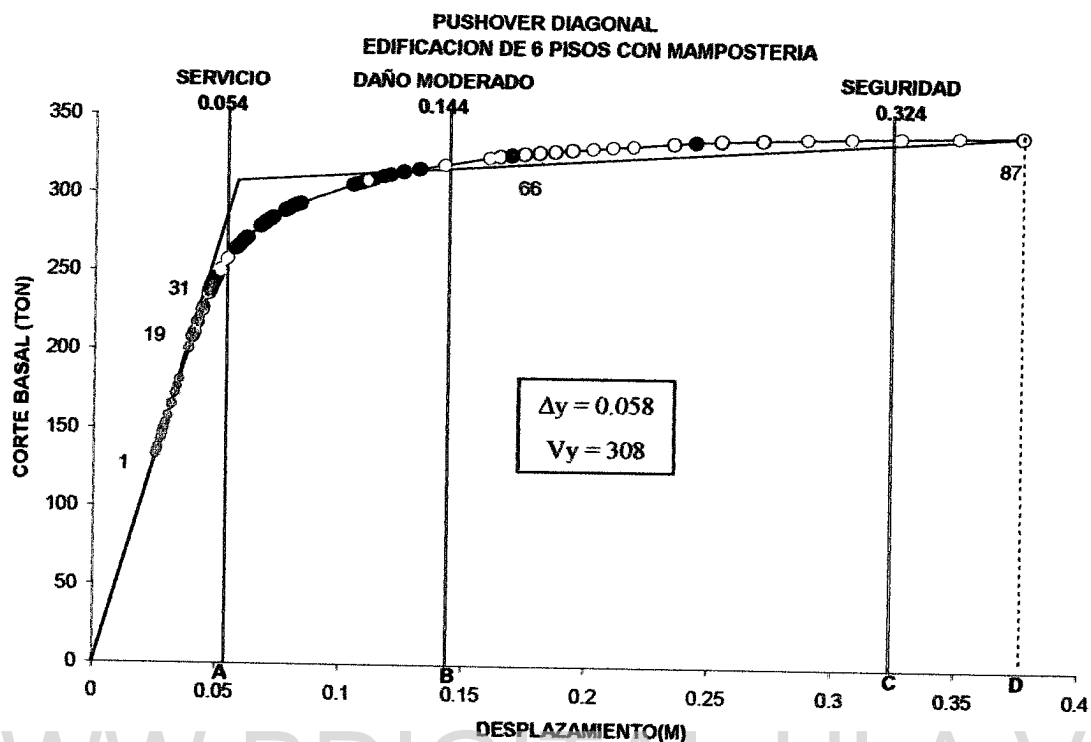
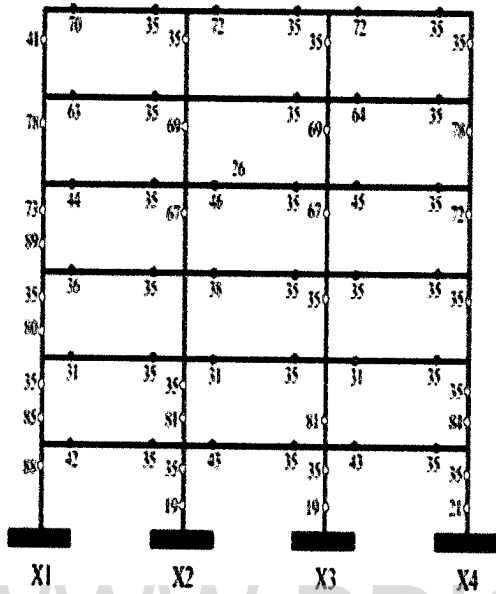


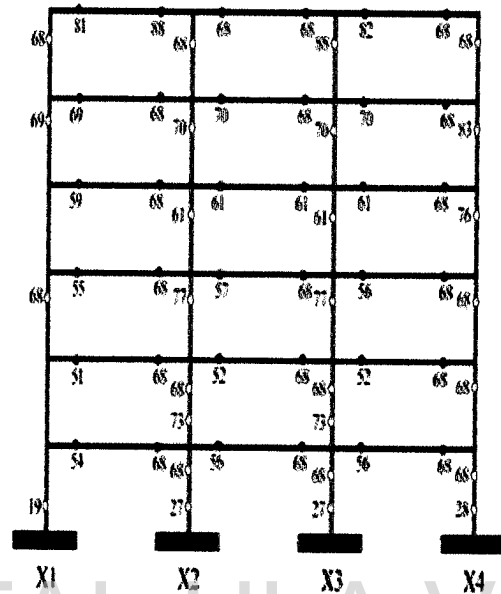
Figura 4.7(a). Secuencia de rotulaciones en el modelo 6PCMD.

Para el modelo 6PCMD la curva de capacidad refleja que se inicia la rotulación en la tabiquería, luego continua en columnas y seguidamente de vigas. Puede observarse que cuando se inicia la rotulación en vigas, prácticamente se han rotulado toda la tabiquería antes del límite de servicio. La mayoría de las vigas se rotulan entre el límite de servicio y el límite de daño moderado, las columnas seguidamente se rotulan entre el daño moderado y el límite de seguridad para llegar luego al colapso total de la edificación como muestra la Figura 4.7(a). Los modelos de 6 pisos alcanzan el nivel de seguridad, situación que no se ve reflejado en los modelos de 12PCMD y 18PCMD.

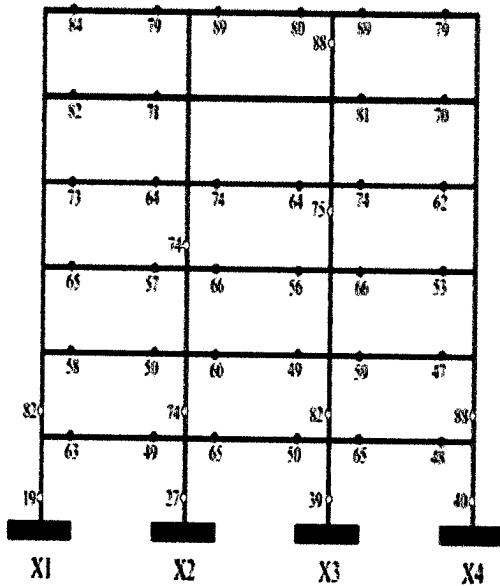
PORTICO Y1 = X1



PORTICO Y2 = X2



PORTICO Y3 = X3



PORTICO Y4 = X4

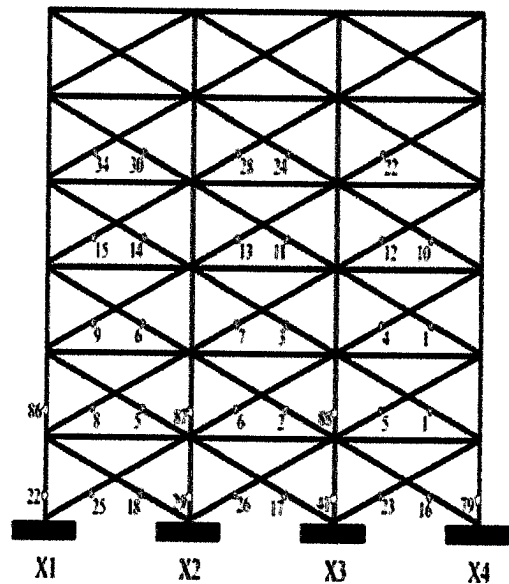


Figura 4.7(b). Secuencia de rotulaciones en el análisis de "Pushover" diagonal para el modelo 6PCMD.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

Ing. Elvira E. Moreno Rivera 35

(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

5.1.2. Capacidad estructural en edificios de 12 pisos.

A partir de los resultados obtenidos en la curva de capacidad del edificio de 6, pero, en especial, la obtenida para los edificios de 12 y 18 pisos, cuando el patrón de cargas sobre los modelos con mampostería se aplica en dirección horizontal no parece ser la más indicada para reflejar el comportamiento de este tipo de edificaciones en esquina, ya que los valores obtenidos de ductilidad parecen no corresponder con valores esperados. Probablemente, estos resultados estén influenciados por el hecho de que los pórticos paralelos a la dirección de aplicación de la carga y el pórtico con tabiquería perpendicular a la misma, se comportan como elementos resistentes, trabajando todos al mismo tiempo; situación ésta que no se refleja cuando el patrón de cargas se aplica en sentido diagonal, tal como se observa en la Figura 4.9 y 4.17, en los edificios de 12 y 18 pisos, respectivamente.

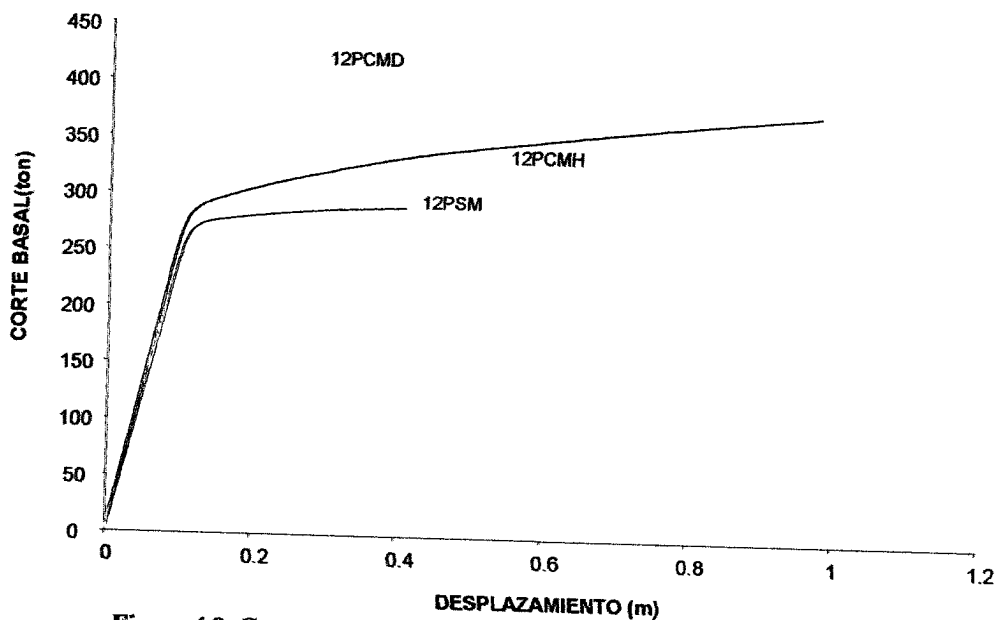


Figura 4.9. Comparación de las curvas de capacidad para los modelos 12PSM, 12PCMH y 12PCMD.

En el análisis de la “pushover” horizontal para la edificación de 12 pisos sin tabiquería (12PSM), se da un patrón de rotulación que se inicia en las vigas de la sección media del edificio junto con unas rotulaciones a nivel del nodo inferior de las columnas de planta baja. Posteriormente, continúan apareciendo rótulas en las vigas hasta alcanzar la condición de colapso por la cedencia general de estos elementos. Con esto se mantiene el criterio de diseño de viga-débil/columna-fuerte, tal como se muestra en la Figura 4.10, con algunas rotulaciones en columnas.

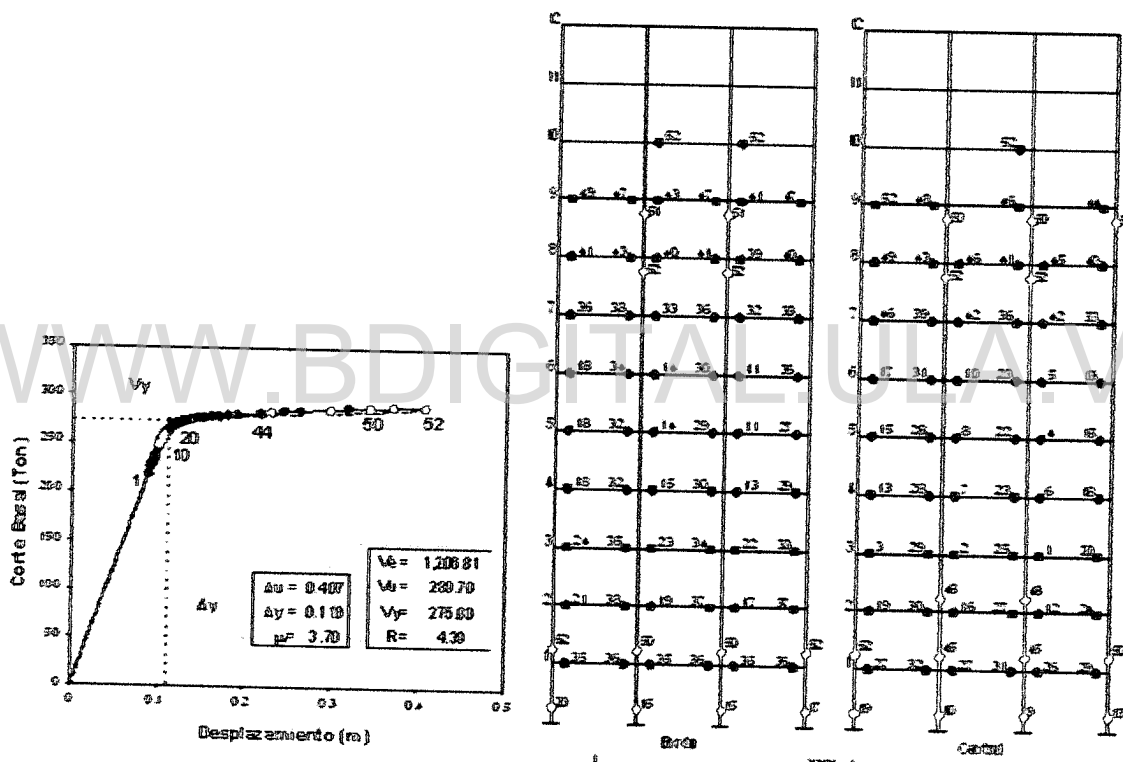


Figura 4.10. Edificación de 12 pisos con mampostería 12PSM

Para la estructura regular (modelo 12PSM), la capacidad de ductilidad es de 3.70 y el factor de capacidad de respuesta R es de 4.39 (Figura 4.10).

Para la edificación de 12 pisos, no regular, con mampostería (modelo 12PCMH), cuando la carga incremental se aplica en dirección horizontal, las rotulaciones se inician en algunos paneles de mampostería en los niveles medios del edificio; luego algunas vigas, y posteriormente algunas columnas, tal como se muestra en la Figura

4.11. Las primeras fallas se producen en los paneles de mampostería dispuestos en el sentido de aplicación del empujón, en los pisos 8, 9 y 10 (pórtico Y4). Luego, la cedencia continúa en las vigas del pórtico Y1, en los pisos 4, 5 y 6 de los pórticos Y2, Y3 y Y4; para comenzar a ceder entonces las columnas en los nodos inferiores de todos los pórticos del edificio. El proceso de rotulación continúa en vigas, y comienza de manera importante la cedencia en los nodos superiores de las columnas que ya habían presentado rótulas en los nodos inferiores con lo que se comienza a configurarse un mecanismo de colapso en las columnas del primer piso (2) y planta baja en el siguiente orden: falla del pórtico Y1, Y4, Y2 y Y3. En este caso, la falla de todos los pórticos ocurre en forma simultánea.

La capacidad de ductilidad resultante para el modelo 12PCMH es de 9.58 y el factor de capacidad de reducción de respuesta es de 3.54. La curva de capacidad del modelo con la indicación de la secuencia de rotulación y los niveles de desplazamiento que delimitan los estados límites de servicio, daño moderado y de seguridad estructural, se muestra en la Figura 4.11. Mientras, la Figura 4.12 presenta el mapa de rotulación para los diferentes pórticos del modelo.

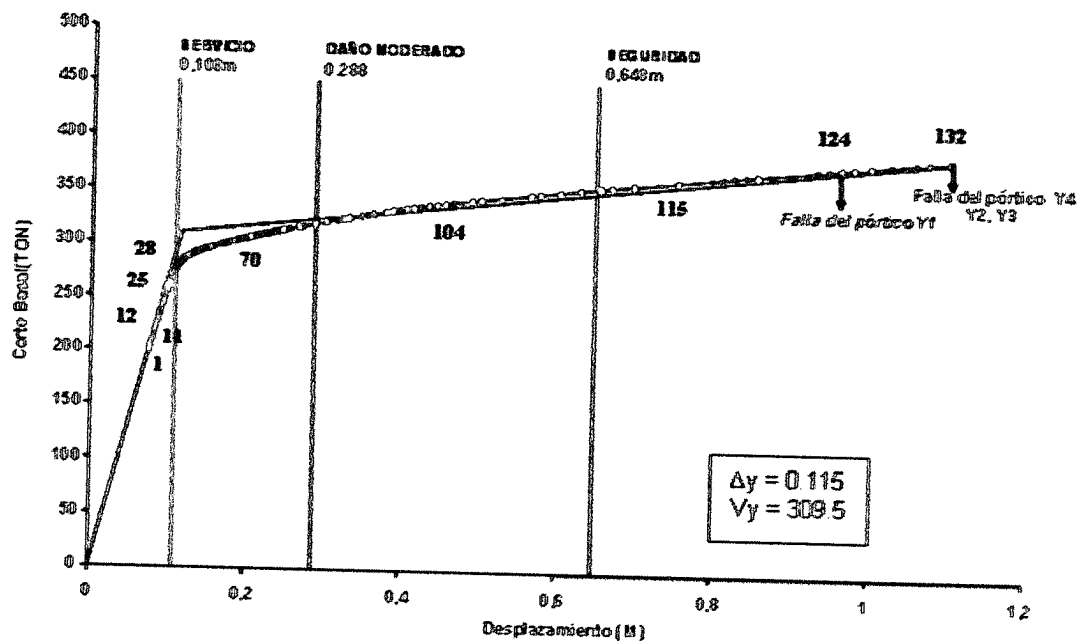


Figura 4.11. Secuencia de rotulaciones en el modelo 12PCMH

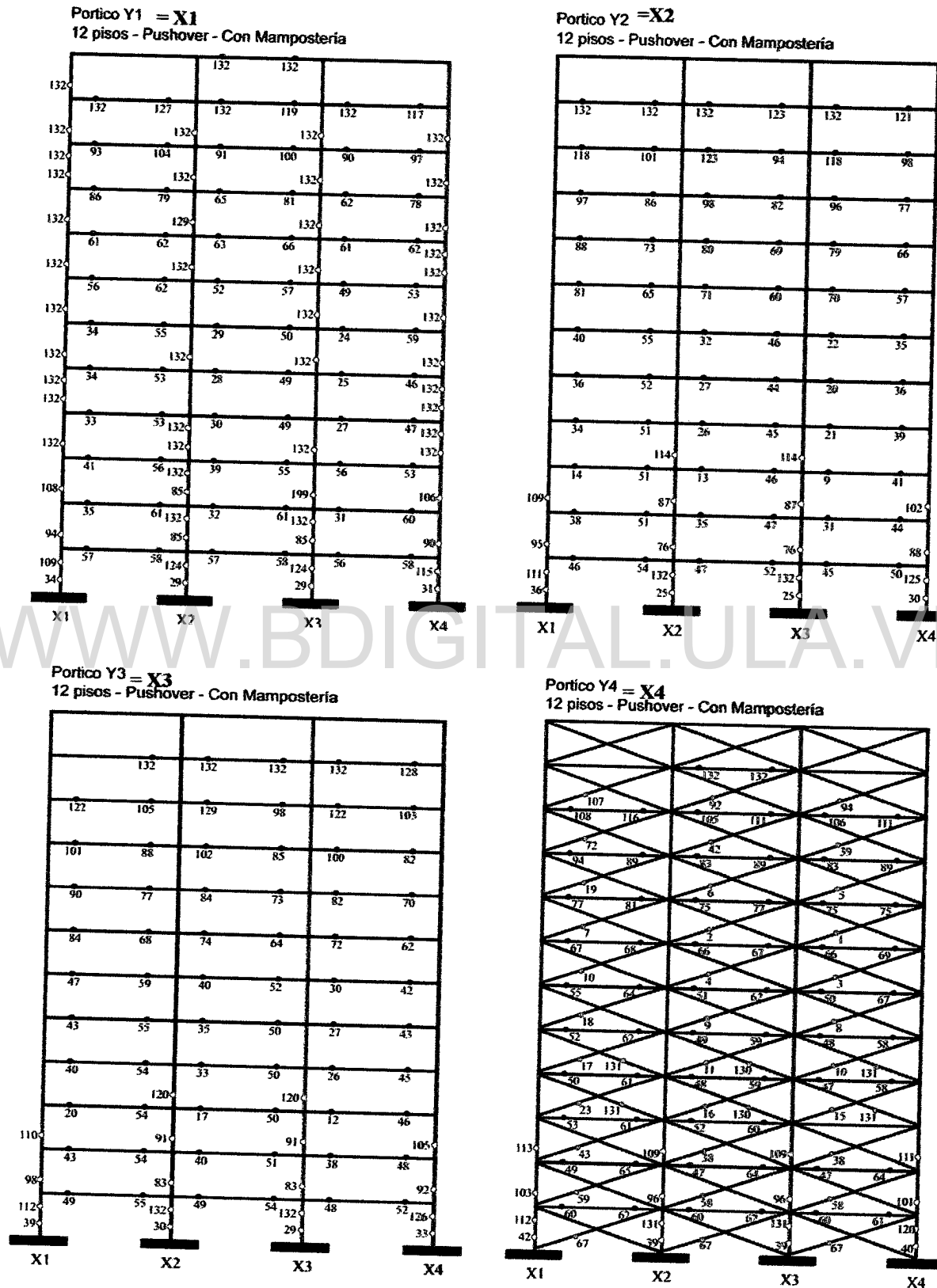


Figura 4.12. Secuencia de rotaciones en el análisis de "Pushover" horizontal para el modelo

Licencia Creative Commons

12FCMFL

Cuando se aplica el patrón de cargas en la diagonal de la edificación del modelo 12CMD; el mapa de rotulación que se produce en los componentes estructurales y no estructurales se modifica. La rotulación comienza con el daño a los paneles de mampostería del pórtico Y4, y luego, solo en las columnas de este pórtico. Posteriormente, se producen rótulas en algunas vigas; para los demás pórticos, el daño comienza en las vigas y progresa hacia algunas columnas. La falla de la estructura se produce inicialmente en el pórtico Y3, pero inmediatamente fallan los otros.

Este modelo 12PCMD resulta en una respuesta más desfavorable que el modelo 12PCMH. Los paneles comienzan a dañarse en la fase inicial hacia los pisos intermedios y el mecanismo de colapso progresa más rápidamente. Tal como se observa en la Figura 4.13, la estructura apenas puede alcanzar el desplazamiento que delimita el estado límite de daño moderado. No es capaz de alcanzar el estado límite de seguridad estructural que representa la condición de diseño original, bajo el patrón de cargas aplicado en sentido diagonal. Mientras, la Figura 4.14 presenta el mapa de rotulación para los diferentes pórticos del modelo

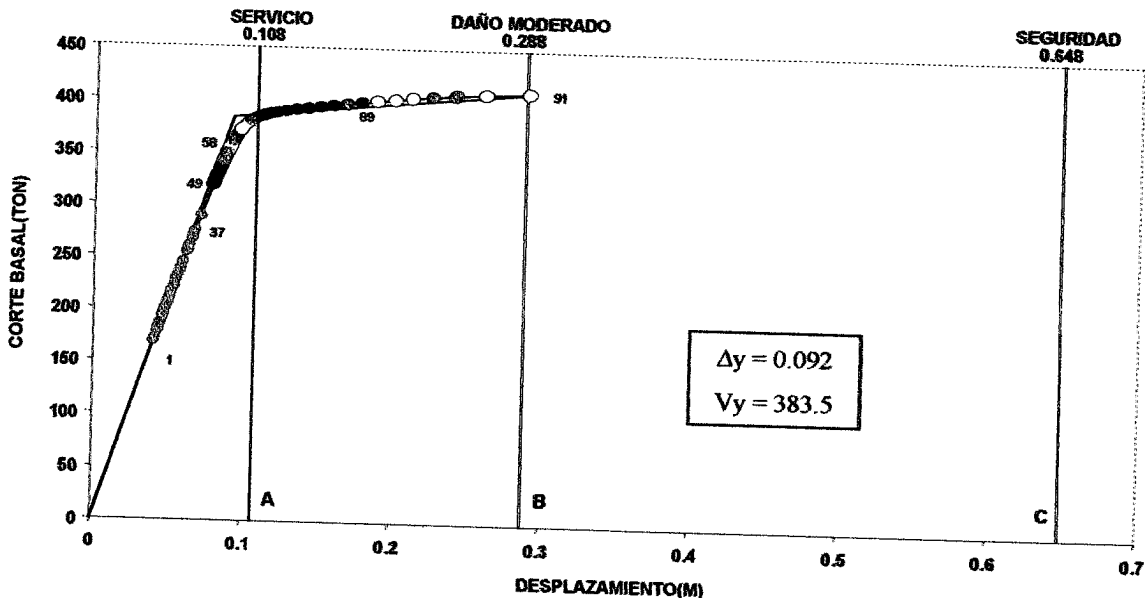
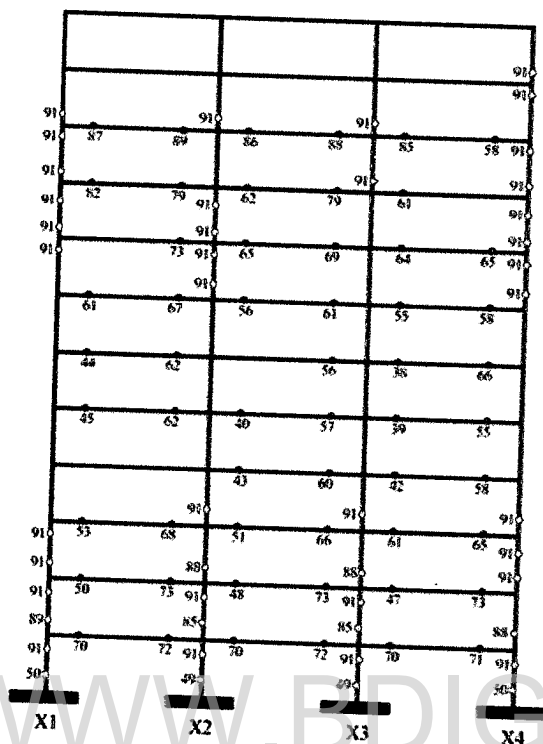
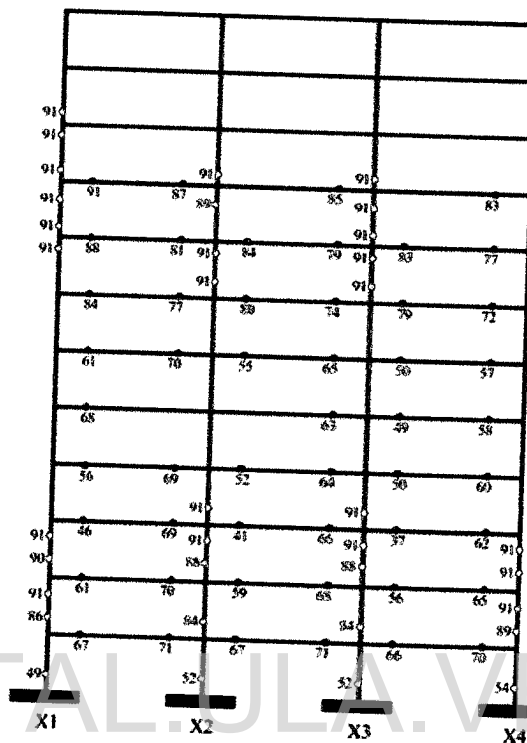


Figura 4.13. Secuencia de rotulaciones en el modelo 12PCMD.

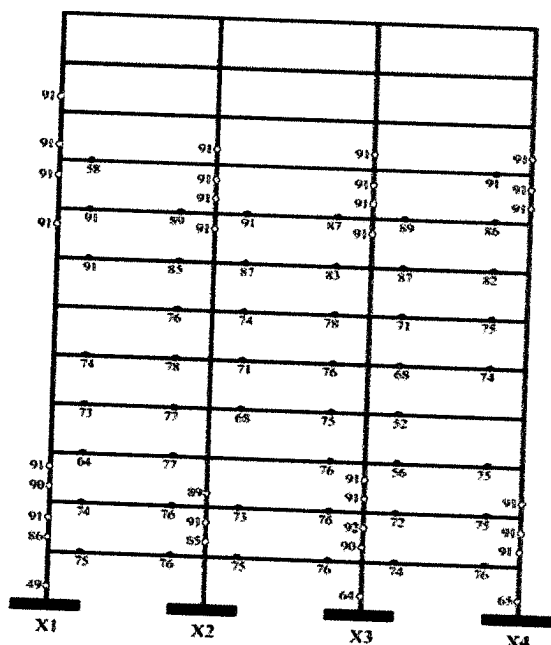
PORTICO Y1=X1



PORTICO Y2=X2



PORTICO Y3=X3



PORTICO Y4=X4

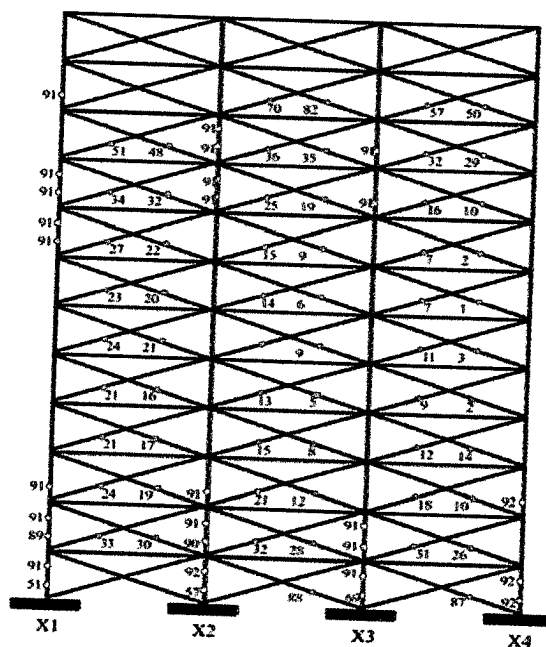


Figura 4.14. Pushover Diagonal y rotaciones. 12 PCMD:

La acción de las cargas aplicadas en diagonal para mostrar la capacidad de la estructura muestra que se sobrepasa la rotación máxima permitida (Figura 4.15), por lo que la ductilidad es alta. La rotación en el último nivel refleja que se alcanza sólo dos niveles de desempeño (Figura 4.16).

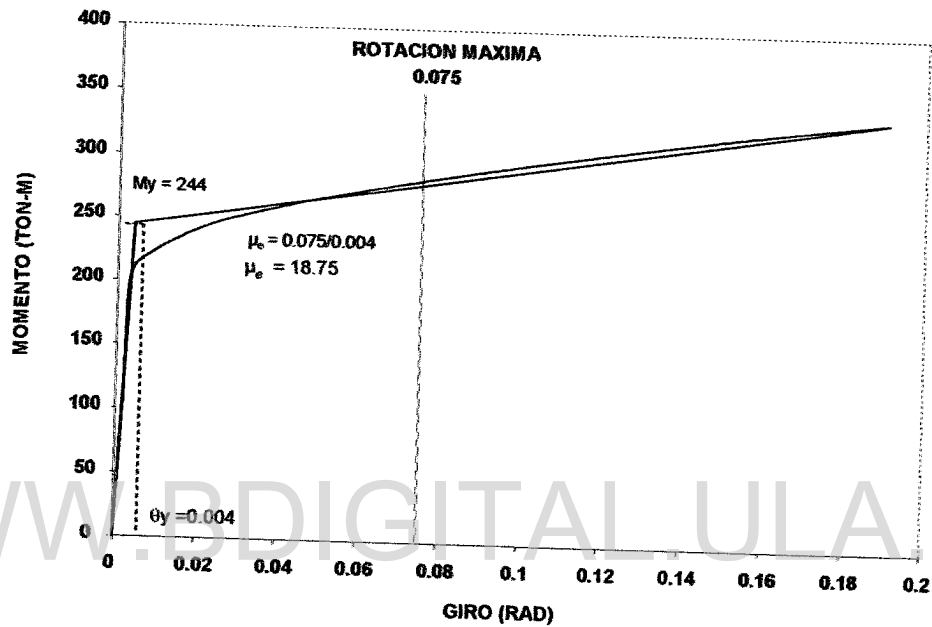


Figura 4.15. "Pushover" de torsión. Edificación 12PCMD

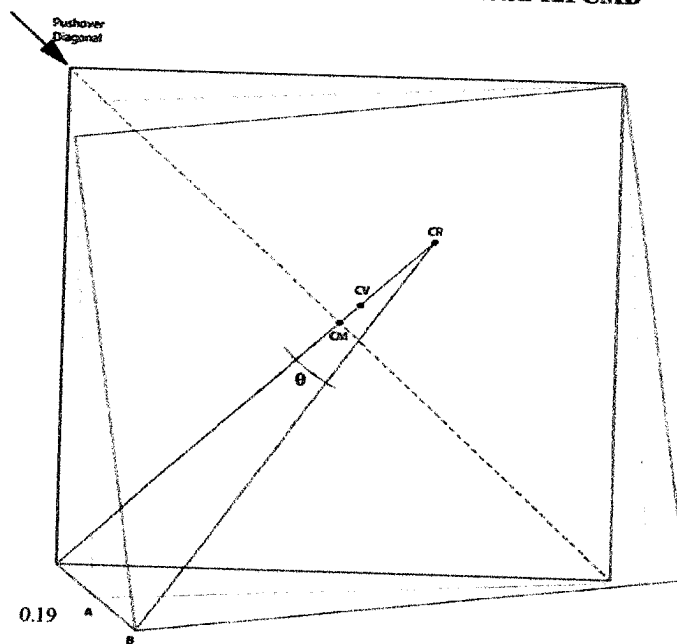


Figura 4.16. Rotación del último nivel para cada nivel de desempeño y colapso total. Edificación 12PCMD

4.1.3. Capacidad estructural en edificios de 18 pisos.

El comportamiento exhibido por la edificación regular de 18 pisos sin mampostería (modelo 18PSM), muestra una secuencia de falla por cedencia en vigas, cumpliéndose el criterio de viga-débil/columna-fuerte, tal como se muestra en las Figuras 4.17 y 4.18. La ductilidad es de 2.59 y el factor de respuesta R es de 4.60, para la edificación regular.

Por otra parte, la edificación de 18 pisos con mampostería (modelo 18PCMH), comienza con una cedencia en las bielas que representan la mampostería en los pisos 14, 13, 10, 9. Luego comienza la cedencia en las vigas del pórtico Y2 y Y3, en el piso 7 y pisos conexos; esta cedencia en vigas continúa para los demás pórticos (Y1 y Y4). Una vez que se producen estas rotulaciones se inicia la cedencia en la base de las columnas del piso 2 de todos los pórticos. Siguen generándose rótulas en vigas y mampostería hasta que comienza una cedencia pronunciada en las columnas de los pisos 3 y 4 en todos los pórticos, alternándose posteriormente entre vigas, columnas y algunas bielas, hasta llegar a la condición de falla del piso 2 de las columnas del pórtico Y1, en el orden de rotulación 103. Luego falla el pórtico Y4 en el 105, falla casi inmediatamente el pórtico Y2 y Y3 en el piso 2, en el número de rotulación 107; conllevando al colapso total de la edificación como se representa en la curva de capacidad de la Figura y de mapa de daño de la figura 4.21. Al producirse la falla del pórtico Y4, en el cual se encuentran ubicadas las bielas, éstas comienzan a ceder, en general, en sentido contrario a la aplicación del empujón. En el pórtico Y4, en los pisos 18 y 19, no se observa cedencia de casi ningún elemento (Figura 4.21). La ductilidad es de 4.88 y el factor de reducción de respuesta es de 3.91 (ver Tabla 4.1).

Se tiene un comportamiento distinto cuando el patrón de cargas se aplica en la diagonal de la edificación. Acá la rotulación se produce en el sentido de rotación, comenzando por planta baja, columnas y luego se intercalan la cedencia en vigas y columnas, hasta el colapso total (Figura 4.18 y 4.22)

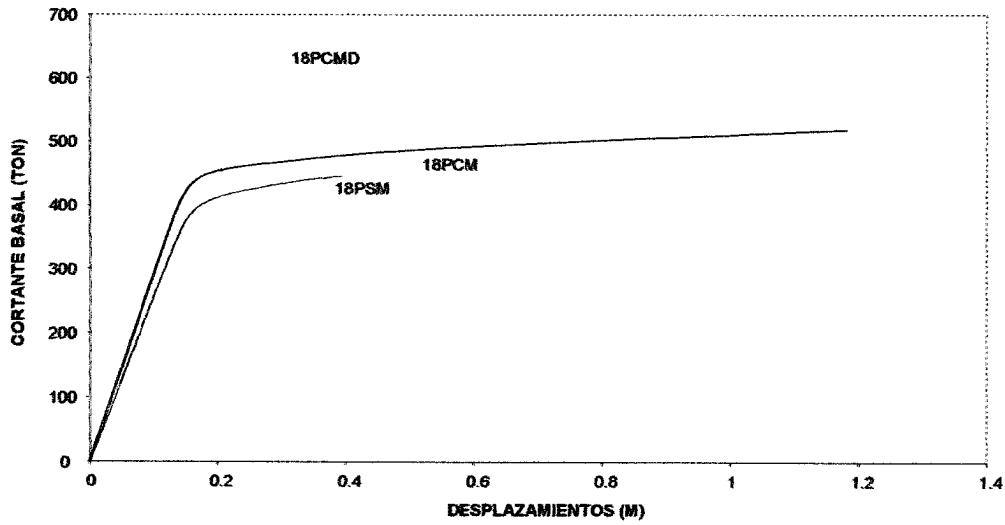


Figura 4.17. Comparación de las curvas de capacidad para los modelos 18PSM, 18PCM y 18PCMD.

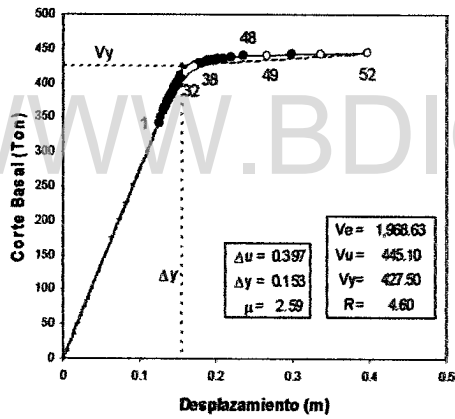
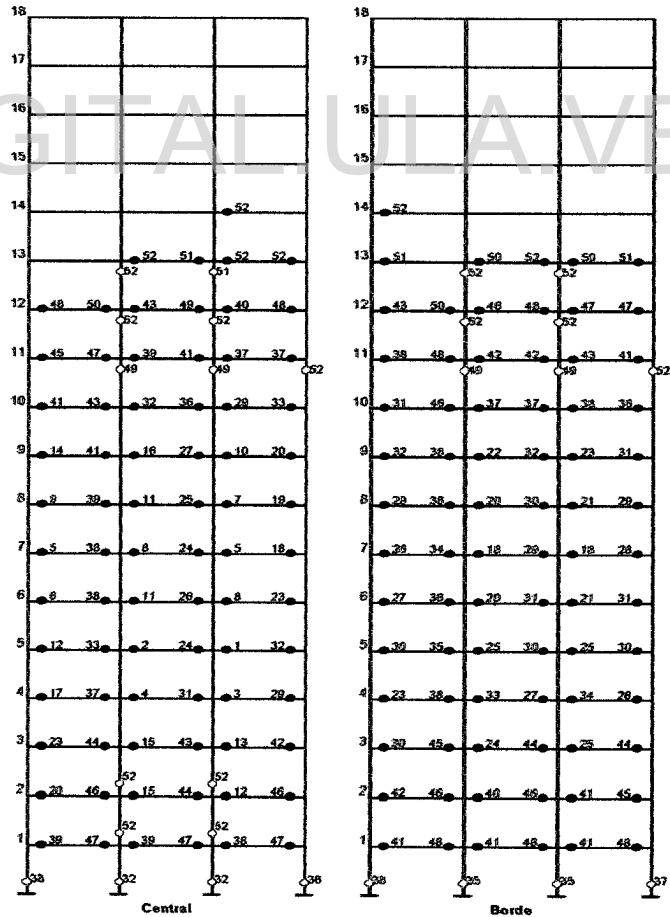


Figura 4.18. Edificación de 18 pisos sin mampostería (18PSM).



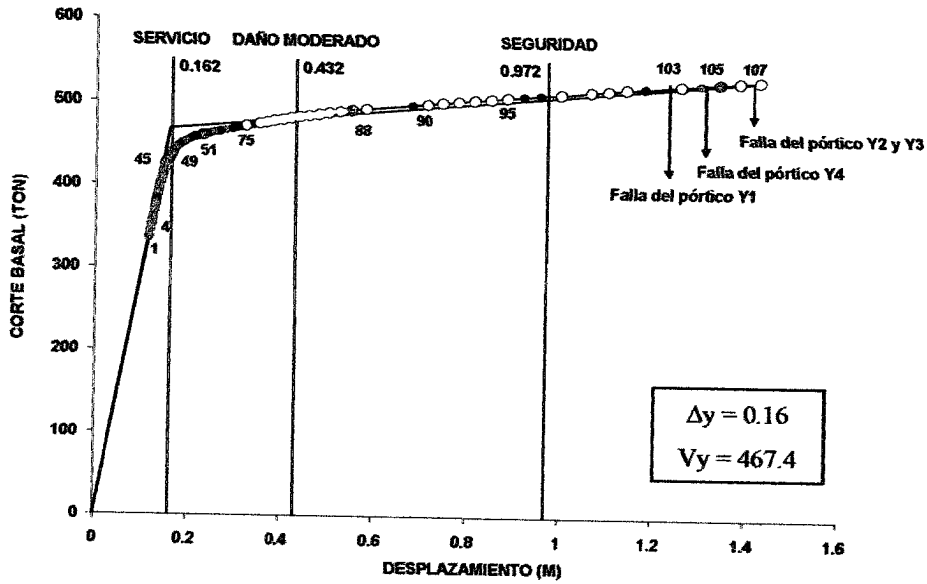


Figura 4.19. Secuencia de rotulaciones en el modelo 18PCMH

Para la edificación con el patrón de cargas diagonal exhibe un comportamiento similar a la edificación anterior. La estructura inicia su colapso total con la falla del pórtico Y3 y casi simultáneamente la falla del resto. (Figura 4.20).

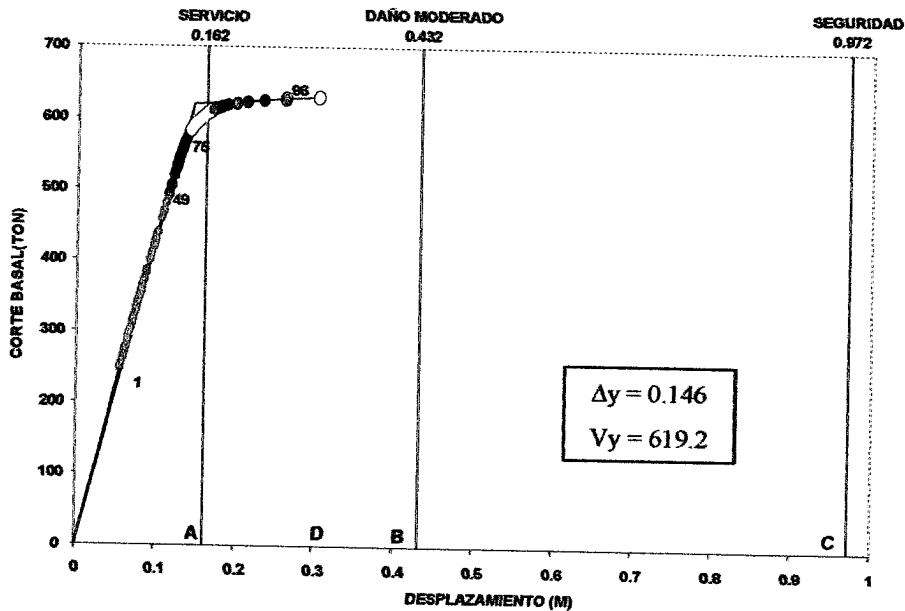
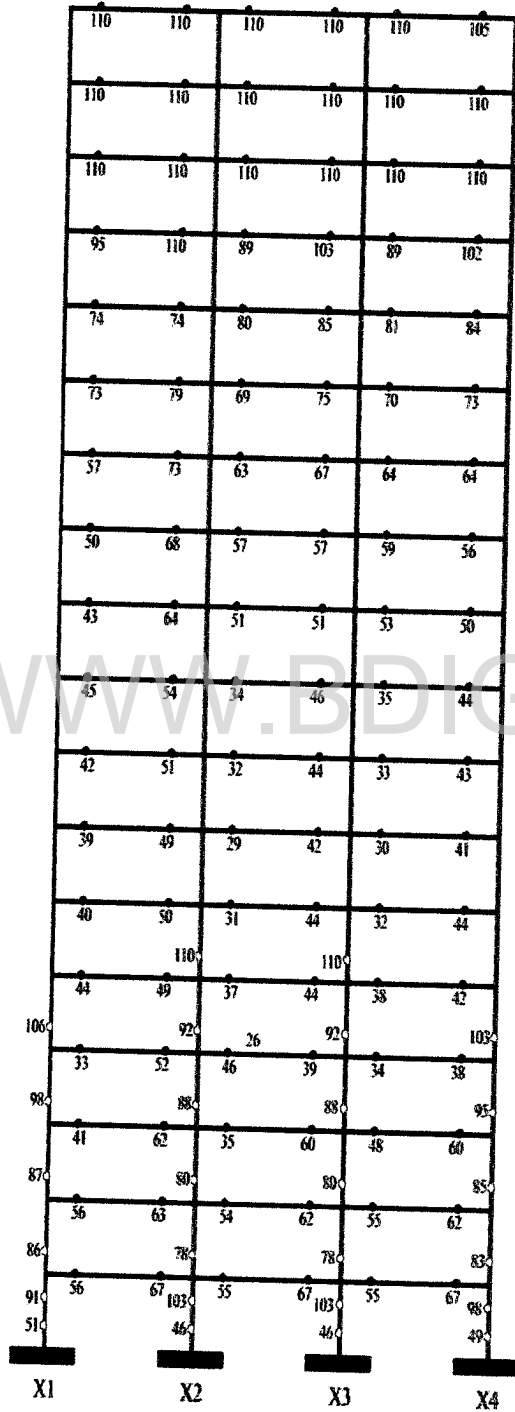


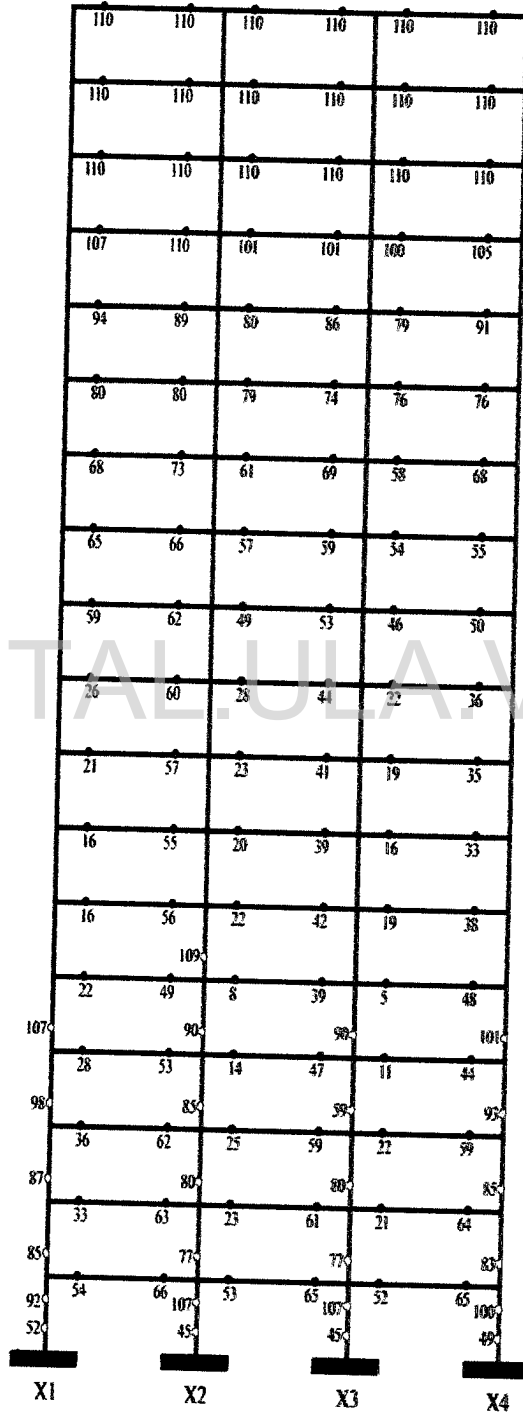
Figura 4.20. Secuencia de rotulaciones en el modelo 12PCM

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y RESULTADOS

Portico Y1 = X1
18 pisos - Pushover - Con Mampostería



Portico Y2 = X2
18 pisos - Pushover - Con Mampostería

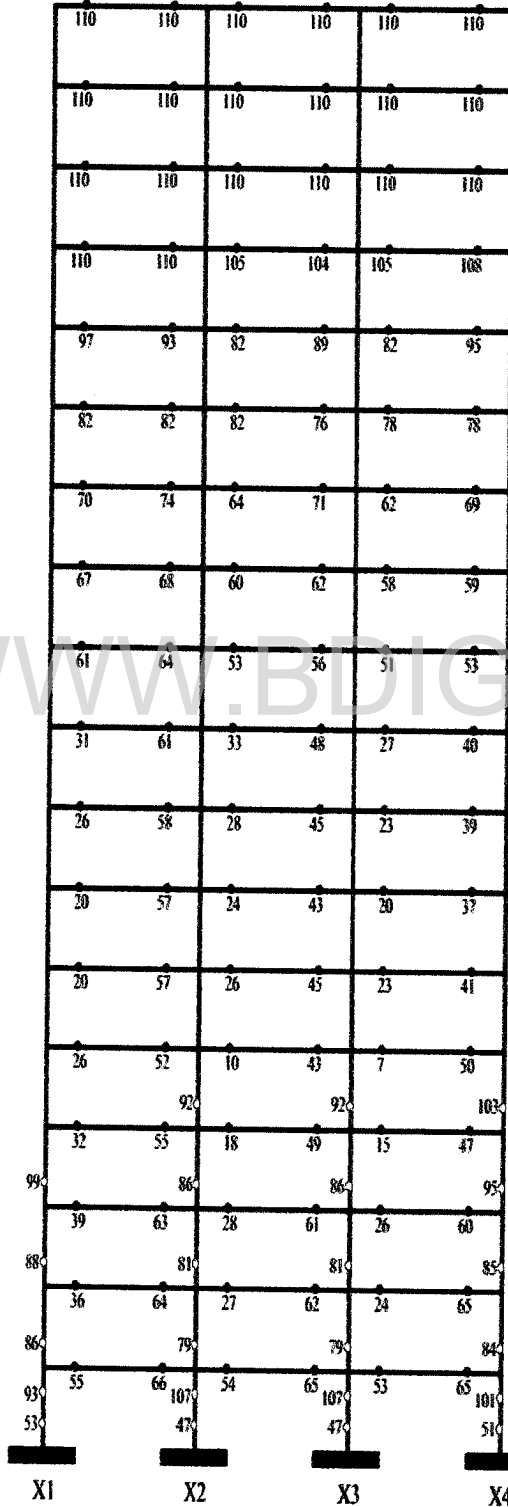


Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Portico Y3 = X3
18 pisos - Pushover - Con Mampostería



Portico Y4 = X4
18 pisos - Pushover - Con Mampostería

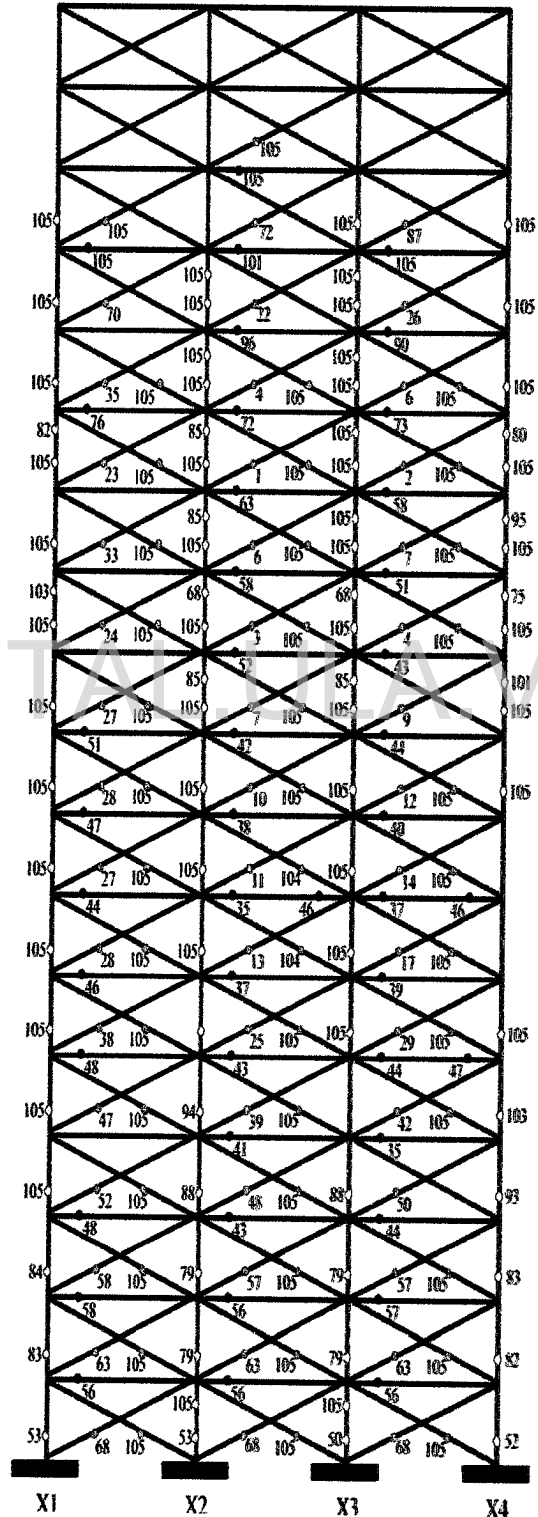
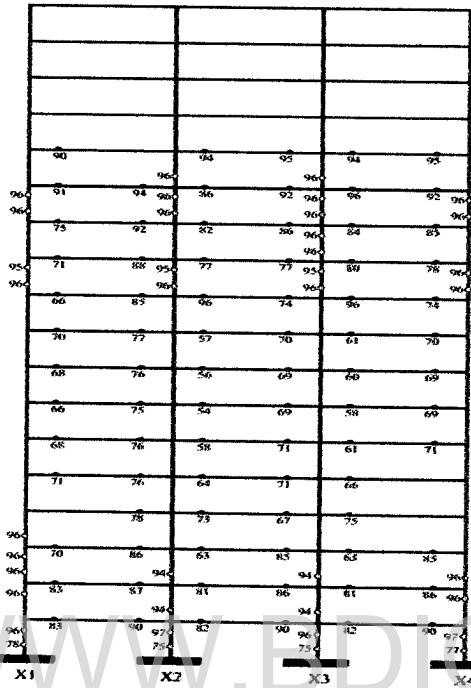
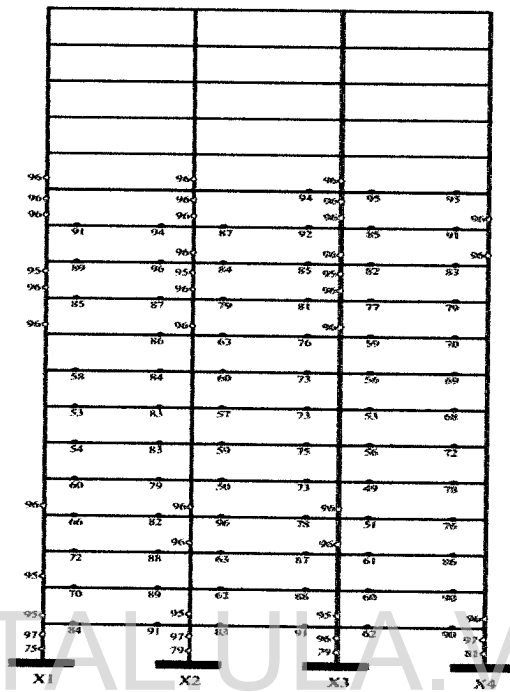


Figura 4.2.1. Edificación de 18 pisos con mampostería 1.8 PCH.

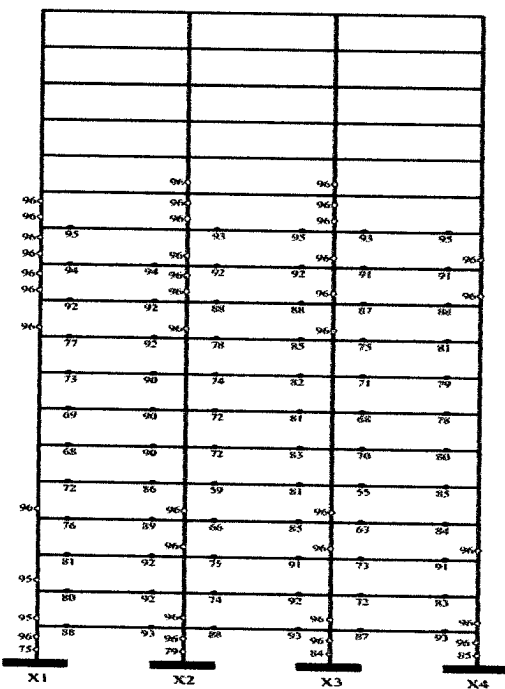
PORTICO Y1 = X1



PORTICO Y2 = X2



PORTICO Y3 = X3



PORTICO Y4 = X4

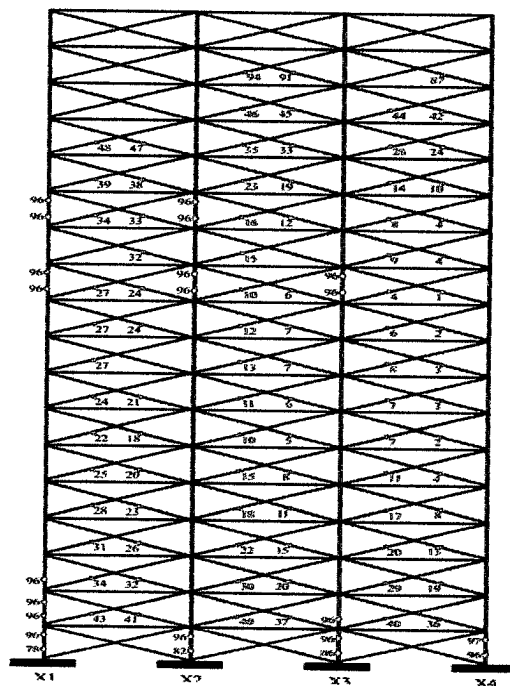


Figura 4.27. "Pushover" diagonal y rotaciones. Edificación 13°CMD.

La curva de capacidad torsional muestra que la edificación no es capaz de alcanzar la rotación máxima, lo que indica que su capacidad de desplazabilidad rotacional está seriamente condicionada (Figura 4.23).

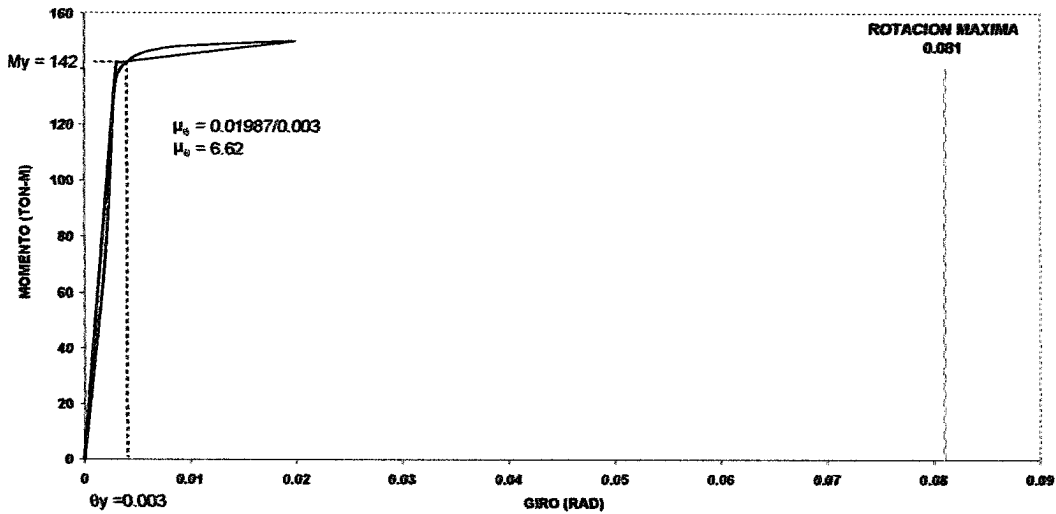


Figura 4.23. "Pushover" de torsión. Edificación 18PCMD.

La rotación de la estructura sobrepasa solamente el primer nivel de desempeño (Figura 4.24).

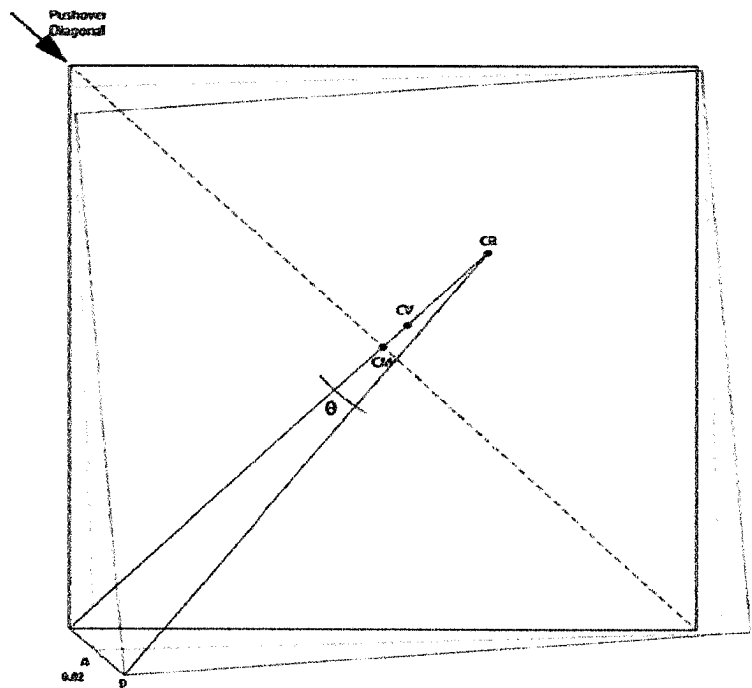


Figura 4.24. Rotación del último nivel para cada nivel de desempeño y colapso total. Edificación 18PCMD

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 Ing. Eusebio K. Moreno Rivera 100
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Para el grupo de edificaciones analizadas se tiene el siguiente cuadro resumen de ductilidades y factor de respuesta que se muestra en la Tabla 4.1.

TABLA 4.1.
Ductilidad, factores de respuesta para curvas *pushover* y ductilidad de torsión

PISOS	MODELO	$\mu_{PUSH.}$	$R_{PUSH.}$	μ_{θ}	$\mu_{\theta maxnorma}$
6	6PSM	6.26	4.15	0	-
	6PCMH	5.35	3.9	-	-
	6PCMD	6.49	3.59	13.36	8.57
12	12PSM	3.70	4.39	0	-
	12PCMH	9.58	3.54	-	-
	12PCMD	3.15	3.15	47.57	18.75
18	18PSM	2.59	4.60	0	-
	18PCMH	8.94	3.91	-	-
	18PCMD	2.07	3.18	6.62	27

Las ductilidades de torsión μ_{θ} y $\mu_{\theta max}$ se calcularon para la edificación sometida al patrón de carga diagonal que resultó ser la condición más desfavorable del grupo de estructuras analizadas, con el fin de establecer una comparación entre los valores del análisis y el normativo. En los edificios regulares no presenta torsión y para los modelo 6PCMD, 12PCMD y 18PCMD muestra que la ductilidad de torsión supera el valor establecido como normativo excepto para la edificación de 18 pisos que se ve seriamente afectada bajo esta condición ocasionando el colapso de la edificación casi instantáneamente. En las *pushover* de torsión puede verse claramente reflejado que las edificaciones en esquina están sujetas a los efectos de la torsión debido a la inclusión de la mampostería de manera irregular en planta.

El aumento de la resistencia presentada en las edificaciones irregulares se debe en su mayor parte a la inclusión de la mampostería, además de los requisitos establecidos en la Norma Venezolana, tomados en cuenta durante el diseño de las edificaciones. Así mismo, la disminución de la rigidez en las edificaciones

irregulares para el caso desfavorable y que con frecuencia es el que ocurre, es un factor determinante en el colapso anticipado de las mismas

4.1.4. RELACIÓN CAPACIDAD-DEMANDA SÍSMICA

Una vez transformada la curva de capacidad obtenida en espectro de capacidad, de acuerdo al procedimiento descrito en el Capítulo 3, se grafica junto con la curva bilineal que establece los puntos cedentes (V_y y Δ_y). Estas curvas se confrontan con las demandas impuestas por el espectro elástico normativo para un suelo Tipo S1, tal como se observa en la Figura 4.25 que corresponde al análisis del desempeño de las edificaciones de seis (6) pisos. Para la obtención del punto de desempeño, se pasa una línea tangente a la curva bilineal que define el período elástico inicial de la estructura que se prolonga hasta interceptar la curva del espectro elástico de diseño.

Desde este punto se traza una vertical que se prolonga hasta cortar a la curva bilineal que, a su vez, define el punto por donde pasa la rama del espectro reducido (inelástico) con el cálculo del factor de reducción efectivo relacionado con el amortiguamiento (β_{efectivo}). Una vez obtenido el factor de reducción se hace posible el cálculo del factor de reducción de respuesta (R), relacionando las amplitudes de aceleración de los espectros elástico e inelástico. El valor de la demanda de ductilidad se determina mediante la relación entre la abscisa correspondiente al punto de desempeño con el valor correspondiente al desplazamiento cedente obtenido de la curva bilineal que representa al espectro de capacidad.

Producto de este análisis, en el grupo de edificios de 6 pisos, se tiene una demanda de ductilidad que alcanza a 1.60, 1.44 y 1.32 para los modelos 6PSM, 6PCMH y 6PCMD, respectivamente. Esto puede interpretarse como las máximas demandas de ductilidad que las acciones normativas prevén para este grupo de edificaciones. Tal como puede verse en la Tabla 4.1, éstas poseen suficiente ductilidad para satisfacer esta demanda. El grupo de edificaciones de 12 pisos tienen un requerimiento de ductilidad que alcanza a 1.71, 1.54 y 1.45, para los modelos 12PSM, 12PCMH y

12PCMD, respectivamente. En los modelos de 18 pisos, las demandas de ductilidad por las acciones normativas son de 1.61, 1.44 y 1.28, para los modelos 18PSM, 18PCMH y 18PCMD, respectivamente. Estas demandas de ductilidad se ven satisfechas por las capacidades de las estructuras reflejadas en el análisis bajo cargas estáticas y con comportamiento no lineal, expresadas en las curvas de capacidad, cuyos resultados se encuentran tabulados en la Tabla 4.1.

La capacidad de ductilidad μ de varios modelos y factor de respuesta R de todos los modelos que representan edificaciones de 12 y 18 pisos, no alcanzan las ductilidades y factores de respuesta R de diseño ($\mu=4.8$ y $R=6$) para cumplir con el requisito normativo COVENIN 1756-2001. Tal como se muestra en la Tabla 4.1 los modelos 12PSM, 12PCMD, 18PSM y 18PCMD, exhiben valores de 3.70, 3.15, 2.59 y 2.07 de capacidad de ductilidad, menores a la capacidad de ductilidad de diseño igual a 4.8. Los resultados indican que debe reforzarse la estructura o realizar el diseño de este tipo de edificaciones con un factor de reducción de respuesta R más pequeño. Sin embargo, estas reducidas capacidades de ductilidad todavía satisfacen las demandas impuestas por el espectro normativo, tal como se observa en las figuras 4.25, 4.26 y 4.27.

El espectro de diseño para suelo Tipo S1 establece las mayores demandas de fuerza sísmica en el rango de períodos bajos, los cuales se encuentran por debajo de los períodos predominantes del grupo de edificaciones diseñadas. Esto puede explicar el hecho de que este espectro demanda ductilidades bajas a los modelos analizados. Posiblemente, espectros para suelos de otro tipo, puedan demandar ductilidades más altas ya que sus ramas de mayores solicitaciones sísmicas se correspondan mejor con los períodos de las edificaciones. La comparación se hace para espectros normativos pero, habría que analizar el problema bajo la acción de espectros obtenidos con sismos reales. Es importante aún observar, que las capacidades de ductilidades de diseño no son alcanzadas por un grupo de modelos analizado, lo cual nos puede llevar a pensar en diseñar este tipo de edificaciones en esquina con

En la Tabla 4.2 se dan los resultados de las demandas de ductilidad (μ_1) determinada para el punto de desempeño como el valor del desplazamiento en el punto de desempeño entre el valor de desplazamiento del punto cedente (Δ_d/Δ_y) y demandas de ductilidad (μ_2) calculadas por otros autores como la relación entre los valores espectrales de aceleración del espectro elástico entre el valor espectral de la aceleración del espectro reducido o inelástico (Saelas./Sainelast.). Las demandas del factor de reducción de respuesta (R), se obtiene dividiendo demandas de ductilidad (μ_2) entre el valor de 0.8, proveniente de la ecuación $\mu = 0.8R$ y del factor de reducción efectivo (β_{efectivo}) de la relación valor de la aceleración espectral del espectro reducido entre el valor de la aceleración espectral del espectro elástico. Todos los valores mencionados se calculan para cada uno de los modelos analizados y aplicando la metodología ATC-40.

TABLA 4.2.
Ductilidad, Factor de Respuesta y Factor de Reducción Efectivo (β_{efec}) para el punto de desempeño.

PISOS	MODELO	Demanda de ductilidad (μ_1)	Demanda de ductilidad (μ_2)	Demanda de R	Factor de reducción efectivo (β_{efectivo})
6	6PSM	1.60	1.46	1.83	0.27
	6PCMH	1.44	1.46	1.83	0.27
	6PCMD	1.32	1.25	1.56	0.15
12	12PSM	1.71	1.63	2.04	0.33
	12PCMH	1.55	1.54	1.93	0.3
	12PCMD	1.46	1.43	1.79	0.27
18	18PSM	1.61	1.47	1.84	0.27
	18PCMH	1.44	1.47	1.84	0.27
	18PCMD	1.28	1.28	1.6	0.17

En la tabla 4.3 se muestra un cuadro comparativo donde se observa que para los modelos analizados la capacidad de ductilidad es superior a la demanda de ductilidad para el espectro elástico normativo pero puede decirse que esta condición pudiera cambiar si la demanda proviene de sismos reales. Puede verse además que para la misma tabla, solo el modelo 6PSM, 6PCMH, 12PCMH y 18PCMH superan

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

menores valores de capacidad de ductilidad.

En la Tabla 4.2 se dan los resultados de las demandas de ductilidad (μ_1) determinada para el punto de desempeño como el valor del desplazamiento en el punto de desempeño entre el valor de desplazamiento del punto cedente (Δ_d/Δ_y) y demandas de ductilidad (μ_2) calculadas por otros autores como la relación entre los valores espectrales de aceleración del espectro elástico entre el valor espectral de la aceleración del espectro reducido o inelástico ($S_{aelas.}/S_{ainelast.}$). Las demandas del factor de reducción de respuesta (R), se obtiene dividiendo demandas de ductilidad (μ_2) entre el valor de 0.8, proveniente de la ecuación $\mu = 0.8R$ y del factor de reducción por amortiguamiento ($\beta_{efectivo}$) de la relación valor de la aceleración espectral del espectro reducido entre el valor de la aceleración espectral del espectro elástico. Todos los valores mencionados se calculan para cada uno de los modelos analizados y aplicando la metodología ATC-40.

TABLA 4.2.
Ductilidad, Factor de Respuesta y Factor de Reducción por amortiguamiento (β_{efec})
para el punto de desempeño.

PISOS	MODELO	Demanda de ductilidad (μ_1)	Demanda de ductilidad (μ_2)	Demanda de R	Factor de reducción por amortiguamiento ($\beta_{efectivo}$).
6	6PSM	1.60	1.46	1.83	0.27
	6PCMH	1.44	1.46	1.83	0.27
	6PCMD	1.32	1.25	1.56	0.15
12	12PSM	1.71	1.63	2.04	0.33
	12PCMH	1.55	1.54	1.93	0.3
	12PCMD	1.46	1.43	1.79	0.27
18	18PSM	1.61	1.47	1.84	0.27
	18PCMH	1.44	1.47	1.84	0.27
	18PCMD	1.28	1.28	1.6	0.17

En la tabla 4.3 se muestra un cuadro comparativo donde se observa que para los modelos analizados la capacidad de ductilidad es superior a la demanda de ductilidad para el espectro elástico normativo pero puede decirse que esta condición pudiera cambiar si la demanda proviene de sismos reales. Puede verse además que

Licencia Creative Commons:

la ductilidad normativa o de diseño de 4.8. Es necesario mencionar que para estos modelos PCMH no representan la mejor condición de edificación en esquina. La capacidad de ductilidad de torsión supera los valor establecidos como normativos excepto para el modelo 18PCMD que se ve seriamente afectado; se refleja de esta manera que la inclusión de la mampostería con distribución irregular en planta como para las edificaciones en esquina afecta a las mismas. La determinación de la ductilidad normativa $\mu_{\theta_{max, norma}}$, dada como $(0.018H*\sqrt{2})/\text{brazo}$ sólo es considerada en el rango elástico ya que en el rango inelástico no hay relación lineal. En el rango inelástico el centro de rigidez (CR) cambia de posición y se mueva al centro de resistencia (CR) y el brazo que va desde el extremo de la edificación al centro de rigidez, va cambiando de longitud debido a este cambio de posición.

Los valores de los factores de respuesta para capacidad y demanda de los modelos analizados no alcanzan en ningún caso el factor R de diseño para lo cual debe como se mencionó anteriormente, reforzarse las edificaciones respectivas o diseñar con un valor R más pequeño.

TABLA 4.3
Cuadro comparativo de capacidad y demanda de los modelos analizados

$\mu_{\text{DISEÑO}} = 4.8$ $R_{\text{DISEÑO}} = 6$		CAPACIDAD					DEMANDA			
PISOS	MODEL O	μ_{PUS} H.	$\mu_{\text{PUSH.}}$ Límite seguridad	R_{PUS} H.	μ_0	μ_{maxnorma}	Demanda de ductilidad (μ_1)	Demanda de ductilidad (μ_2)	Demanda de R	Factor de reducción β_{efectivo}
6	6PSM	6.26	4.63	4.15	0	-	1.60	1.46	1.83	0.27
	6PCMH	5.35	4.63	3.9	-	-	1.44	1.46	1.83	0.27
	6PCMD	6.49	5.59	3.59	13.36	8.57	1.32	1.25	1.56	0.15
12	12PSM	3.70	-	4.39	0	-	1.71	1.63	2.04	0.33
	12PCM H	9.58	5.63	3.54	-	-	1.55	1.54	1.93	0.3
	12PCM D	3.15	-	3.15	47.57	18.75	1.46	1.43	1.79	0.27
18	18PSM	2.59	-	4.60	0	-	1.61	1.47	1.84	0.27
	18PCM H	8.94	6.08	3.91	-	-	1.44	1.47	1.84	0.27
	18PCM D	2.07	-	3.18	-	-	1.28	1.28	1.6	0.17

ESPECTRO DE CAPACIDAD-DEMANDA
EDIFICACION DE 12 PISOS

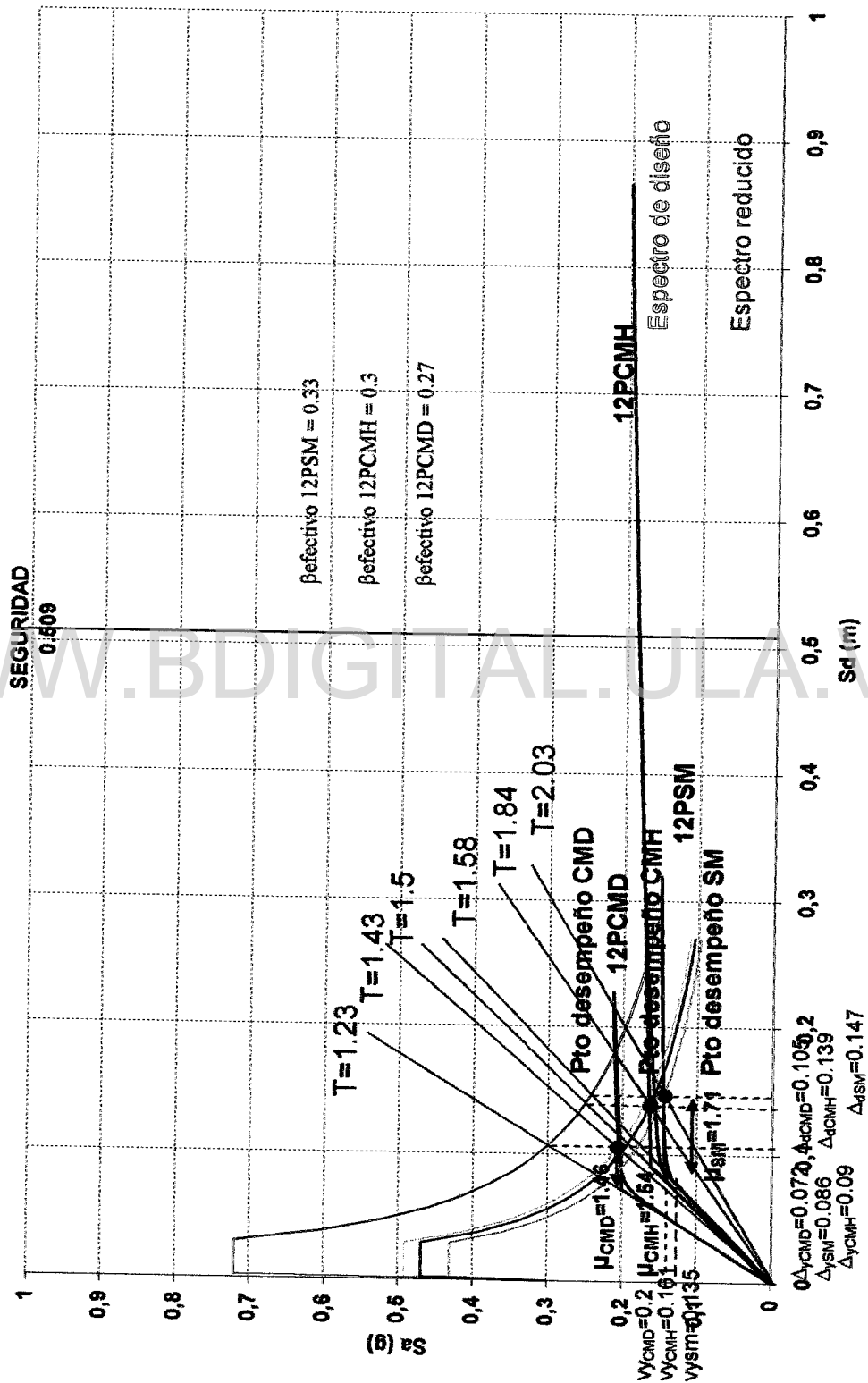
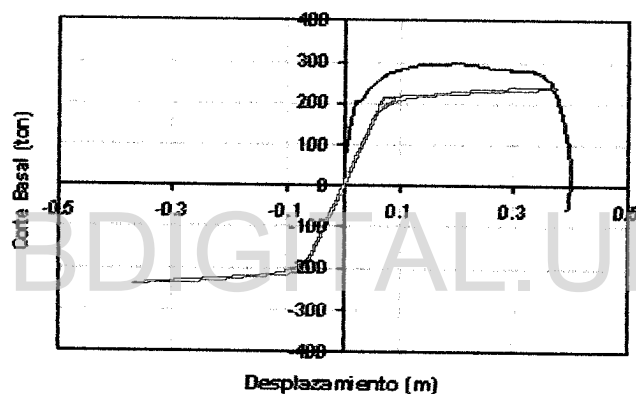


Figura 4.26. Espectro de capacidad-demanda. Determinación del punto de desempeño para los modelos 12PSM, 12PCMH y 12PCMD

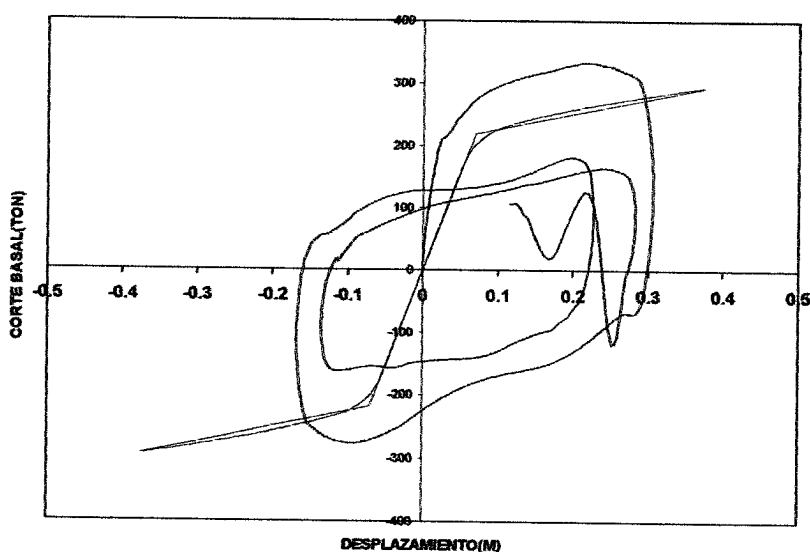
4.2. ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se realiza mediante un registro sinusoidal cuyo período corresponde al período de la estructura y una aceleración de 0.33g, y un registro acelerográfico del sismo Mexicalli proveniente de fuente cercana. Estas acciones son aplicadas a las edificaciones de 6 pisos, 12 pisos y 18 pisos, con mampostería y sin mampostería.

4.2.1. Edificación de 6 pisos:



6PSM



6PCMH

Figura 4.26. Sismo sinusoidal para los modelos de 6 pisos.

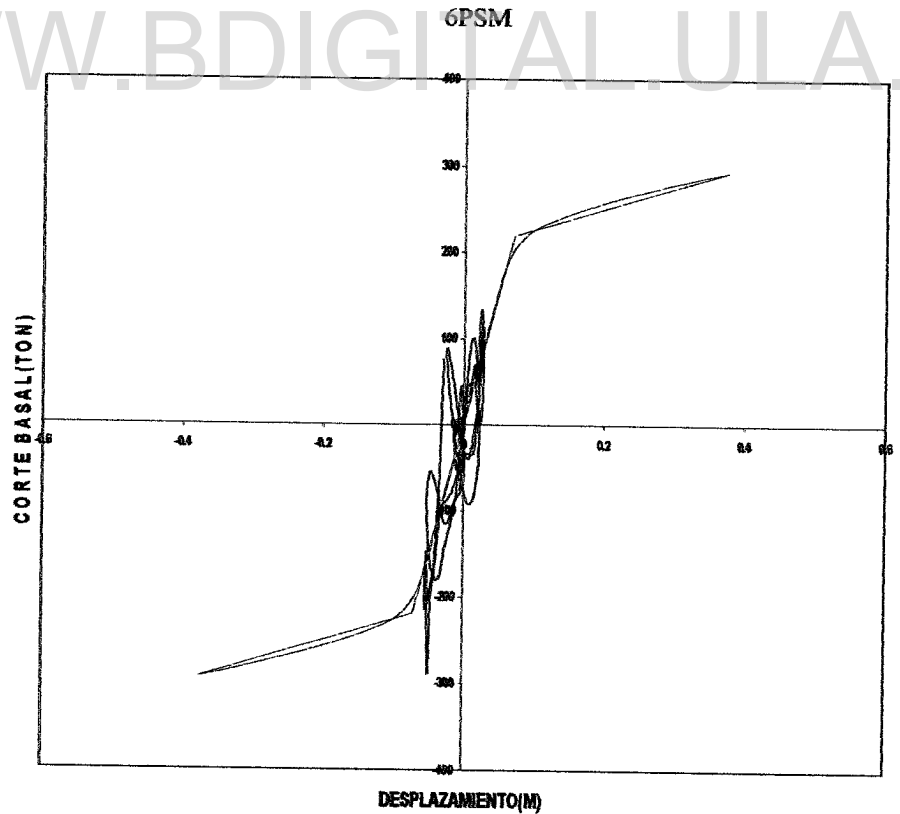
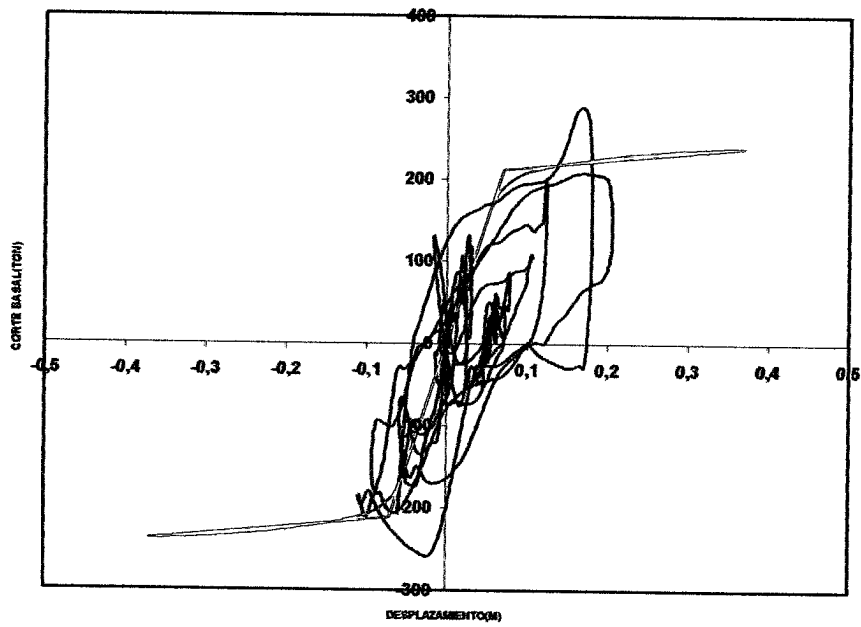


Figura 4.29. Sismo Mexicali para los modelos de 6 pisos.

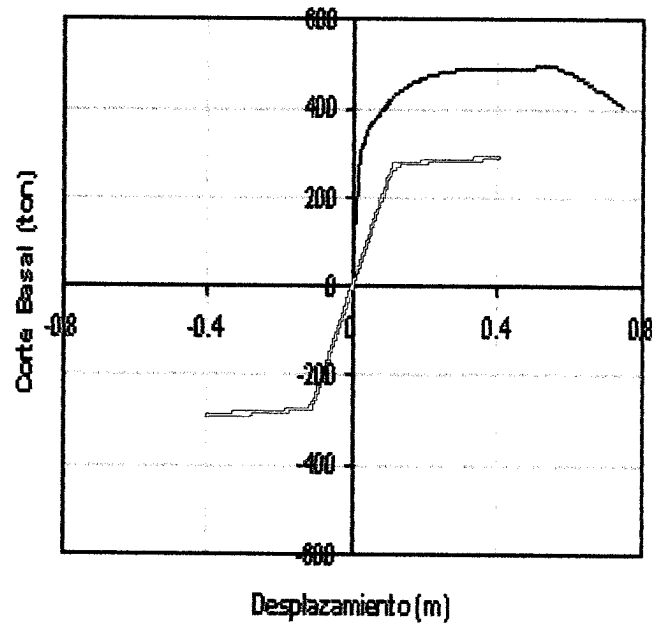
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
Ing. Efraín J. Moreno Rocaero 111
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

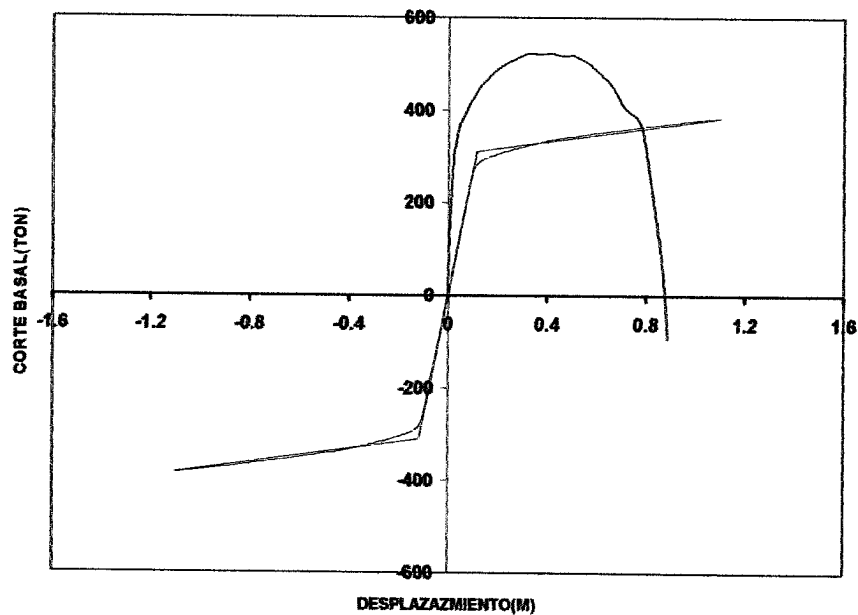
Tal como puede verse en la Figura 4.28, el sismo sinusoidal agota rápidamente la capacidad de las estructuras con y sin tabiquería. Estas son apenas capaces de desarrollar pocos ciclos de carga antes de que se produzca el colapso. Esto se entiende dado el hecho de que este tipo de registros viene dado con el mismo período predominante de la estructura, por lo que se espera tener demandas muy elevadas. Sin embargo, es posible observarse en el análisis comparativo con los otros modelos de 12 y 18 pisos, que los modelos de 6 pisos parecen resistir mejor las acciones impuestas por este tipo de eventos, y que cuando la acción se dispone en diagonal se dan los colapsos más repentinos.

Por otro lado, el comportamiento dinámico exhibido por los modelos de 6 pisos sin y con tabiquería bajo las demandas impuestas por el registro Mexicalli se muestra en las figuras 4.29. En este caso, los modelos sin mampostería desarrollan varios ciclos de histéresis, caracterizados por ciclos alternantes que en algún caso supera la capacidad de resistencia de la estructura. Ante la acción del mismo sismo impuesto en dirección horizontal, se desarrollan menor cantidad de ciclos que en el modelo sin tabiquería, los cuales son más estrechos lo que se traduce en una menor capacidad de disipación de energía, seguramente, debido a una mayor rigidización de la misma por la presencia de la tabiquería. Esta menor cantidad de ciclos histeréticos es consecuencia de la formación de un mecanismo de colapso.

4.2.2 Edificación de 12 Pisos



12PSM

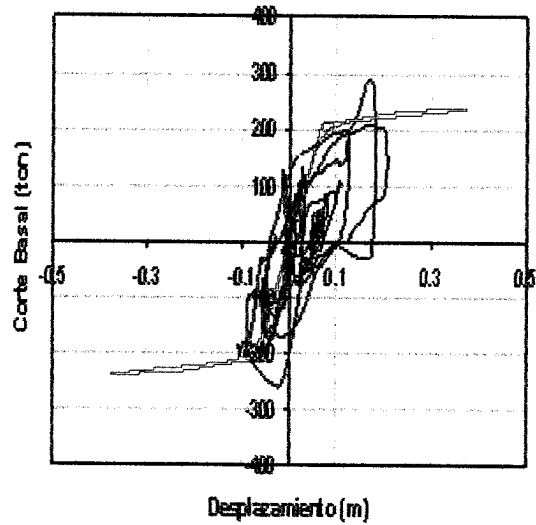


12PCMH

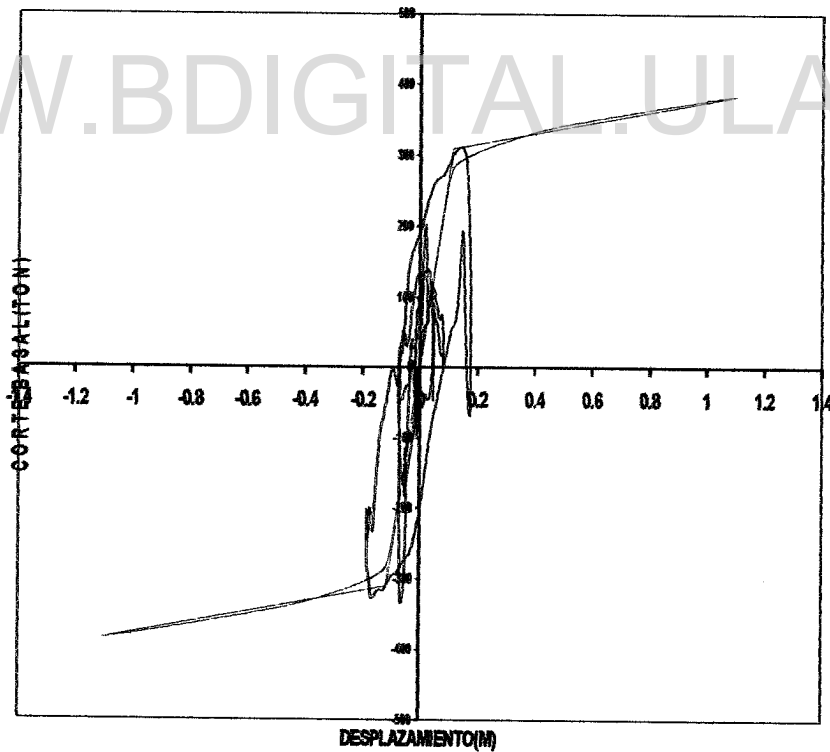
Figura 4.30 Sismo sinusoidal para los modelos de 12 pisos

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



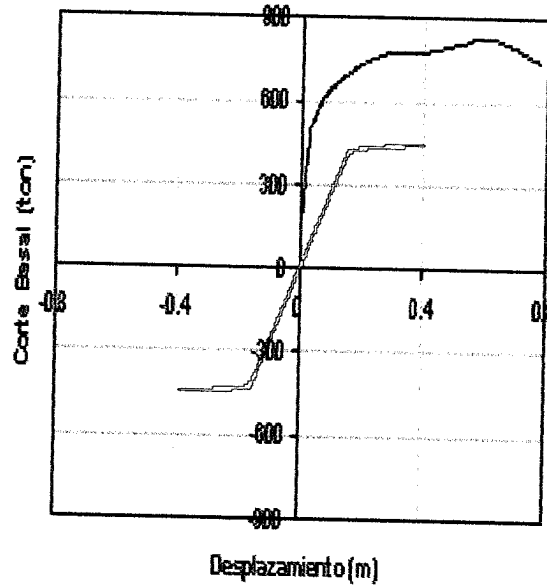
12PSM



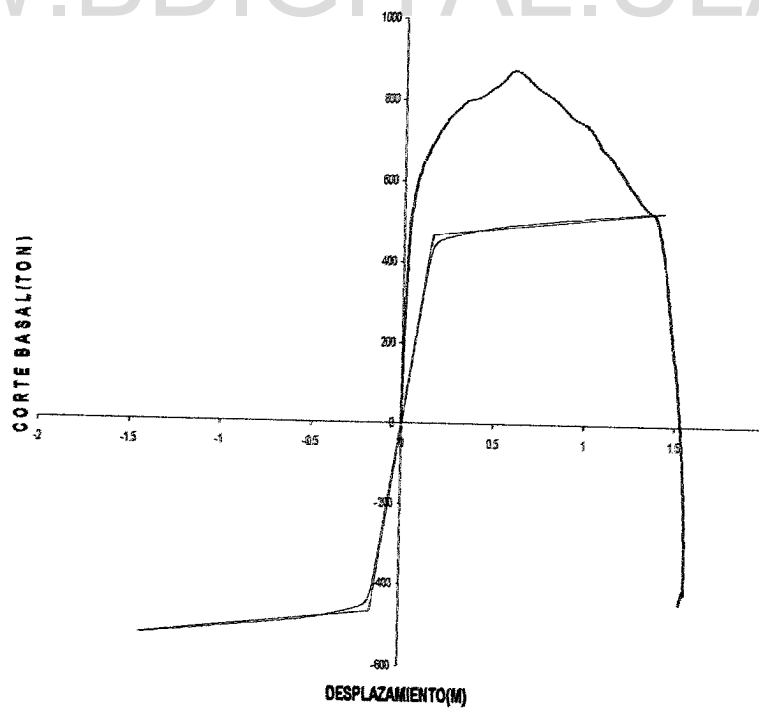
12PCMH

Figura 4.31. Sismo Mexicali para los modelos de 12 Pisos.

4.2.3 Edificación de 18 pisos

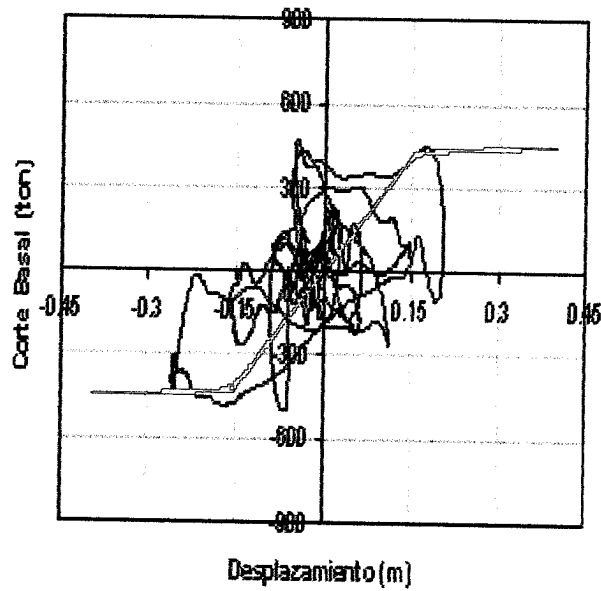


18PSM

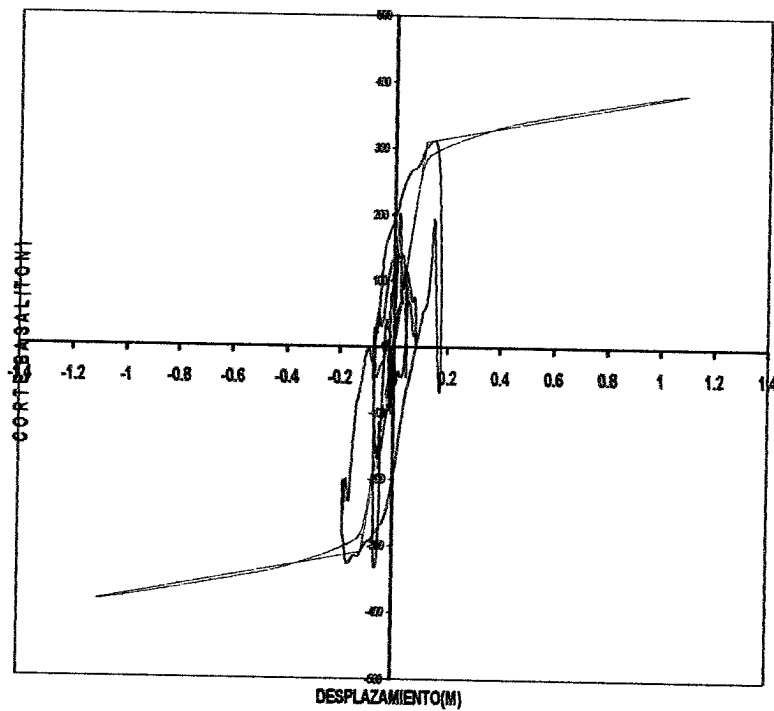


18PCMH

Figura 4.22. Sismo Sinusoidal para los modelos de 18 pisos.



18PSM



18PCMH

Figura 4.33. Sismo Mexicali para los modelos de 18 Pisos.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Resultados similares se obtienen para los edificios de 12 y 18 pisos, con y sin tabiquería ante la acción del registro sinusoidal y del registro Mexicalli, los cuales son mostrados en las Figuras 4.30, 4.31, 4.32 y 4.33. El comportamiento de los modelos ante el registro sinusoidal muestra ser el más desfavorable con un proceso de colapso casi inmediato por la formación de mecanismos de rotulaciones que alcanzan rápidamente a las columnas de los pisos. Ante el registro Mexicalli, los modelos sin tabiquería muestran una mayor capacidad de disipar energía por la aparición de algunos ciclos amplios a diferencia de los mostrados por los modelos con tabiquería donde se observa ciclos más estrechos. Los patrones de rotulaciones que se presentan en estos modelos son sustancialmente diferentes y parecen ser más desfavorable en el caso de las edificaciones con tabiquería, donde la formación de los mecanismos de colapsos se produce más pronto que aquellas sin tabiquería.

4.2.4 Mecanismos de rotulaciones

En la Figura 4.34 se muestra el mapa de rotulaciones en el caso del modelo de 6 pisos sin tabiquería. En la misma es posible observar que las rotulaciones se producen principalmente en las vigas de la estructura y no se alcanza a formar un mecanismo que induzca el colapso de la misma.

Por otra parte, en la Figura 4.35 se muestra las rotulaciones producidas ante la acción del registro Mexicalli en el modelo de 6 pisos con tabiquería. Es posible observar que las rotulaciones alcanzan primeramente a los paneles de tabiquería, luego a las vigas y columnas de la estructura. Un mecanismo de colapso se alcanza al rotularse las columnas del piso 3 en los pórticos Y2 y Y4. Es evidente entonces la alteración del mapa de rotulaciones ante la presencia de la tabiquería que crea, además, en este caso, una situación desfavorable, ya que se alcanza un mecanismo de colapso antes que finalice la acción de registro sísmico.

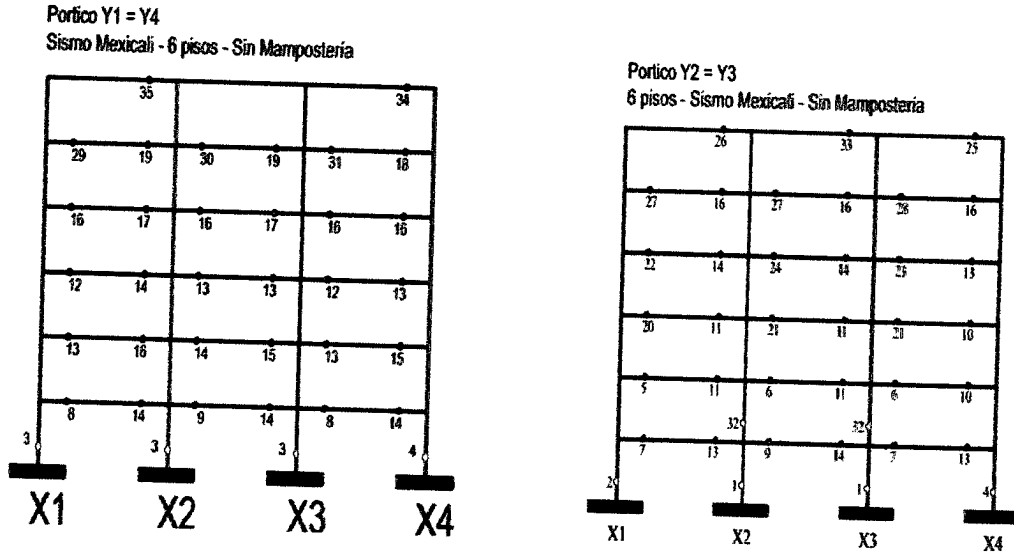


Figura 4.34. Rotulaciones en el modelo 6PSM, ante el registro de Mexicali.

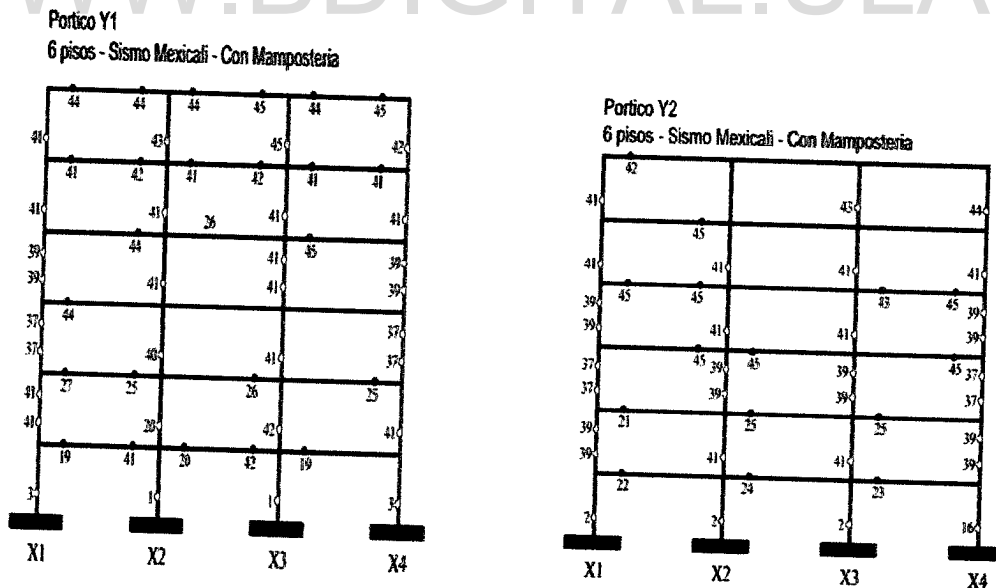


Figura 4.35. (a) Rotulaciones en el modelo 6PCM, ante el registro de Mexicali.

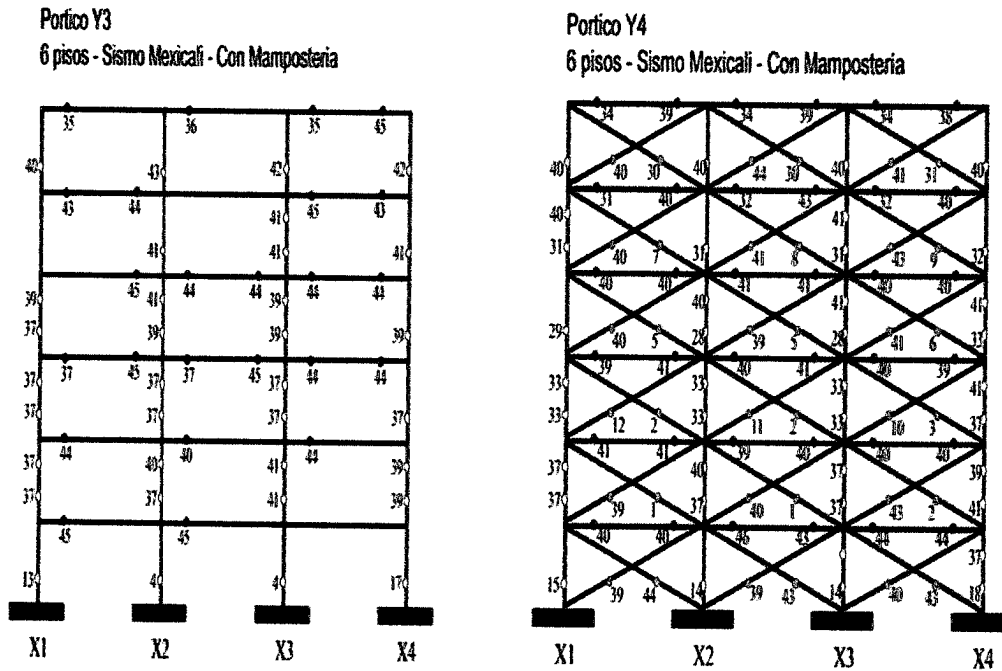


Figura 4.35. (b) Rotulaciones en el modelo 6PCM, ante el registro de Mexicali.

En las Figuras 4.36 y 4.37 se muestran las rotulaciones producidas por el registro Mexicali en los modelos de 12 pisos, sin y con tabiquería, respectivamente

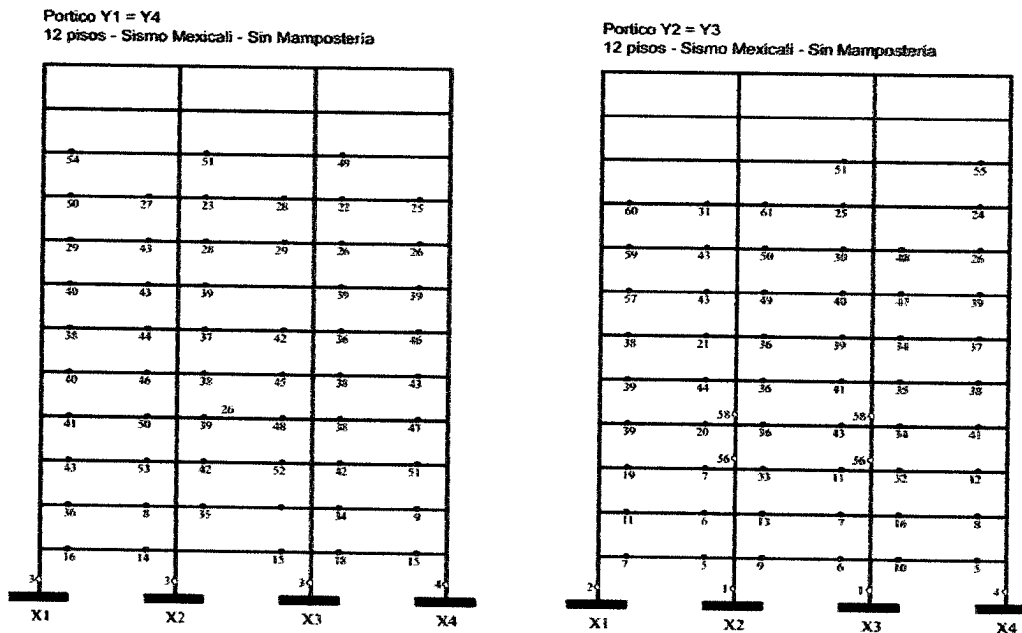


Figura 4.36. Rotulaciones en el modelo 12PSM, ante el registro de Mexicali.

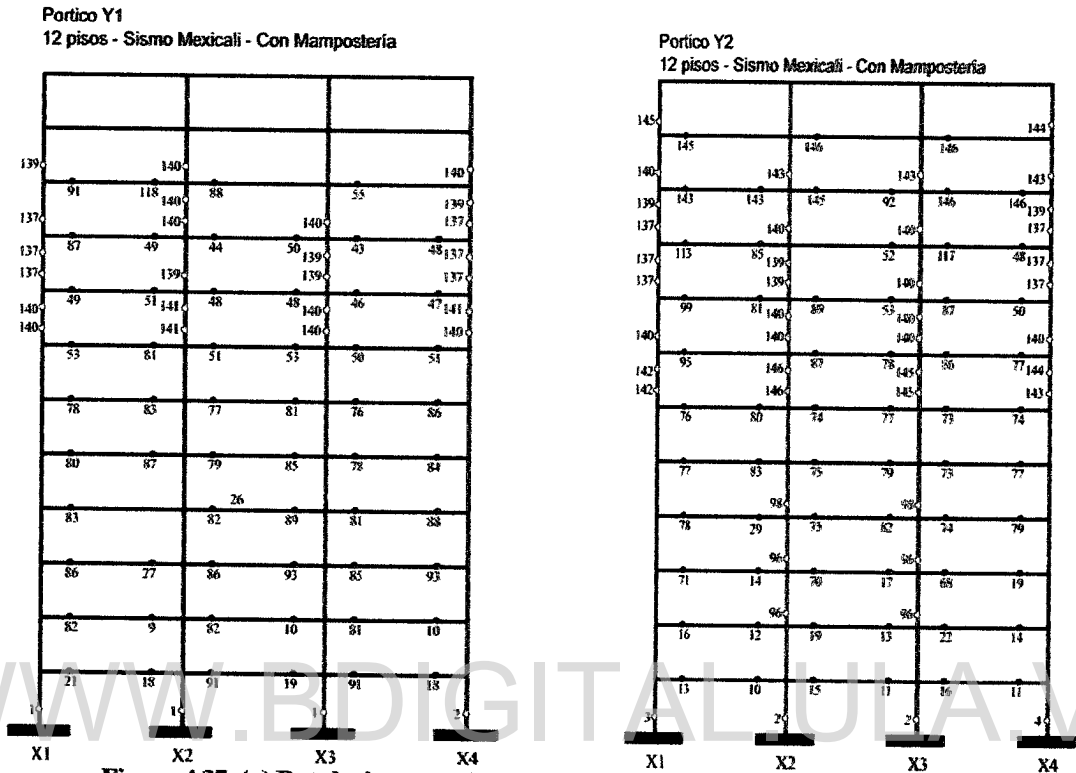


Figura 4.37. (a) Rotulaciones en el modelo 12PCM, ante el registro de Mexicali.

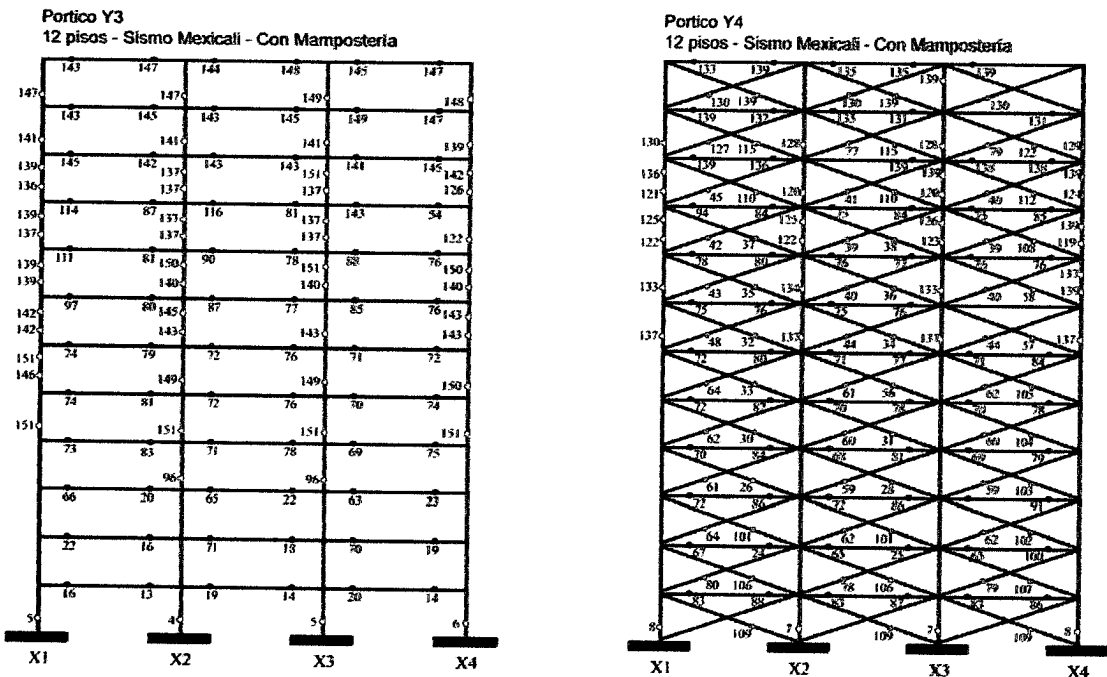


Figura 4.37. (b) Rotulaciones en el modelo 12PCM, ante el registro de Mexicali.

En el modelo 12PSM se producen rótulas principalmente en las vigas de la estructura y no se observa la formación de mecanismos de colapso de pisos. Caso contrario en el modelo 12PCM donde es evidente la formación de un mecanismo que alcanza el piso 8 del pórtico Y4 donde se encuentra la mampostería, luego se genera otro mecanismo en el piso 7 del pórtico Y3 y Y2. Luego se produce la falla del piso 8 en el pórtico Y1. Las rotulaciones se inician en la base de las columnas del primer piso y luego progresan a la zona de paneles de tabiquería. En este caso, la estructura colapsa ante la acción del registro sísmico.

Una similar situación se presenta en los modelos de edificios de 18 pisos. La Figura 4.38 muestra como las primeras rótulas se forman en la base de las columnas del primer piso en el edificio sin tabiquería, luego se rotulan varias vigas y algunas pocas columnas en los pisos superiores. De nuevo, no se observa ningún mecanismo que involucre falla prematura de la estructura.

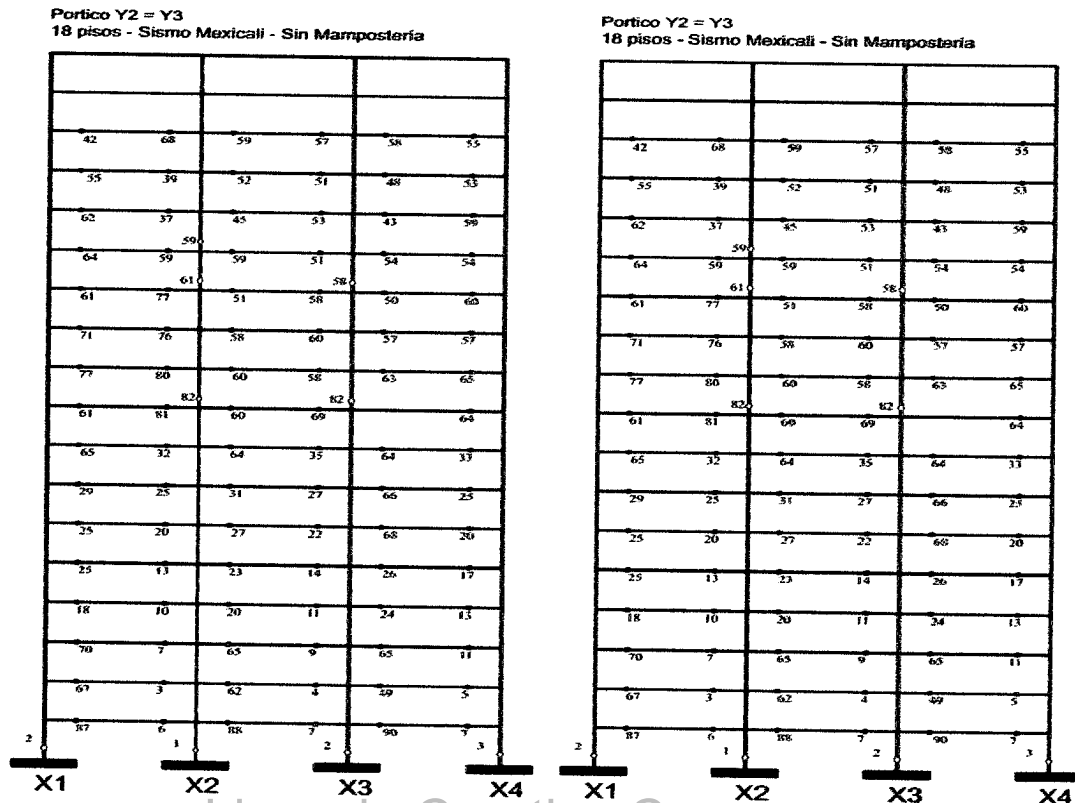


Figura 4.38. Rotulaciones en el modelo 18PCM, ante el registro de Mexicali.

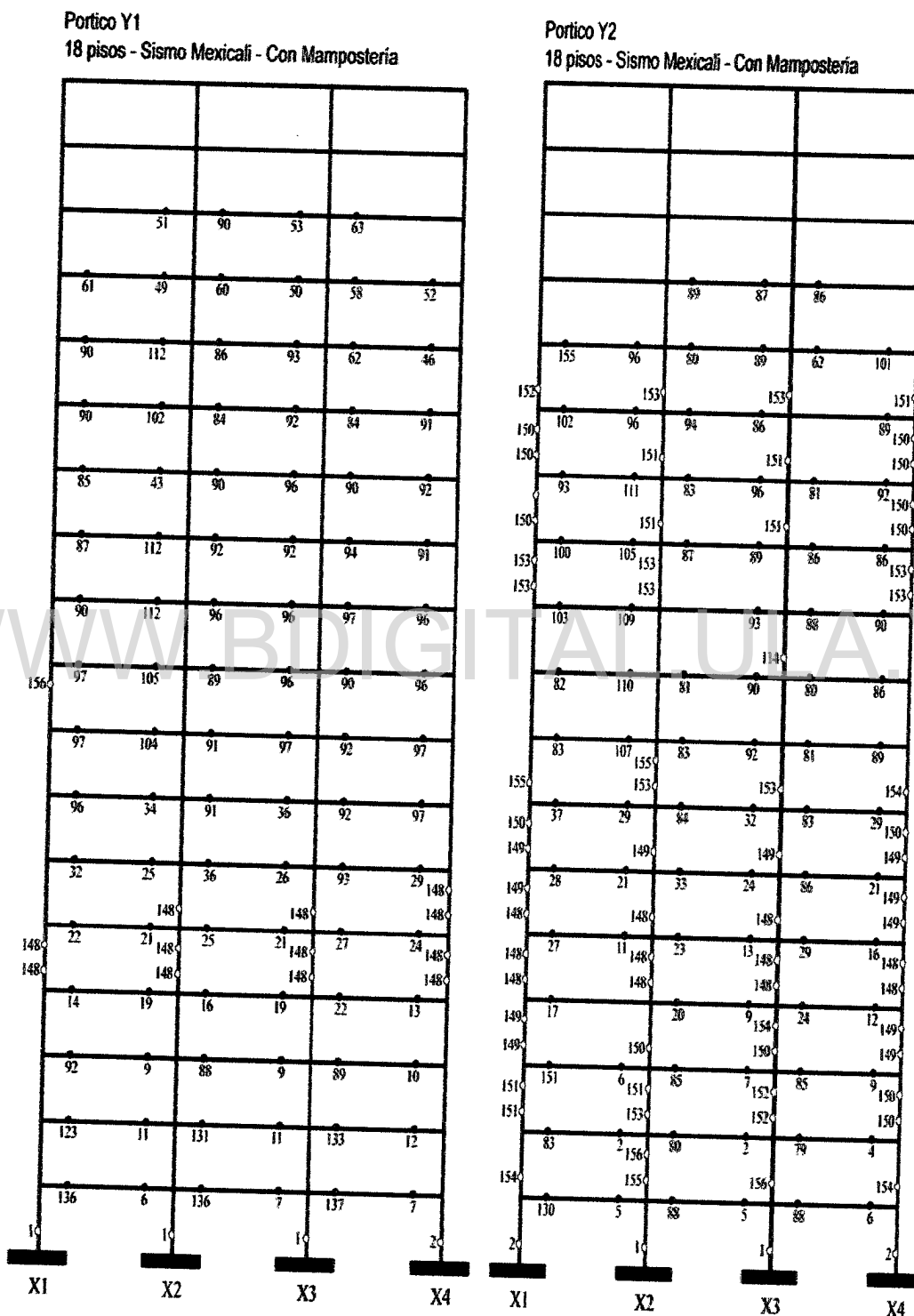


Figura 4.39. (a) Rotulaciones en el modelo 18PCM, ante el registro de Mexicali.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y RESULTADOS

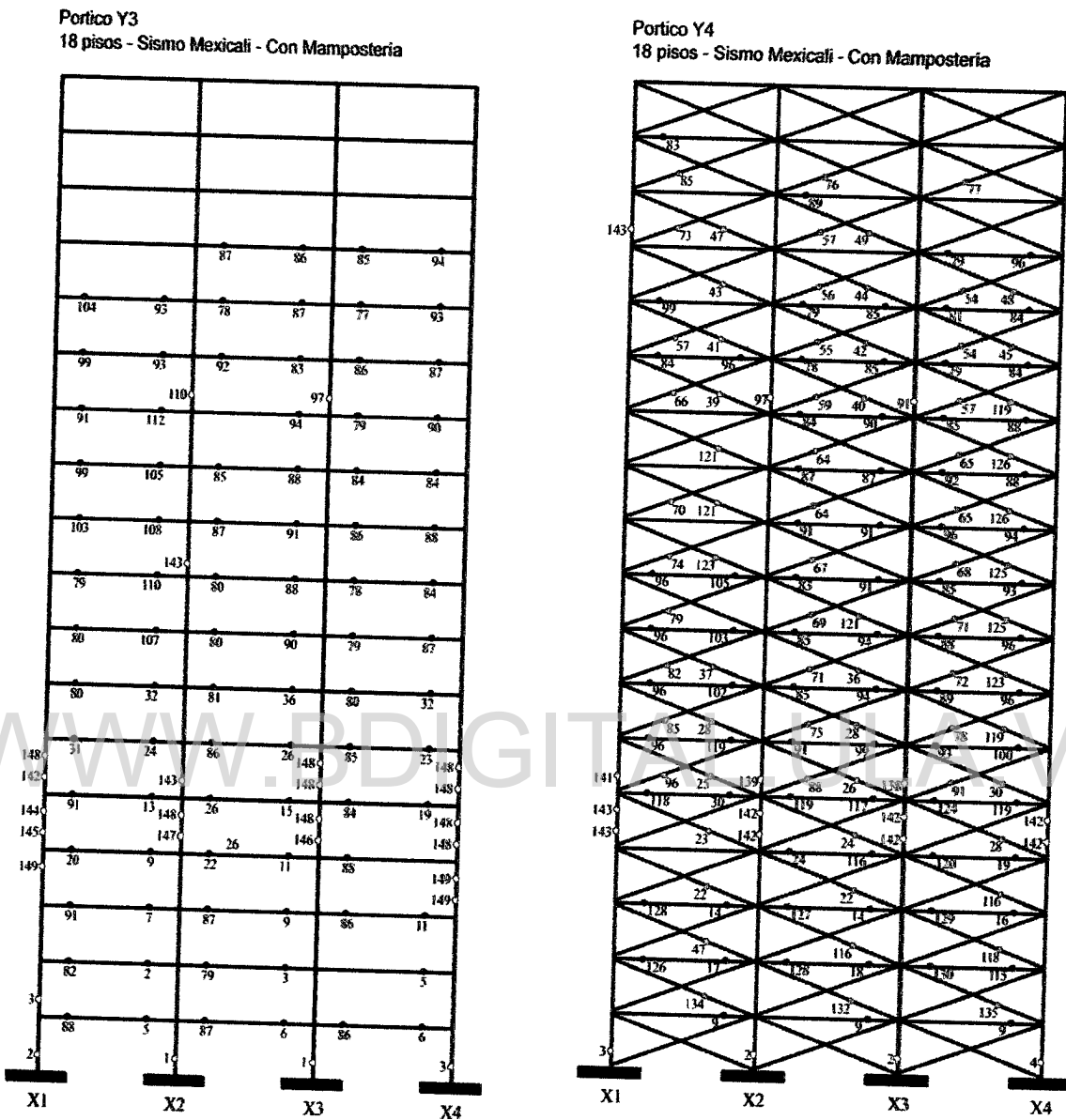


Figura 4.39. (b) Rotulaciones en el modelo 18PCM, ante el registro de Mexicali.

En los modelos con tabiquería se muestran las primeras rótulas en la base de las columnas, luego progresan hacia la zona de los paneles de mampostería y las vigas de los pisos intermedios (Figura 4.39(a) y (b)). La primera falla de piso se produce en el pórtico Y4 en el piso 4 y luego fallan simultáneamente el piso 4 de los pórticos Y1, Y2 y Y3.

Es notorio que la inclusión de la mampostería en los análisis induce una falla de la estructura ante la acción del registro sísmico, que no aparecía en el modelo sin tabiquería.

En este trabajo es necesario destacar que la introducción de la tabiquería en esquina cambia el mecanismo de diseño hecho para tener vigas débiles y columnas fuertes, por otro patrón de rotulaciones que introduce la falla de columnas, haciendo predominar el mecanismo de piso que es totalmente frágil. Esto contradice los “diseños por capacidad” establecidos por Paulay y Priestley, 1992 en su conocido texto “Seismic Design Reinforced Concrete and Masonry Building” (Wiley), donde se debe seleccionar los mecanismos dúctiles cinemáticamente admisibles y facilitar su desarrollo; y además la estructura no debe presentar mecanismos indeseables, debe hacerse insensible a los sismos, con ductilidad adecuada para permitir una óptima disipación de energía y así tolerar las demandas de ductilidad impuestas por los sismos fuertes.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
Ing. Silvio R. Moreno Rivera 24
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La rigidez y la resistencia en las edificaciones aumenta con la inclusión de la mampostería.
- La consideración de la mampostería en el interior de los edificios regulares analizados y calculados sin incluirla, conduce a la aparición de efectos torsionales producto del aumento de la excentricidad por el cambio del centro de rigideces.
- En este tipo de edificaciones en esquina, la aplicación del patrón de cargas durante la ejecución del análisis tipo pushover para obtener la curva de capacidad, debe efectuarse en sentido diagonal y en la dirección mas desfavorable.
- La ductilidad de las edificaciones de 6, 12 y 18 pisos con tabiquería, disminuye con respecto a las edificaciones sin tabiquería.
- Las capacidades de ductilidad de dos (6PSM y 6PCMH) de los tres modelos de 6 pisos, alcanzan las ductilidades de diseño. El resto de las edificaciones muestran capacidades por debajo de las de diseño, excepto los modelos analizados con el patrón de cargas en dirección x o y. A medida que se incrementa el número de pisos las capacidades de ductilidad disminuyen.
- El factor de respuesta R, disminuye para todas las edificaciones con tabiquería respecto a las que no poseen tabiquería. Esto indica que estas edificaciones exhiben mayor resistencia que las edificaciones regulares sin mampostería.
- El factor de ajuste para el factor de respuesta de acuerdo con el análisis estático no lineal, debe ser proporcional al número de pisos de la edificación.
- La influencia de la mampostería se manifiesta en el acoplamiento de la respuesta modal de traslación y rotación.

Licencia Creative Commons:

Ing. Eivira R. Moreno Rivero 126

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los patrones de rotulación que muestran los diferentes elementos portantes de las edificaciones se ven alterados cuando se analizan con y sin tabiquería, apareciendo rotulas en las columnas, con predominio del mecanismo de piso, ajeno a un diseño por capacidad.
- La aplicación del patrón de cargas en sentido horizontal no parece proveer una respuesta adecuada de las edificaciones modeladas con la mampostería incluida.
- La inclusión de la tabiquería afecta el comportamiento de las estructuras y por lo tanto su consideración en el diseño y cálculo de las edificaciones debe tomarse en cuenta.
- Es recomendable la implementación de un procedimiento de análisis estructural que establezca la consideración de la tabiquería en edificaciones cuyo comportamiento pueda ser susceptible a la disposición irregular de este tipo de elementos “no estructurales”.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Ing. Elira R. Moreno Rivera 127

- ATC-40 (1996). "*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*". Applied Technology Council, California Seismic Safety Commission. November, 1996.
- Bendito A., Rivero, P. y Lobo Quintero W. (2001). "*Curvas de isoaceleración para estados de desempeño estructural*". Boletín Técnico IMME, UCV, N° 2. Vol. 39, Julio 2001.
- Castilla (1990). "*Experiencias recientes en mampostería confinada sismo-resistente*". Instituto de materiales y modelos estructurales (IMME). Universidad Central de Venezuela. Boletín Técnico No. 79.
- Chopra, A. (1995). "*Dynamics of structure. Theory and applications to Earthquake Engineering*". Berkeley, USA.1995.
- De La LLera, J. and Chopra, A. (1995). "*Understanding the inelastic seismic behavior of asymmetric plan building*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol 24, 549-572.
- Doudomis, I. and Mitsopoulon, E. (1998). "*Analytical modeling at earthquake-resistant design of masonry buildings*", Series on innovation in structure and construction, Vol. 1. Imperial College Press. Singapore.
- Gancheva, R. Mihalkov, A., Nikolov, A. and Andrew, M. (1996). "*Hysteretic behavior in test of masonry infilled frames*". 11th European Conference on Earthquake Engineering. Balkema. Rotterdam ISBN 90541098 2 3.
- Ghobarah, A., Aly, N. and El-Attar, M. (1997). "*Performance level criteria and evaluation. A Critical review of proposed guidelines*". Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Slovenia, June 24-27. Fajfar and Krawinkler Editors. Balkema, 1997.
- Hernández, J. 1997. "*Desempeño Estructural y Espectros de Diseño. Tema 9. Diseño Sismorresistente*". Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, Caracas.
- Hose Et Al, 2000. "*Development of a performance evaluation data base for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads*". Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2.

- IP-3 Edificios. Software Versión 7.2. *Cálculo estructural de edificaciones*. Caracas, 2002.
- La Fuente, M. y Genatios, C. (1994). "*Propuesta para el análisis de muros de mampostería confinada*". Boletín Técnico del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Vol. 32, No.2, pp. 43-66, 1994.
- Li, W. (1998). "*CANNY-99. Three-dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package*". Singapore.
- Li Ying-Min, Jishu-Yan, Yang Ya-Qiong, Yang Cheng. (2006). *Analysis of factors influencing on capacity-demand-diagram method and preliminary study on improved method based on demand region*". National Conference on Earthquake Engineering. San Francisco, USA. Paper No. 2068.
- Lobo Quintero, W. (2006). "*Niveles, condiciones, objetivos y modalidades del diseño sismorresistente basado en desempeño*". Boletín Técnico IMME, Vol. 43, No. 3, Noviembre 2005.
- MOP (1967). "*Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas*". Ministerio de Obras Públicas, Caracas, 1967.
- Negro, P., Anthoine, A., Combescure, D., Magonette, G., Molina, J., Pegon P., Verzeletti, G. (1995). "*Tests on the four-storey reinforced concrete frame with masonry infills. Preliminary report*". Special Publication No. I95.54, 1995, Ispra (VA), Italia.
- Paulay and Priestley (1992). "*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*". EE.UU.
- Puglisi, V. (2005). "*Modelado del comportamiento de la mampostería confinada basado en la teoría del daño*". Universidad de Los Andes. Mérida, Venezuela, 2005.
- Sarmiento, F. (1994). "*Modelado de muros heterogéneos usando técnicas de homogeneización*". Tesis de Maestría. Universidad de Los Andes. Mérida, Venezuela. 1994.
- Silva, P., Hose, Y., and Seible, F. (200). "*Development of a performance evaluation data base for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads*". Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 2, May 2000.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Terán, C. (2003). *“Influencia de las columnas cortas en el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado”*. Universidad de los Andes. Mérida.
- Timazevic, M. (1997). *“Seismic resistance verification of masonry building. Following the news trends”*. Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes Fajfar y Krawinker, Ed. Balkema, Rotterdam ISBN054 109289.
- Tomazevic, M. (1999). *“Earthquake-resistant design of masonry buildings. Series on innovation in structure and construction”*. Vol. 1. Imperial College Press. Singapore, pp. 163-177.
- Zarnic, R., Gostic, S. (1997). *“Masonry unfilled frames as an effective structural sub-assembly”*. Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes Fajfar y Krawinker, Ed. Balkema, Rotterdam ISBN054 10928 9.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

APÉNDICE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

APÉNDICE A
VALORES DE RIGIDEZ PARA CADA PISO DE LOS PÓRTICOS Y1,
Y2=Y3 Y Y4.

PORTICO X1=Y1

Piso	corte total(ton)	desplaz. (m)	deriva(m)	Rigidez de piso (ton/m)
1	36000	0,003	0,003	13333333
2	34336	0,008	0,005	6603077
3	31000	0,014	0,006	5081967
4	26000	0,020	0,006	4333333
5	16668	0,025	0,005	3333600
6	10000	0,028	0,003	3333333

PORTICO X2=X3=Y2=Y3

Piso	corte total(ton)	desplaz. (m)	deriva(m)	Rigidez de piso (ton/m)
1	35000	0,002	0,002	16666667
2	33336	0,006	0,004	8547692
3	30000	0,011	0,005	6000000
4	25000	0,015	0,004	6250000
5	18332	0,018	0,003	6110667
6	10000	0,020	0,002	5000000

PORTICO X1=Y1

Piso	corte total(ton)	desplaz. (m)	deriva(m)	Rigidez de piso (ton/m)
1	36000	0,003	0,003	13333333
2	34336	0,008	0,005	6603077
3	31000	0,014	0,006	5081967
4	26000	0,020	0,006	4333333
5	16668	0,025	0,005	3333600
6	10000	0,028	0,003	3333333

Piso	K1	K2	K3	K4	Σ_{kij}
1	13333333	16666667	16666667	89192000	13585866 7
2	6603077	8547692	8547692	43200000	66898462
3	5081967	6000000	6000000	34185714.3	51267681
4	4333333	6250000	6250000	42111111.1	58944444
5	3333600	6110667	6110667	25930000	41484933
6	3333333	5000000	5000000	20520000	33853333
X(m)	0	6	12	18	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela

Ing. Elvira Rosa Moreno Rivero 133

(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

APÉNDICE B
VALORES DE RIGIDEZ PARA CADA PISO DE LOS PÓRTICOS Y1,Y2=Y3
Y Y4. EDIFICACIÓN 12PCM

12 PISOS

PORTICO X1=Y1

Piso	corte total(ton)	desplaz.(m)	deriva(m)	Rigidez de Piso(ton/m)
1	130000	0.004	0.004	35135135
2	128332	0.012	0.008	16041500
3	125000	0.022	0.010	12019231
4	120000	0.034	0.012	10344828
5	113332	0.046	0.012	9366281
6	105000	0.058	0.012	8750000
7	95000	0.070	0.013	7539683
8	83336	0.083	0.013	6613968
9	70000	0.095	0.012	5833333
10	54976	0.104	0.009	6108444
11	38332	0.112	0.008	4791500
12	20000	0.117	0.005	4000000

PORTICO X2=X3=Y2=Y3

Piso	corte total(ton)	desplaz.(m)	deriva(m)	Rogidez de Piso (ton/m)
1	130000	0.0027	0.003	48148148
2	128332	0.008	0.005	24213585
3	125000	0.015	0.007	17857143
4	120000	0.023	0.008	15000000
5	113332	0.032	0.009	12592444
6	105000	0.041	0.009	11666667
7	95000	0.052	0.011	8636364
8	83332	0.063	0.011	7575636
9	70000	0.075	0.012	5833333
10	55000	0.085	0.010	5500000
11	38332	0.092	0.007	5476000
12	20000	0.097	0.005	4000000

PORTICO X4=Y4

Piso	corte total(ton)	desplaz.(m)	deriva(m)	Rigidez de piso (ton/m)
1	103986	0.0007	0.0007	144425000
2	78304	0.0018	0.0011	72503703.7
3	65484	0.0029	0.0011	59530909.09
4	58948	0.0040	0.0011	53589090.91
5	53474	0.0051	0.0011	48612727.27
6	49036	0.0062	0.0011	44578181.82
7	40554	0.0072	0.0010	40554000
8	32882	0.0082	0.0010	32882000
9	26118	0.0091	0.0009	29020000
10	20682	0.0099	0.0008	25852500
11	13570	0.0108	0.0100	1357000
12	5046	0.0111	0.0003	16820000

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 Ing. Edtra Rosa Moreno Rucero 134
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Piso	K1	K2	K3	K4	Σk_{ij}
1	35135135	48148148	48148148	144425000	275856431
2	16041500	24213585	24213585	72503703.7	136972374
3	12019231	17857143	17857143	59530909.1	107264426
4	10344828	15000000	15000000	53589090.9	93933918
5	9366281	12592444	12592444	48612727.3	83163897
6	8750000	11666667	11666667	44578181.8	76661515
7	7539683	8636364	8636364	40554000	65366410
8	6613968	7575636	7575636	32882000	54647241
9	5833333	5833333	5833333	29020000	46520000
10	6108444	5500000	5500000	25852500	42960944
11	4791500	5476000	5476000	13570000	29313500
12	4000000	4000000	4000000	16820000	28820000

APÉNDICE C
VALORES DE RIGIDEZ PARA CADA PISO DE LOS PÓRTICOS Y1, Y2=Y3
Y Y4. EDIFICACIÓN 18PCM

PORTICO X1=Y1

Piso	corte total(ton)	desplaz.(m)	deriva(m)	Rigidez de Piso (ton/m)
1	284964	0.00	0.00	94988000
2	283268	0.01	0.01	40466857
3	279892	0.02	0.01	34986500
4	274844	0.03	0.01	27484400
5	268136	0.04	0.01	29792889
6	259780	0.05	0.01	23616364
7	249772	0.06	0.01	22706545
8	238072	0.07	0.01	18313231
9	224668	0.08	0.01	20424364
10	209400	0.10	0.01	14957143
11	192464	0.11	0.01	14804923
12	185200	0.12	0.01	18520000
13	162044	0.14	0.02	8102200
14	132148	0.16	0.02	6607400
15	109768	0.17	0.01	10976800
16	84800	0.18	0.01	8480000
17	58160	0.19	0.01	5816000
18	29788	0.20	0.01	2978800

PORTICO X2=X3=Y2=Y3

Piso	corte total(ton)	desplaz.(m)	deriva(m)	Rigidez de Piso (ton/m)
1	285000	0.00	0.00	95000000
2	283332	0.01	0.01	40476000
3	280000	0.02	0.01	35000000
4	275000	0.03	0.01	27500000
5	268332	0.04	0.01	29814667
6	260000	0.05	0.01	23636364
7	250000	0.06	0.01	22727273
8	238332	0.07	0.01	18333231
9	225000	0.08	0.01	20454545
10	210000	0.10	0.01	15000000
11	193332	0.11	0.01	14871692
12	175000	0.12	0.01	17500000
13	155000	0.14	0.02	7750000
14	133332	0.16	0.02	6666600
15	110000	0.17	0.01	11000000
16	85000	0.18	0.01	8500000
17	58336	0.19	0.01	5833600
18	30000	0.20	0.01	3000000

PORTICO X4=Y4

Piso	corte total(ton)	desplaz.(m)	deriva(m)	Rigidez de Piso (ton/m)
1	252134	0.001	0.001	210111667
2	218400	0.003	0.002	104000000
3	201156	0.006	0.002	91434545
4	190568	0.008	0.002	79403333
5	180698	0.010	0.002	86046667
6	168800	0.012	0.002	84400000
7	155338	0.015	0.003	51779333
8	145322	0.017	0.002	72661000
9	134046	0.020	0.003	44682000
10	122006	0.022	0.002	61003000
11	107706	0.025	0.003	35902000
12	95818	0.027	0.002	47909000
13	76194	0.029	0.002	38097000
14	61594	0.032	0.003	20531333
15	48002	0.034	0.002	24001000
16	34942	0.036	0.002	17471000
17	20494	0.037	0.001	20494000
18	7198	0.038	0.001	8997500

PORTICO X2=X3=Y2=Y3

Piso	corte total(ton)	desplaz.(m)	deriva(m)	Rigidez de Piso (ton/m)
1	285000	0.00	0.00	95000000
2	283332	0.01	0.01	40476000
3	280000	0.02	0.01	35000000
4	275000	0.03	0.01	27500000
5	268332	0.04	0.01	29814667
6	260000	0.05	0.01	23636364
7	250000	0.06	0.01	22727273
8	238332	0.07	0.01	18333231
9	225000	0.08	0.01	20454545
10	210000	0.10	0.01	15000000
11	193332	0.11	0.01	14871692
12	175000	0.12	0.01	17500000
13	155000	0.14	0.02	7750000
14	133332	0.16	0.02	6666600
15	110000	0.17	0.01	11000000
16	85000	0.18	0.01	8500000
17	58336	0.19	0.01	5833600
18	30000	0.20	0.01	3000000

PORTICO X4=Y4

Piso	corte total(ton)	desplaz.(m)	deriva(m)	Rigidez de Piso (ton/m)
1	252134	0.001	0.001	210111667
2	218400	0.003	0.002	104000000
3	201156	0.006	0.002	91434545
4	190568	0.008	0.002	79403333
5	180698	0.010	0.002	86046667
6	168800	0.012	0.002	84400000
7	155338	0.015	0.003	51779333
8	145322	0.017	0.002	72661000
9	134046	0.020	0.003	44682000
10	122006	0.022	0.002	61003000
11	107706	0.025	0.003	35902000
12	95818	0.027	0.002	47909000
13	76194	0.029	0.002	38097000
14	61594	0.032	0.003	20531333
15	48002	0.034	0.002	24001000
16	34942	0.036	0.002	17471000
17	20494	0.037	0.001	20494000
18	7198	0.038	0.001	8997500