



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE  
DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA**

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

P R E S E N T A:

**ING. AGUSTÍN MÉNDEZ MARQUEZ**

DIRECTOR DE TESINA: DR. A. GUSTADO AYALA MILIÁN

CIUDAD DE MÉXICO

SEPTIEMBRE 2018

**JURADO ASIGNADO**

**Presidente: M.I. Carlos Javier Mendoza Escobedo**

**Secretario: M.I. Julio Cesar Manzano Ortiz**

**Vocal 1: Dr. A. Gustavo Ayala Milían**

**Vocal 2: M.I. Leonardo Flores Corona**

**Vocal 3: M.I. Miguel Ángel Zúñiga Bravo**

**Lugar donde se realizó la tesina: INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.**

**DIRECTOR DE TESINA:**

**DR. A. GUSTAVO AYALA MILÍAN**

.....

**FIRMA**

## **DEDICATORIAS**

A mis padres Agustín Méndez Garrido y Alicia Márquez Hernández, por todo su apoyo incondicional durante mis estudios, por todo el amor y comprensión que siempre recibo de ellos.

A mis hermanas Ana Cristina y Andrea, por siempre apoyarme en todo.

A mi querida compañera Sandra N. González Trejo por todo el amor y apoyo brindado durante todo este tiempo.

A toda mi familia.

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres **Agustín Méndez Garrido** y **Alicia Márquez Hernández** por siempre brindarme su amor y apoyo en todo lo que hago y que hoy se demuestra en lo que he logrado.

Agradezco a mis hermanas **Ana Cristina** y **Andrea** por el apoyo brindado durante todo este tiempo.

Agradezco a mi compañera, confidente y mejor amiga **Sandra González Trejo**, gracias por siempre tener las palabras para alentarme para seguir adelante, gracias por todo el apoyo Sandra significas mucho para mí.

Al **Dr. A. Gustavo Ayala Milián** y al **Dr. Marco Antonio Escamilla García** por su apoyo durante la elaboración de esta tesina, al compartirme sus conocimientos y ofrecerme la oportunidad de llevar a cabo una tesina de este tipo dentro de su grupo de investigación.

A todos mis compañeros de la especialidad, por apoyarnos todas esas noches de desvelo para terminar adecuadamente este posgrado, especialmente a **Jorge Enrique Díaz de León** y a **Daniel Velasco Montes** quienes en este año se convirtieron en grandes amigos con los que compartí conocimientos e innumerables experiencias.

A mis compañeros y amigos pertenecientes al grupo de trabajo del Dr. Gustavo Ayala: **Cesar Paniagua Lovera** y su hermano **David P. L.**, **Héctor Rodrigo Amezcua Rivera**, **Itzel Rosalía Núñez Vargas**, **Francisco Bañuelos García**, **Otoniel Palacios Hernández**, **Juan Jesús Gutiérrez Trejo**, **Mariano J. Reyes Camacho** y **Sergio Reyna**, gracias por todos los conocimientos compartidos y por su invaluable ayuda durante el desarrollo de este trabajo.

Agradezco el apoyo otorgado para la realización de esta tesina a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM mediante el proyecto PAPIIT No. IN106917, “Formulación e implementación de un nuevo modelo de elementos finitos y su aplicación al análisis no lineal de estructuras de mampostería”.

# EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERIA

## Contenido

<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1    DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2    OBJETIVO	3
1.3    ALCANCES DE LA TESINA	3
1.4    CONTENIDO DE LA TESINA	4
<b>2. EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS</b>	<b>5</b>
2.1    REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO Y SUS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, NTC-2017	5
2.1.1    HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES DE LOS PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN Y DISEÑO SISMICO PROPUESTOS POR LAS NTC-2017	6
2.2    MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO PROPUESTOS POR LAS NTC-2017	7
2.2.1    ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	8
2.2.2    ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	11
2.2.3    ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO	14
<b>3. MODELADO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA EN EL ANÁLISIS SÍSMICO</b>	<b>15</b>
3.1    MODELO DE LA DIAGONAL EQUIVALENTE	16
3.2    ELEMENTOS FINITOS MEDIANTE EL USO DE ELEMENTOS SHELL	23
<b>4. EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CRITERIOS DE DESEMPEÑO</b>	<b>26</b>
4.1    ANTECEDENTES	26
4.1.1    NIVELES DE DESEMPEÑO	28
4.1.2    OBJETIVOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN EL DESEMPEÑO	29
4.1.3    ÍNDICES DE DESEMPEÑO EN EVALUACIÓN DE EDIFICIOS	30
4.2    MÉTODOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA BASADOS EN LA VALIDEZ DE LA CURVA DE CAPACIDAD	31
4.2.1    MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	33
4.2.1    Método de coeficientes de desplazamiento	34
4.2.2    MÉTODO N2	36
4.2.3    MÉTODO ESPECTRAL EVOLUTIVO	36
4.2.3.1    HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES PARA APLICAR EL MÉTODO ESPECTRAL EVOLUTIVO A ESTRUCTURAS A BASE DE MARCOS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA	37
4.2.4    ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	38

<b>5. CASO DE ESTUDIO</b>	<b>39</b>
5.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO	39
5.2 DEMANDA SÍSMICA	42
5.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	44
5.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON EL ESPECTRO DE CAPACIDAD	50
5.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO	55
5.6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS UTILIZANDO UN MÉTODO BASADO EN FUERZAS PROPUESTO POR LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, ANÁLISIS BASADO EN LA CURVA DE CAPACIDAD Y UN ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO	56
<b>6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>58</b>
<b>7. BIBLIOGRAFIA</b>	<b>60</b>

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1-1 EDIFICIO COLAPSADO EN SISMO DE SEPTIEMBRE DE 2017 (SISTEMA ESTRUCTURAL: MARCOS DE CONCRETO Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA). FUENTE: VISUALIZADOR DE INMUEBLES CON DAÑOS PARA LA CIUDAD DE MÉXICO, ERN. ....	2
FIGURA 1-2 DIAGONAL EQUIVALENTE EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO. ....	3
FIGURA 2-1 ESTADOS LÍMITE FUENTE: REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, GCDMX. ....	7
FIGURA 2-2 PATRÓN DE CARGAS ANÁLISIS ESTÁTICO. ....	9
FIGURA 2-3 GRADOS DE LIBERTAD DE UNA ESTRUCTURA. ....	12
FIGURA 2-4 EJEMPLOS MODOS DE VIBRAR. ....	13
FIGURA 3-1 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS COMPONENTES DE LA MAMPOSTERÍA (TAVERAS MONTERO, 2008) ....	15
FIGURA 3-2 MURO DIAFRAGMA. ....	17
FIGURA 3-3 CONFIGURACIÓN DEFORMADA ANTE UNA CARGA LATERAL DE UN MARCO RELLENO CON UN MURO. ....	18
FIGURA 3-4 IDEALIZACIÓN DE LA DIAGONAL EQUIVALENTE COMO UN PUNTAL EN UN MARCO. ....	18
FIGURA 3-5 GEOMETRÍA DE LA DIAGONAL EQUIVALENTE NTC-MAMPOSTERÍA 2017. ....	22
FIGURA 3-6 MODELADO CON ELEMENTO BARRA Y ELEMENTOS ÁREA. ....	25
FIGURA 3-7 INTERACCIÓN MARCO-MURO DIAFRAGMA NTC-MAMPOSTERÍA. ....	25
FIGURA 4-1 EDIFICIO ISSTE, CALZADA SAN ANTONIO ABAD 122, AÑO DE CONSTRUCCIÓN 1987. FUENTE: VISUALIZADOR DE INMUEBLES CON DAÑOS PARA LA CIUDAD D MÉXICO, ERN. ....	27
FIGURA 4-2 REPRESENTACIÓN GENERAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD DE UNA ESTRUCTURA. ....	28
FIGURA 4-3 CURVA DE CAPACIDAD Y NIVELES DE DESEMPEÑO FEMA 273. ....	29
FIGURA 4-4 VISIÓN 2000 NIVELES DE DESEMPEÑO. ....	30
FIGURA 4-5 DEMANDA SÍSMICA EN FORMATO SEUDO-ACELERACIÓN VS SEUDO DESPLAZAMIENTO. ....	31
FIGURA 4-6 ESPECTROS ELÁSTICOS E INELÁSTICOS DE DUCTILIDAD CONSTANTE. ....	32
FIGURA 4-7 MÉTODO DE FREEMAN FUENTE: (FREEMAN, 1975) ....	34
FIGURA 4-8 CURVA DE CAPACIDAD IDEALIZADA FEMA 273. FUENTE: FEMA 273. ....	35
FIGURA 4-9 SIMPLIFICACIÓN DEL MÉTODO MODAL ESPECTRAL EVOLUTIVO (CÁRDENAS S., 2010) ....	37
FIGURA 4-10 CURVA DE CAPACIDAD DINÁMICA (BAÑUELOS G., 2013) ....	38
FIGURA 5-1 EDIFICIO EN PLANTA. ....	39
FIGURA 5-2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO (ELEVACIÓN) Y TRIDIMENSIONAL. ....	40
FIGURA 5-3 DEMANDA SÍSMICA, OBTENIDA DEL SASID. ....	42
FIGURA 5-4 DEMANDA SÍSMICA OBTENIDA CON LAS NTC-SISMO Y SASID. ....	44
FIGURA 5-5 REGISTRO SÍSMICO SCT-EW 1985. ....	44
FIGURA 5-6 INFORMACIÓN MODAL DE LA ESTRUCTURA. PERIODOS. ....	45
FIGURA 5-7 REVISIÓN-LIMITACIÓN DE DAÑOS ANTE SISMOS FRECUENTES. ....	46
FIGURA 5-8 REVISIÓN LÍMITE DE SEGURIDAD CONTRA COLAPSO. ....	47
FIGURA 5-9 ARMADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (VIGAS) ....	48
FIGURA 5-10 ESQUEMA GENERAL DEL ARMADO DE LAS VIGAS. ....	48
FIGURA 5-11 COMPARACIÓN DERIVAS DE ENTREPISO ESTRUCTURA CON MUROS VS ESTRUCTURA SIN MUROS (LIMITACIÓN DE DAÑOS ANTE SISMOS FRECUENTES). ....	49
FIGURA 5-12 COMPARACIÓN DERIVAS DE ENTREPISO ESTRUCTURA CON MUROS VS ESTRUCTURA SIN MUROS (LÍMITE DE SEGURIDAD CONTRA COLAPSO). ....	50
FIGURA 5-13 MODELADO NO LINEAL DE LOS ELEMENTOS. ....	52

FIGURA 5-14 CURVA DE CAPACIDAD DEL MARCO "D" .....	52
FIGURA 5-15 PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA (MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO) .....	53
FIGURA 5-16 DAÑO EN LAS VIGAS .....	54
FIGURA 5-17 CURVA DE CAPACIDAD DINÁMICA .....	55
FIGURA 5-18 COMPARACIÓN CURVA DE CAPACIDAD ESTÁTICA VS CURVA DE CAPACIDAD DINÁMICA. ....	56
FIGURA 6-1 CURVAS DE CAPACIDAD, ESTRUCTURA CON MUROS VS ESTRUCTURA SIN MUROS. ....	59



## RESUMEN

La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico actuales exigen que las estructuras deben ser capaces de disipar la energía que les induce una demanda externa, mediante un comportamiento inelástico; sin embargo, en los últimos años sus resultados han sido muy cuestionados, debido a que en muchos casos no se ha garantizado el desempeño que fue supuesto en el diseño original, particularmente cuando la estructura presenta una geometría irregular en planta o en elevación, ya que hay una participación de los modos superiores y/o la estructura es a base de marcos de concreto y muros de mampostería diafragma, los cuales en ocasiones no se consideran en el análisis sísmico o se modelan de una forma errónea, aspecto que puede guiar al analista a resultados no congruentes con el diseño estructural planeado.

Debido a lo anterior el presente trabajo tiene como objetivo fundamental entender y discutir el comportamiento sísmico de edificios a base de marcos de concreto reforzado y muros diafragma de mampostería, así como realizar un estudio comparativo sobre la aproximación de los resultados obtenidos utilizando métodos de evaluación sísmica. Particularmente en el presente trabajo se estudiaron los métodos propuestos por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y la actualización de las Normas Técnicas Complementarias “NTC-2017” (análisis modal espectral y análisis dinámico no lineal paso a paso), los procedimientos aproximados de evaluación sísmica basados en el desempeño y la validez de la curva de capacidad como una propiedad de la estructura.

## ASBTRACT

Most of the current seismic design regulations require that structures must be able to dissipate the energy that induces them an external demand, through inelastic behavior; however, in recent years its results have been very questioned, because in many cases the performance that was assumed in the original design has not been guaranteed, particularly when the structure presents an irregular geometry in plan or elevation, since there is a participation of the higher modes or the structure are concrete frames and masonry infill walls, which are sometimes not considered in the seismic analysis or are modeled in a wrong way, which can lead the analyst to results not congruent with the planned structural design.

Therefore, the present work has as its fundamental objective to understand and discuss the fundamental behavior and the seismic behavior of the buildings, based on reinforced concrete frames and masonry infill walls, as well as a comparative study on the approximation of the results that they use seismic evaluation methods. Particularly in the present work we study the methods proposed by the “Mexico City Building Code, 2017” (Specific modal analysis and non-linear dynamic analysis step by step), seismic evaluation procedures in performance and the validity of the capacity curve as a property of the structure.

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

En la actualidad gran parte de las estructuras de baja y mediana altura, existentes en la Ciudad de México están constituidas por sistemas estructurales mixtos, marcos de concreto reforzado y muros de mampostería confinados y/o diafragma. Sin embargo, gran parte de la literatura especializada y la mayoría de los códigos de diseño existentes han orientado sus investigaciones a desarrollar y proponer nuevas metodologías de evaluación sísmica para estructuras a base de marcos de concreto reforzado y acero, olvidándose que la mayoría de los edificios existentes cuentan con muros de carga y divisorios de mampostería, algunos considerados en el diseño estructural original y otros que, debido a procedimientos constructivos deficientes, trabajan en conjunto con los marcos, cambiando por completo el desempeño sísmico estimado.

Algunos de los daños más severos observados después de los sismos ocurridos en la Ciudad de México (1985 y 2017), fueron en estructuras que incluyen elementos de mampostería, y en muchos de estos casos el desempeño observado no fue congruente con el comportamiento estimado en el diseño original. Debido a lo anterior existe la necesidad de contar con procedimientos aproximados de evaluación y diseño sísmico de edificios que consideren en su análisis los muros de mampostería y permitan la correcta evaluación del desempeño estructural de este tipo de sistemas estructurales.

Como consecuencia, la mayoría de los reglamentos de construcciones actuales evolucionan constantemente, buscando garantizar los niveles de seguridad aceptables de las estructuras y de sus usuarios. En recientes actualizaciones de algunos reglamentos se han incluido propuestas de métodos de análisis más robustos y estados límite en los cuales se permite que las estructuras sufran deformaciones mayores.

En estructuras que contienen elementos confinados de mampostería la normatividad se limita a establecer límites de deformación y recomendaciones constructivas de éstos. Es por ello que en ocasiones resulta muy complicado evaluar el desempeño de este tipo de estructuras, a pesar de que los muros diafragma hechos de mampostería aumentan la rigidez lateral de las estructuras y poseen excelentes propiedades tales como resistencia al fuego, apariencia y aislamiento térmico y acústico.

Una práctica muy común en edificaciones a base de marcos rellenos con muros diafragma es que éstas se diseñen considerando al marco como principal elemento para resistir las cargas, dejando a la contribución de los muros como una reserva de resistencia, olvidando que este tipo de elementos proporcionan mayor rigidez al marco y a su vez atraen mayor carga sísmica por lo cual requieren

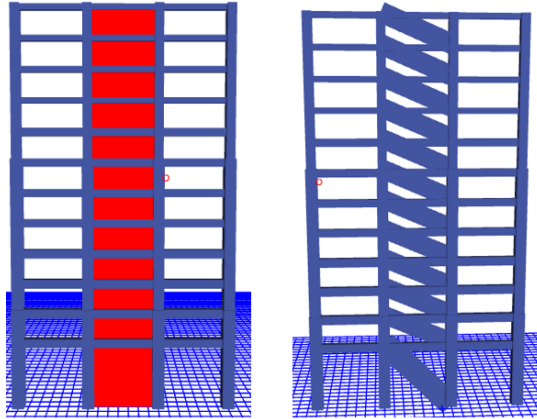
## EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

especial atención en su análisis y diseño. Es por ello que se han desarrollado diversos modelos analíticos para evaluar la resistencia y rigidez de los marcos con muros diafragma de mampostería, los modelos analíticos basados en el concepto de la diagonal equivalente proveen una adecuada predicción del comportamiento global del sistema (Figura 1-2).



*Figura 1-1 Edificio colapsado en sismo de septiembre de 2017 (Sistema Estructural: Marcos de concreto y muros diafragma de mampostería). Fuente: Visualizador de inmuebles con daños para la Ciudad de México, ERN.*

En el presente trabajo se estudió y discutió el comportamiento sísmico de una estructura de concreto reforzado a base de marcos y muros de mampostería ante una demanda sísmica característica del Valle de México. Se analizaron los efectos de los muros diafragma de mampostería en edificios de concreto reforzado de mediana altura ante una demanda sísmica característica de suelos blandos. Se compararon los resultados obtenidos mediante los procedimientos propuestos por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2017) y sus Normas Técnicas Complementarias 2017 con procedimientos aproximados basados en la curva de capacidad.



*Figura 1-2 Diagonal equivalente en el análisis y diseño.*

## 1.2 OBJETIVO

El objetivo de este proyecto es entender y discutir los efectos de los muros diafragma de mampostería en el desempeño sísmico de una estructura de mediana altura bajo una demanda sísmica, caracterizada por un espectro de diseño suavizado y de un registro sísmico particular, así mismo mostrar que los muros de mampostería pueden ayudar a mejorar el comportamiento sísmico de un edificio, particularmente cuando estos son desplantados en terreno blando y finalmente comparar los resultados obtenidos de un método aproximado lineal propuesto por el RCDF-2017 y sus NTC-2017 y los obtenidos de métodos aproximados basados en la curva de capacidad.

## 1.3 ALCANCES DE LA TESINA

Conocer la influencia de los muros diafragma de mampostería en el comportamiento sísmico de estructuras de mediana altura, en suelo blando, características del Valle de México. Comparar los resultados obtenidos mediante los procedimientos propuestos por el RCDF-2017 y sus NTC 2017 con procedimientos más robustos, particularmente los aproximados basados en la curva de capacidad y el análisis dinámico no lineal paso a paso y finalmente discutir las diferentes opciones que se tienen para modelar los muros de mampostería en programas de análisis estructural comerciales.

Se utilizará el actual reglamento de construcciones de la Ciudad de México para el diseño de una estructura de mediana altura. En este trabajo de investigación se limitó a la evaluación del desempeño sísmico de un marco de concreto que contiene el modelo de la diagonal equivalente (presentado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Estructuras de Mampostería), que representa la aportación de rigidez y resistencia lateral del muro al

comportamiento global de la estructura. Es importante señalar que este modelo solo representa la falla por tensión diagonal por lo que se excluyen los otros modos de falla.

Se utilizó un método de análisis estático no lineal (método del espectro de capacidad) para evaluar el desempeño sísmico de un marco representativo de un edificio a base de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería, el cual será diseñado conforme a lo establecido en el RCDF y sus NTC-2017 correspondientes.

Finalmente, se compararán los resultados obtenidos ante un análisis dinámico no lineal paso a paso mediante la curva de capacidad dinámica.

#### **1.4 CONTENIDO DE LA TESINA**

- Capítulo 1. Se define el problema y presentan los objetivos.
- Capítulo 2. Se describe el contenido del actual reglamento de construcciones en lo referente a sus métodos de análisis y diseño para las edificaciones, detallando los métodos de análisis estático, método modal espectral y análisis no lineal paso a paso.
- Capítulo 3. Se describe detalladamente la forma de modelar elementos de mampostería en las edificaciones, mencionando la evolución del modelo de la diagonal equivalente para muros de mampostería como opción para representar su comportamiento, así como el uso de representaciones más refinadas como lo son el uso de elementos *shell* rodeados por elementos “barra” en los que se puede estudiar más a detalle el comportamiento de un muro de mampostería.
- Capítulo 4. Se describen detalladamente los diversos métodos de evaluación sísmica de estructuras basado en criterios de desempeño, los cuales están basados en la curva de capacidad. Se presenta el método del espectro de capacidad, el método N2, el método de los coeficientes de desplazamiento, el método modal espectral evolutivo y un análisis dinámico no lineal paso a paso, con el cual se puede construir la curva de capacidad dinámica, esto con el fin de llevar a cabo una comparación entre ambos métodos, además, se describen los criterios de desempeño para llevar a cabo la evaluación de estructuras.
- Capítulo 5. Se describe el modelo utilizado para la realización de la evaluación sísmica del edificio a base de marcos y muros diafragma de mampostería, así como los resultados y comparaciones de lo obtenido.
- Capítulo 6. Se presentan las conclusiones y recomendaciones de lo aprendido en este trabajo.

## 2. EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

Alrededor del mundo existen estructuras diseñadas con los actuales reglamentos de construcción, las cuales han mostrado un desempeño sísmico inadecuado a pesar de que fueron diseñadas estrictamente con la normatividad local vigente. Dicho hecho, ha propiciado el desarrollo de métodos simplificados de evaluación y diseño sísmico que intentan incluir el comportamiento inelástico real de la estructura, de allí que la mayoría de estas nuevas propuestas tengan como objetivo principal estimar un desempeño sísmico congruente con metodologías más robustas y así evitar el colapso de las edificaciones y el de reducir el número de pérdidas de vidas humanas debidas a los movimientos sísmicos.

Dentro de la literatura especializada existen varios procedimientos de evaluación de estructuras existentes llamados métodos aproximados de evaluación del desempeño sísmico. Dentro de estas metodologías se encuentran el método del Espectro de Capacidad (Freeman, 1978) y su formalización dentro del informe ATC-40 (ATC, 1996), el Método N2 (Fajfar y Gasperic, 1996), el método de los Coeficientes (FEMA, 1997) y otros más elaborados como, el método modal espectral modal evolutivo (Alba y Ayala, 2005), el Análisis Espectral Incremental (Aydinoglu, 2003). Dentro de los métodos considerados como Robustos se tiene el método del Análisis Dinámico Incremental “IDA” (Vamvatsikos y Cornell 2002). La mayoría de estos métodos están referenciados en el informe técnico FEMA 440 (FEMA, 2005).

En la Ciudad de México se tiene como norma vigente el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2017) y sus NTC-2017. Dentro de las NTC-Concreto se incluyó un capítulo llamado “*Evaluación y Rehabilitación*” en el cual se establece que para concluir sobre el estado de una estructura se debe recurrir a inspecciones, estudios e investigaciones en las que se aplique la ingeniería estructural y que dicha evaluación deba cumplir plenamente con el nivel de seguridad establecido en el título sexto del RCDF, lo anterior conlleva a entender que los métodos de diseño que tiene el reglamento, son los mismos que se pueden usar para evaluar a las estructuras, aunque, también otorga la libertad de aplicar otros estudios para conocer el “*desempeño futuro de las edificaciones*”.

### 2.1 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO Y SUS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, NTC-2017

En el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas, el actual reglamento de construcción, considera que la respuesta de la estructura deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- En sismos moderados que pueden presentarse varias veces durante la vida de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.
- Bajo el sismo en que se basa la revisión de seguridad contra colapso, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque puedan presentarse daños de consideración que afecten el funcionamiento del edificio.

Esta filosofía de diseño es la misma que siguen la mayoría de códigos en el mundo.

### 2.1.1 HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES DE LOS PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN Y DISEÑO SISMICO PROPUESTOS POR LAS NTC-2017

En el RCDF se establecen métodos de diseño fundamentados en la filosofía de diseño sísmico basado en fuerzas, esencialmente en este enfoque de diseño se determinan las resistencias que deben tener los elementos estructurales para evitar que se presenten fallas, por lo que se debe garantizar que las resistencias sean mayores que las posibles acciones actuantes, esta filosofía de diseño se basa principalmente en la hipótesis de la regla de iguales desplazamientos.

Las principales consideraciones que se tienen para evaluar las estructuras en el reglamento mexicano se basan en los estados límites. *Para fines de aplicación, se alcanza un límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determinan el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción* (NTC-Sismo, 2017). Dichos estados límite se clasifican en dos grupos:

- *Estados límite de servicio, estos implican la ocurrencia de daños económicos o la presencia de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. El parámetro más utilizado para la evaluación de este estado límite son los desplazamientos, estos pueden ser verticales (deflexiones) u horizontales (derivadas). (Figura 2-1b)*
- *Estados límite de falla, incluyen los modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. (Se pueden comparar con los objetivos de desempeño Capítulo 3) (Figura 2-1a)*

El reglamento establece como obtener la resistencia de diseño de los elementos estructurales que provocarían la aparición de un estado límite de falla. En general, la resistencia se expresa en términos de la fuerza interna, o combinación de éstas (fuerzas axiales y cortantes, así como los



momentos de flexión y torsión), que corresponden a la capacidad máxima de las secciones de la estructura.

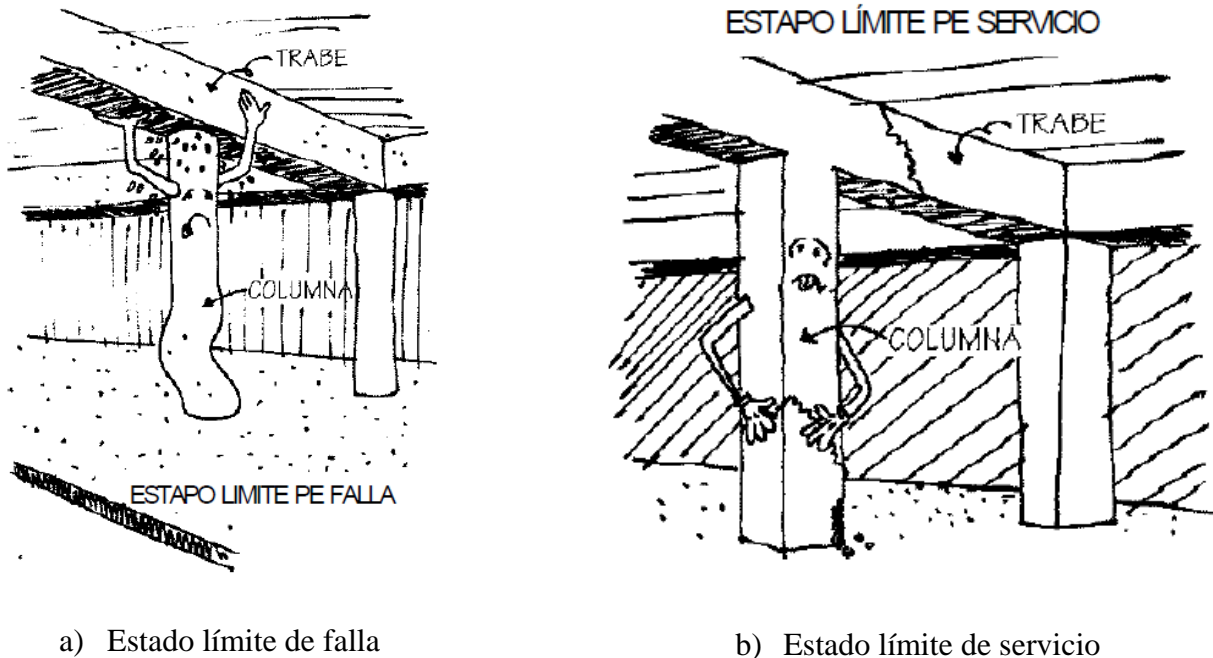


Figura 2-1 Estados límite Fuente: Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, GCDMX

Para determinar dichas resistencias se puede recurrir a ensayos en modelos físicos, obtenerlas por medio de métodos teóricos de amplia aceptación o simplemente recurrir a valores recomendados en la norma, por ejemplo, en el análisis y diseño de los elementos de concreto sismo resistentes cuando se aplican métodos de análisis lineal, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento.

## 2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO PROPUESTOS POR LAS NTC-2017

El código mexicano propone, en general, los siguientes pasos para el diseño de las estructuras:

- Definir las acciones que pueden actuar sobre las edificaciones, así como sus posibles efectos sobre éstas y la forma de tomarlos en cuenta en el diseño estructural.
- Establecer los límites de seguridad contra colapso y limitación de daños ante sismos frecuentes, que deberán revisarse al llevar a cabo un diseño estructural con los métodos contenidos en la norma.

- Establecer las posibles combinaciones de acciones que pueden actuar simultáneamente (NTC-sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones) para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas.
- Las acciones de diseño dependerán de las características del sistema estructural adoptado, así como de los materiales que lo conforman y de la ubicación de la estructura.

Siguiendo con los pasos anteriores se pueden aplicar métodos de análisis estructural tal como lo es el análisis modal espectral y el análisis no lineal paso a paso. En el primero de ellos se deberá usar un modelo tridimensional *elástico* e incluir el efecto de los modos naturales de vibrar, que ordenados de forma descendente, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección sea mayor o igual a 90 por ciento. Por otra parte, en un análisis no lineal paso a paso debe realizarse con un modelo tridimensional considerando la respuesta de dos componentes horizontales y ortogonales simultáneas.

Tradicionalmente por la sencillez de aplicación, se optaba por métodos más sencillos a los mencionados anteriormente, tal es el caso del método estático, con el cual se han analizado y diseñado innumerables obras de ingeniería. Actualmente este método ha sido castigado (por la incertidumbre que se pueden tener, en ciertos resultados) y solo es aplicable para estructuras regulares menores de 30 m de altura, y a estructuras irregulares menores de 20 m y sí las edificaciones se encuentran en la zona I los límites se amplían a 40 m y 30 m respectivamente.

### 2.2.1 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

De acuerdo con el actual reglamento de construcciones el análisis estático consiste en someter a la estructura ante cargas horizontales distribuidas de forma ascendente en toda la altura del edificio (Figura 2-2), estas fuerzas están asociadas a la demanda espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura.

La aplicación del método estático está limitada a las siguientes condiciones:

- i) Solo puede utilizarse para estructuras “regulares”, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m de altura.
- ii) Para edificios ubicados en la Zona I los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente.
- iii) El comportamiento dinámico de la estructura deberá regirse principalmente por el modo fundamental de vibración.
- iv) Los pisos (losas) se modelan como diafragmas rígidos.

- v) Se considera un análisis lineal que toma en cuenta los efectos no-lineales a través del factor  $Q'$ .
- vi) Este método no puede aplicarse a estructuras que pertenezcan al grupo A (según lo establece el reglamento) o a edificaciones que sean muy irregulares (RCDF-2017).

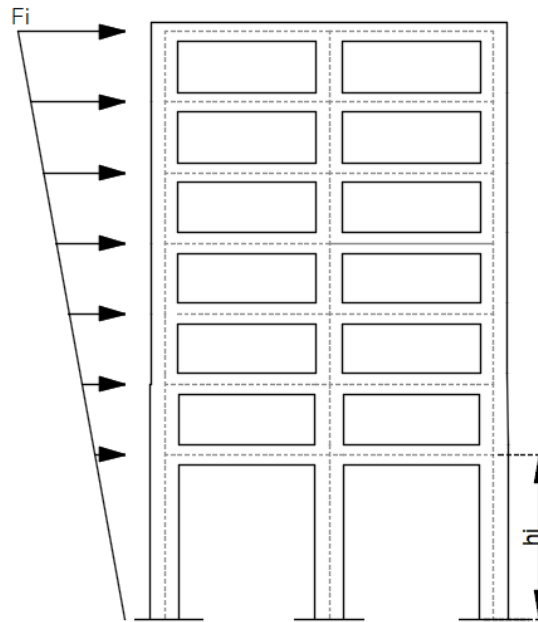


Figura 2-2 Patrón de cargas Análisis Estático

Para calcular la acción que le corresponde a cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas de los pisos, se tomará igual al peso de la masa que le corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre la base de la estructura. Dicho coeficiente se tomará de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  se igual a  $c/(Q'R)$  pero no mayor que  $a_0$ , donde  $a_0$  es la ordenada espectral que le corresponde a  $T=0$  y  $c$  el coeficiente que se obtiene del software denominado Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID).

- a) Si  $T_{estr}$  es menor o igual a  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se tomará como:

$$F_i = \frac{C_s}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

donde

$W_i$  es el peso de la  $i$ -ésima masa

$h_i$  la altura del  $i$ -ésimo nivel sobre el terreno,

Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico definido en la sección 3.4 de las normas técnicas complementaria para diseño por sismo 2017

R factor de reducción por sobre resistencia

b) Si  $T_{estr}$  es mayor o igual a  $T_b$  cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a:

$$F_i = W_i(k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q'R}$$

$$k_1 = p \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$k_2 = 1.5(1 - p) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

donde

$F_i$ ,  $W_i$  y  $h_i$  son la fuerza total, peso de la masa, altura desde la base de desplante al nivel i-ésimo y  $a$  es el coeficiente sísmico asociado al periodo de vibración de la estructura.

c) Con las fuerzas estáticas obtenidas se pueden determinar los desplazamientos y fuerzas internas correspondientes para así evaluar algún estado límite.

d) El método estático permite obtener un valor aproximado del periodo fundamental de vibrar de la estructura,  $T$ , de acuerdo con lo siguiente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}}$$

donde

$X_i$  es el desplazamiento del i-ésimo nivel, relativo al desplante en la dirección de la fuerza

$g$  es la aceleración de la gravedad.

### 2.2.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Con el avance de la ciencia y la tecnología se han adquirido nuevos conocimientos, muestra de ello, dentro de la ingeniería civil se manifiestan en el diseño de métodos de análisis más precisos para el diseño de las estructuras. La tendencia actual de construcción exige el desarrollo de edificaciones de grandes alturas con geometrías “caprichosas”, por tales motivos el método estático no representa con suficiente aproximación el comportamiento real de las estructuras sujetas a la acción de los sismos. Ante tal situación los análisis dinámicos dan una mejor aproximación del comportamiento real de las estructuras. La principal diferencia entre el método estático y el dinámico consiste en la manera de considerar el posible comportamiento inelástico y la forma en que se define la excitación sísmica de diseño.

El método más común de análisis dinámico es el conocido como el análisis modal espectral, el cual considera las propiedades dinámicas de una estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta, ello con la finalidad de reproducir de la mejor manera el comportamiento real de la estructura ante acciones sísmicas. Este método se presenta como uno de los aceptados dentro de la normatividad vigente para análisis y diseño de estructuras debido a que demuestra resultados con mayor exactitud, comparándolo con el método estático.

El análisis modal espectral comúnmente se utiliza para aproximar un análisis dinámico lineal paso a paso de un sistema de varios grados de libertad sometido a uno o a un conjunto de registros sísmicos, sin embargo, debido al uso de reglas aproximadas de combinación de contribuciones modales no predice con exactitud el desempeño máximo que se obtendría de las estadísticas de resultados de los análisis paso a paso. Este procedimiento es general, ya que es aplicable a estructuras que pueden responder a su modo fundamental de vibrar, como a aquellas que tienen contribuciones importantes de los modos superiores. Después del análisis dinámico lineal paso a paso este procedimiento es de los más exactos.

Las bases conceptuales del análisis dinámico para estructuras tridimensionales, son las mismas que las empleadas en el análisis de estructuras planas, de esta forma, las masas se concentran a nivel de cada piso, el cual se considera infinitamente rígido en su plano, así los grados de libertad por piso son tres; siendo estos dos traslacionales ortogonales y una rotación en torno al eje vertical (Figura 2-3). Por lo tanto, un sistema con N niveles tiene  $3N$  grados de libertad.

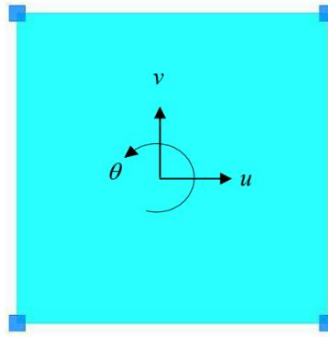


Figura 2-3 Grados de libertad de una estructura

El modelo matemático general para el cálculo dinámico de estructuras se refleja en un sistema de ecuaciones con  $N$  grados de libertad derivado de la ecuación de movimiento.

$$[M]\{u''\} + [C]\{u'\} + [K]\{u\} = P(t)$$

donde:

$[M]$  es la matriz de masas

$[C]$  es la matriz de amortiguamiento,

$[K]$  es la matriz de rigidez,

$P(t)$  es el vector de cargas variantes respecto al tiempo,

$\{u''\}$  es el vector de aceleración,

$\{u'\}$  es el vector de velocidad, y

$\{u\}$  es el vector de desplazamiento.

La ecuación de movimiento presentada, muestra un conjunto de ecuaciones diferenciales simultáneas que contiene a diferencia del método estático, las propiedades inerciales y de amortiguamiento. Este sistema se puede resolver mediante una transformación de coordenadas que las desacople para reducirlas a un conjunto de ecuaciones diferenciales independientes (modelo de un sistema de grado de libertad), así el análisis se reduce a resolver cada ecuación individualmente.

Al resolver el sistema de ecuaciones se obtiene la respuesta dinámica de la estructura refiriéndonos a los desplazamientos, los cuales están directamente relacionados a las formas modales y al periodo de la estructura, esto directamente nos remite a la obtención de las frecuencias naturales ( $\omega$ ) y los modos de vibración ( $\Phi$ ) (Figura 2-4).

Si en el análisis se considera el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal el reglamento establece que se debe *incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma*

de sus pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos se determinan con la siguiente expresión (NTC-Sismo Capítulo 6.1,2017):

$$W_e = \frac{(\{\Phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\Phi_i\}^T [W] \{\Phi_i\}}$$

Donde:

$\{\Phi_i\}$  es un vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura.

$[W]$  es la matriz de pesos de las masas de la estructura.

$\{J\}$  es un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

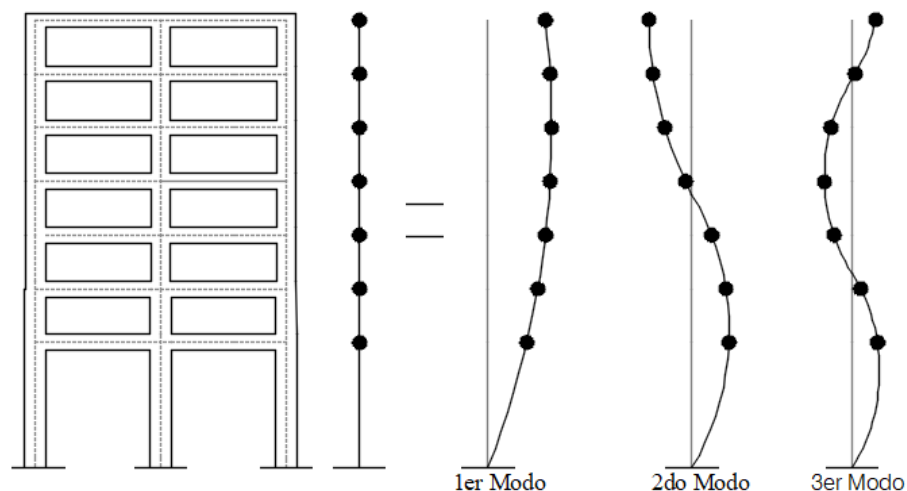


Figura 2-4 Ejemplos modos de vibrar

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usarán los espectros de diseño obtenidos conforme lo dictan la normas correspondientes.

Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales de acuerdo con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados según la siguiente expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2}$$

Se justifica el uso de la regla anterior siempre y cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. En caso contrario deberá utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC).

### 2.2.3 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO

Dentro de los análisis dinámicos, el método más refinado para obtener la respuesta dinámica de las estructuras, actualmente es el análisis dinámico no lineal paso a paso, dentro de la metodología de este análisis se resuelve la ecuación de movimiento antes presentada en cada instante de tiempo, además de que se consideran características no lineales en la estructura.

Recordando:

$$[M]\{u''\} + [C]\{u'\} + [K]\{u\} = P(t)$$

donde:

$P(t)$  es el vector de cargas variantes respecto al tiempo,

$\{u''\}$  es el vector de incrementos de aceleración,

$\{u'\}$  es el vector de incrementos de velocidad,

$\{u\}$  es el vector de incrementos de desplazamientos.

La ecuación anterior se puede expresar para intervalos de tiempo de la siguiente manera:

$$[M]\{\Delta u''\} + [C]\{\Delta u'\} + [K]\{\Delta u\} = \Delta P$$

La expresión considera cada cambio que tiene la estructura durante todo el tiempo que dure la excitación, si los niveles de demanda son los suficientemente altos logrando que la estructura incurra en el comportamiento no lineal, la solución a la igualdad presentada se complica ya que se tiene una ecuación de equilibrio dinámico diferente para cada instante en el que fluye una sección.

Diversos procedimientos numéricos establecen la solución de la ecuación de movimiento, el método más conocido y aceptado es el conocido como Beta de Newmark. Dichos métodos numéricos son perfectamente programables por lo cual, si se tiene que realizar un análisis paso a paso se recurren a softwares tales como ETABS, SAP 2000, Perform 3D, Opensees, etc.



### 3. MODELADO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA EN EL ANÁLISIS SÍSMICO

La mampostería, como uno de los materiales de construcción más antiguos utilizado por el hombre, es un material estructural compuesto por “unidades” mejor conocidos como ladrillos, bloques, sillares, adobes, piedras, etc., ligados a través de una mezcla de agua, cemento y arena conocida como mortero, garantizando su adherencia y cohesión. Lo anterior, entre otros factores tales como la colocación, influyen directamente en la calidad de la mampostería.

Las unidades que conforman la mampostería abarcan una gran diversidad de materiales que difieren en el tipo de ladrillo, estos se elaboran con procesos que van desde el puramente artesanal como el tabique de barro recocido, hasta los procesos industrializados bien establecidos, que han permitido fabricar piezas con diferentes características y propiedades mecánicas (Sánchez, Tomas A., 1995). Debido a estas prácticas los valores de las propiedades mecánicas de las piezas que conforman a la mampostería son muy diversos y tienen un alto grado de dispersión, a pesar de que se lleven a cabo con procesos industrializados, ya que generalmente el control de calidad se concentra más en propiedades geométricas y estéticas tales como: tamaño, forma, color, textura etc., más que en las mecánicas o de resistencia.

La mampostería trabaja de forma adecuada ante esfuerzos de compresión, esto se debe a que las unidades y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes, por lo tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo, se produce una interacción entre ambos donde las unidades restringen las deformaciones del mortero, esto ocasiona que en el mortero se produzcan esfuerzos de compresión en dirección transversal; y en las unidades, esfuerzos transversales de tensión. Este fenómeno provoca que la resistencia a la compresión de la mampostería se encuentre por debajo de la resistencia de las unidades aisladas (Figura 3-1).

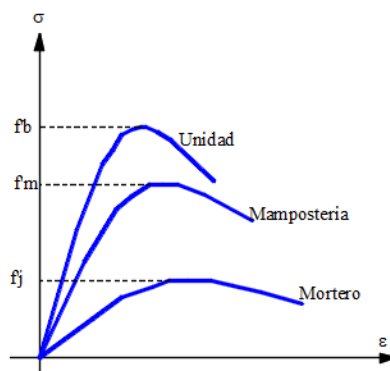


Figura 3-1 Relaciones esfuerzo-deformación de los componentes de la mampostería (Taveras Montero, 2008)

### 3.1 MODELO DE LA DIAGONAL EQUIVALENTE

Existen diversos sistemas estructurales que van desde los bien conocidos marcos rígidos hasta los novedosos sistemas actuales, como los grandes edificios con “diagrids”. Un sistema estructural usado muy comúnmente en México para edificaciones de baja a mediana altura es el compuesto por marcos de concreto con muros de mampostería (muros de mampostería confinada, muros reforzados interiormente, muros diafragma y muros no estructurales) ya sea en los interiores o en las colindancias de la edificación, dado que generalmente se construyen después del sistema estructural principal.

Actualmente en la actualización de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería 2017 (NTC-Mampostería 2017) se establecen procedimientos básicos para el detallado del reforzamiento de estructuras de mampostería, cumpliendo con los diseños por resistencia o de estados límite, que es el adoptado en general por el reglamento. Para determinar los esfuerzos básicos resistentes de la mampostería como su resistencia al corte y a la compresión, se establecen diversos procedimientos de ensaye y se proporcionan valores específicos para los materiales de empleo más común, los esfuerzos propuestos representan valores probables del esfuerzo de falla.

En la sección 4 de las NTC-Mampostería 2017 se define a los muros diafragma como aquellos que están rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural de acero o de concreto al que proporciona rigidez y resistencia ante cargas laterales al actuar como diafragma (Figura 3-2). La función del marco es resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar el muro.

De acuerdo con las NTC-Mampostería 2017 los muros diafragma deberán cumplir con lo siguiente:

- a) El espesor de la mampostería no será menor que 100 mm en edificaciones Tipo I, ni de 120 mm para edificaciones Tipo II.
- b) Se revisará que las resistencias de diseño por aplastamiento, por deslizamiento y a tensión diagonal calculadas conforme a las normas respectivas, sean iguales o superiores a la fuerza cortante de diseño.
- c) Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en las normas.
- d) Los muros diafragma deberán construirse de modo de garantizar su contacto con las columnas y vigas del marco, a todo lo largo de la junta.

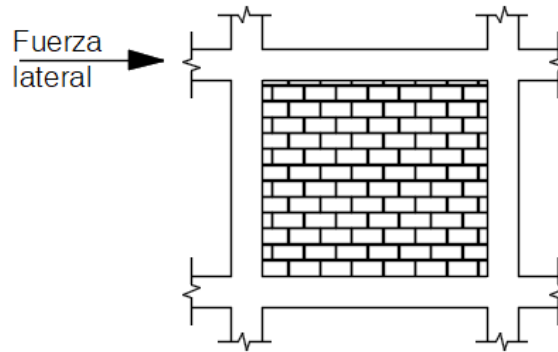


Figura 3-2 Muro diafragma

Para el caso en el que los muros diafragma que se ligan a la estructural principal, tal como lo establece el anterior inciso d, merecen una atención especial ya que incrementa la rigidez lateral de la misma, alterando la distribución de fuerzas entre los distintos elementos resistentes.

A niveles bajos de carga lateral, el comportamiento del sistema muro-marco es elástico y está controlado mayormente por las características del muro. Esto es debido a que el muro es el elemento con mayor rigidez lateral en el plano, en esta etapa, el sistema se asemeja a un perfil “I”, donde las columnas actúan como un patín en tensión y otro en compresión y el muro actúa como el alma que absorbe el cortante (Graciano, 2018).

Conforme la carga lateral aumenta, las deformaciones se incrementan y ocurre la separación entre el muro y el marco a lo largo de la interfaz, excepto en las dos esquinas diagonalmente opuestas donde fuerzas de compresión se transmiten a través del muro. Después de que ocurre la separación en parte de la interfaz muro/marco, el muro reacciona contra el marco en una longitud reducida que se extiende a partir de las esquinas en contacto, **entonces la estructura se comporta como un marco contraventeado por un elemento diagonal en compresión** (Figura 3-3, 3-4). El muro estará sujeto a compresión axial, además, a lo largo de la zona de contacto entre el muro y el marco se generan esfuerzos normales y tangenciales, los cuales provocan que los diagramas de fuerzas internas en las columnas y vigas se modifiquen con respecto a los que ocurren en un marco sin muro diafragma, sí el sentido de la acción lateral cambia se repite el mecanismo en la otra dirección, al igual que los efectos que se producen.

El fenómeno anterior describe una de las fallas más representativas del muro diafragma como sistema estructural; la cual corresponde a la producida por tensión diagonal que puede presentarse como una combinación de agrietamiento a través de las unidades y un agrietamiento escalonado a través de las juntas de mortero.

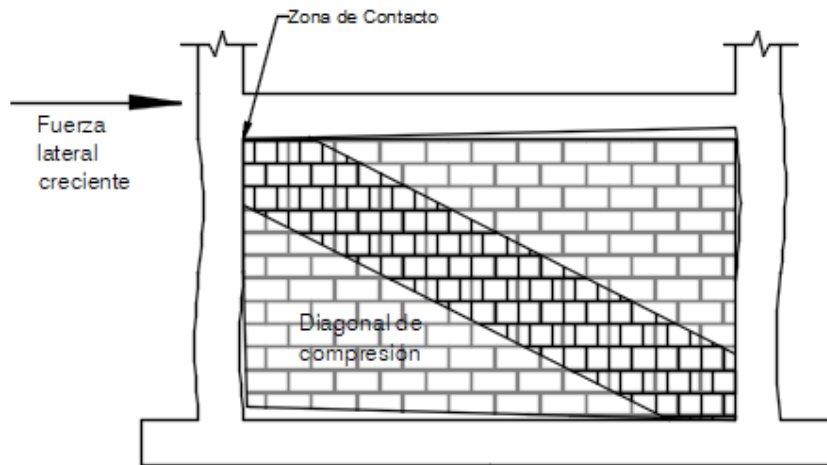


Figura 3-3 Configuración deformada ante una carga lateral de un marco relleno con un muro.

El comportamiento y el modo de falla antes descrito sugirió a varios investigadores expertos en el tema, que el efecto del muro puede ser representado por un elemento en compresión axial que conecta las dos esquinas diagonalmente opuestas en contacto con el marco; a raíz de esto se han establecido diversos modelos basados en el concepto de la diagonal equivalente para evaluar la rigidez y resistencia lateral de este sistema estructural. Los modelos consideran que las propiedades mecánicas y el espesor de la diagonal son iguales que los del muro. La principal diferencia entre un modelo y otro es el ancho de la diagonal.

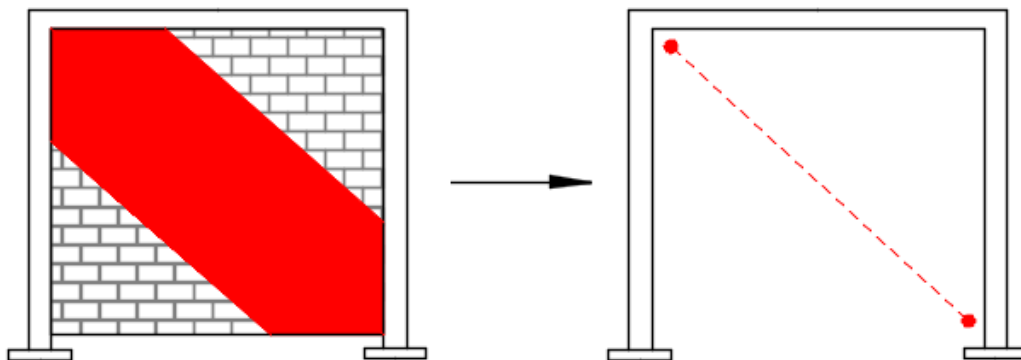


Figura 3-4 Idealización de la diagonal equivalente como un puntal en un marco.

A continuación, se listan algunos los principales modelos propuestos por algunos investigadores

- Método de Holmes (1961)

Holmes propuso un método para predecir las deformaciones y fuerzas que soportaba la mampostería acoplada a la estructura a partir del concepto de diagonal equivalente, donde el ancho del puntal  $W$  ésta definido por:

$$W = \frac{L}{3}$$
$$L = \sqrt{l_v^2 + h^2}$$

donde  $L$  es la longitud de la diagonal equivalente,  $l_v$  es la longitud de la viga y  $h$  es la altura de la mampostería.

A pesar de obtener buenos resultados en cuanto a la determinación de fuerzas, las deflexiones presentadas siempre se mostraban más bajas de lo real.

➤ Stafford-Smith (1962)

En este modelo se argumentó que el ancho de la diagonal depende de las propiedades físicas y mecánicas de ambos componentes, muro y marco, el ancho de la diagonal se determina por medio de las siguientes expresiones:

$$\lambda = \left[ \frac{E_m t \operatorname{sen}(2\theta)}{4E_c I_v h} \right]^{1/4}$$

$$\frac{l_c}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h}$$

$$\frac{l_v}{L} = \frac{\pi}{\lambda L}$$

$$W = \sqrt{l_v^2 + l_c^2}$$

donde:

$E_m$  es el módulo de elasticidad de la mampostería,

$t$  ancho del muro,

$\theta$  el ángulo cuya tangente viene dada por la relación  $h/L$ ,

$E_c$  es el módulo de elasticidad de las columnas,

$I_v$  es el momento de inercia de la viga respecto al eje centroidal perpendicular al plano del marco,

- h es la altura del muro,
- L longitud centro a centro de columnas,
- lc es la longitud de contacto entre el muro y la columna,
- lv es la longitud de contacto entre el muro y la viga,
- I<sub>col</sub> es el momento de inercia promedio de las columnas adyacentes, y
- W ancho de la diagonal.

Cabe destacar que este modelo es el más parecido a lo que establecen las normas técnicas complementarias para estructuras de mampostería.

➤ Modelo de Mainstone (1971)

Mainstone en su informe de resultados de un modelo de estructuras con mampostería incorporada demuestra que la falta de adherencia de la mampostería y la variación de las propiedades elásticas representan una gran variación en el comportamiento normal de la estructura. Él fue el primero en adoptar el parámetro de rigidez equivalente  $\lambda$ , para la determinación del ancho equivalente del puntal, a través de las siguientes ecuaciones.

$$\lambda = \left[ \frac{E_m t \operatorname{sen}(2\theta)}{4E_c I_{col} h} \right]^{1/4}$$

$$W = 0.16\lambda^{-0.30}L$$

➤ Modelo de Bazán (1980)

En México, Enrique Bazán realizó varios estudios y experimentos determinando que el parámetro de rigidez equivalente era una relación directa entre las propiedades de las columnas adyacentes y las propiedades de corte de la mampostería.

$$W_o = (0.35 + 0.022\beta)h$$

$$\beta = \frac{E_c f A_c}{G_m * A_m}$$

donde:

- $\beta$  es el parámetro adimensional que expresa la rigidez relativa entre muro y marco,
- A<sub>c</sub> es el área transversal bruta de las columnas,
- A<sub>m</sub> es el área transversal del muro,

$G_m$  es el módulo de corte de la mampostería

Bazán establece el parámetro  $\beta$  para relacionar las rigideces del marco circundante y la de un muro diafragma, además, para valores crecientes de  $\beta$  se indica que el marco incrementa su rigidez respecto a la del muro, contrariamente a lo establecido por el parámetro  $\lambda$ .

➤ Modelo de Hendry (1981)

Hendry propuso un modelo en el cual el ancho de la diagonal corresponde a la mitad del propuesto por Stafford-Smith (1962), en éste se demuestra una relación semi-empírica entre el ancho equivalente del puntal y la longitud de contacto de la viga y columnas con la mampostería.

$$\lambda_v = \left[ \frac{E_m t \text{sen}(2\theta)}{4E_c I_{viga} h} \right]^{1/4} \qquad \lambda_c = \left[ \frac{E_m t \text{sen}(2\theta)}{4E_c I_{col} h} \right]^{1/4}$$

$$Z_v = \frac{\pi}{\lambda_v} \qquad Z_c = \frac{\pi}{\lambda_c}$$

$$W = \frac{1}{2} \sqrt{Z_v^2 + Z_c^2}$$

➤ Modelo de Paulay y Priestley (1992)

Paulay y Priestley proponen considerar un valor más conservador en el cálculo del ancho efectivo de la diagonal equivalente, el mismo que resulta ideal para propósitos de diseño:

$$W = \frac{L}{4}$$

De acuerdo con sus investigaciones, este valor permite determinar directamente la rigidez de la estructura y su periodo fundamental.

➤ Modelo de la FEMA (1997)

En 1997, la FEMA (Federal Emergency Management Agency) publicó la guía “FEMA-273”, donde propone la siguiente expresión para determinar el ancho equivalente del puntal, aplicable para la rehabilitación sísmica de edificios existentes.

$$W = 0.175(\lambda H)^{-0.40} L$$

$\lambda$  corresponde al parámetro establecido por Mainstone (1971)

Como se puede observar se han establecido diversos modelos para representar de la mejor manera el comportamiento de la mampostería, cuando se presenta el fenómeno de tensión diagonal sobre un muro diafragma. Algunos de estos modelos se han colocado en los actuales reglamentos de construcción alrededor del mundo, ejemplo de ello es el modelo de Hendry que fue adoptado por el código canadiense (CSA S304.1-14).

Ahora bien, en México las NTC-Mampostería 2017 en su capítulo 4 sección 2 se establece que puede utilizarse el modelo de análisis de la diagonal equivalente para tomar en cuenta la rigidez lateral de los muros diafragma, para poder estimar la distribución de las fuerzas laterales en los elementos resistentes de la estructura, en este caso, el muro se sustituye por un elemento diagonal biarticulado a compresión cuya geometría se define con las siguientes ecuaciones:

$$l_v = \frac{\pi}{2} \left[ \frac{4E_c I_{viga} L}{E_m t \sin(2\theta)} \right]^{1/4} \qquad l_c = \frac{\pi}{2} \left[ \frac{4E_c I_{col} H}{E_m t \sin(2\theta)} \right]^{1/4}$$

$$bd = \frac{1}{2} \sqrt{l_v^2 + l_c^2} \leq \frac{ld}{4}$$

$$ld = \sqrt{H^2 + L^2}$$

Como puede observarse las consideraciones para la obtención de la geometría de la diagonal equivalente se basan principalmente en lo propuesto por Stafford-Smith y Hendry.

El modelo establecido en las NTC Mampostería 2017 será el utilizado para obtener las dimensiones correspondientes de la diagonal equivalente que sustituirá al muro al momento de evaluar su desempeño sísmico.

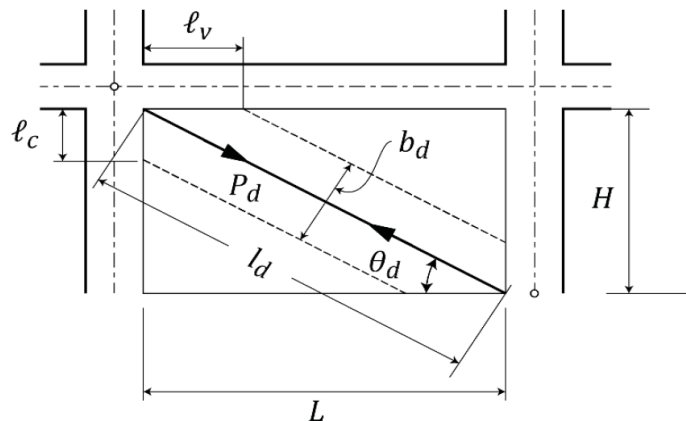


Figura 3-5 Geometría de la diagonal equivalente NTC-Mampostería 2017



La fuerza cortante resistente a corte por aplastamiento a lo largo de un muro diafragma se debe determinar con la siguiente expresión:

$$V_{mR} = 0.4FRf'mb_d \cos(\theta_d)$$

Entre otras consideraciones para el modelado de los muros diafragma de mampostería se tiene que para el cálculo de las distorsiones de entrepiso ante cargas inducidas por sismo y compararlas con lo establecido en normas correspondientes para diseño sísmico, se deberá reducir la rigidez lateral de los muros diafragma para tomar en cuenta su agrietamiento, las normas aceptan reducir a la mitad los valores de los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería. Si se opta por usar el modelo de la diagonal equivalente, se permite reducir el ancho equivalente a la mitad.

### 3.2 ELEMENTOS FINITOS MEDIANTE EL USO DE ELEMENTOS SHELL

Las simplificaciones para el análisis de los muros diafragma de mampostería, son muy útiles cuando en ocasiones no se tienen las herramientas necesarias para poder llevar a cabo análisis más refinados, tal como lo es un análisis empleando elementos finitos, aunque ciertamente hoy en día se pueden utilizar infinidad de métodos para poder conocer adecuadamente el comportamiento de la mampostería a niveles más detallados.

El comportamiento sísmico de muros de mampostería puede ser estudiado realizando modelos de elementos finitos tanto para el rango lineal como para el no-lineal, estos modelos numéricos de elemento finito pueden ser calibrados de diversas formas, una de ellas es a partir de resultados experimentales de pruebas de materiales y pruebas de muros con carga lateral y vertical. La principal ventaja de llevar a cabo análisis de este tipo es que se pueden estudiar a detalle los tres tipos de falla principales que se pueden presentar en muros de mampostería.

- a) Tensión diagonal
- b) Falla por deslizamiento
- c) Falla por compresión

En la solución de problemas de análisis de estructuras de muros sometidos a acciones en su plano, el método del elemento finito (MEF) es ampliamente reconocido como el más apropiado debido a la confiabilidad de sus resultados. Las NTC-Mampostería 2017 en el apéndice B.2.1 establecen que: *los muros de mampostería podrán modelarse como elementos finitos lineales (cuatro nudos) tipo membrana (con rigidez solo en su plano), siempre que la formulación de dichos elementos pueda representar adecuadamente la flexión en el plano del muro, o con elementos*

*lineales tipo shell (con rigidez en su plano y fuera del plano). Los elementos tendrán las propiedades mecánicas de la mampostería y un espesor igual al del muro.*

Para el análisis de estructuras con muros de mampostería confinada con el MEF comúnmente se utilizan dos técnicas:

➤ *El modelado de todos los componentes estructurales como elementos tipo área.*

Esta técnica consiste utilizar en todo el modelado del muro elementos tipo área, si la estructura en estudio es de mampostería confinada, los elementos confinantes se modelan utilizando este tipo de elemento; como se puede observar, esta técnica requiere una gran cantidad de elementos finitos para obtener una precisión aceptable.

Sí se trata de modelar edificios de varios niveles, se requeriría de una cantidad de elementos finitos muy grande, es decir una malla bastante refinada que no sería económica en cuestiones de tiempo para el análisis de dicha estructura y además se necesitaría un equipo con una gran capacidad.

El elemento área más utilizado es elemento tipo “shell” ya que es el más general de los elementos tipo área, con seis grados de libertad por cada nudo, siendo utilizado en problemas tridimensionales.

➤ *El modelado considerando la mampostería como elementos tipo área, y los elementos confinantes (dallas, castillos, vigas y columnas) como elementos barra unidos a la mampostería solo en los nodos de conexión.*

Como se mencionó anteriormente, el modelado de estructuras utilizando solo elementos área requiere de tiempo y capacidades grandes de un equipo de cómputo; por esta y otras razones en la práctica, cuando es necesario el análisis de estructuras de muros de mampostería confinada con una geometría muy compleja se recurre a modelar los elementos confinantes por medio de elementos barra (Figura3-6), y elementos shell para modelar la mampostería confinada (Taveras Montero, 2008).

Esta técnica es la que más se utiliza en los despachos de diseño estructural, entre otras razones, por la facilidad de elaboración e interpretación de los datos, por ser el método establecido en el reglamento mexicano y por qué se puede simular sin ningún problema en *softwares* de amplia difusión tales como SAP 2000 o ETABS. Esta forma de modelar la estructura se utilizó para analizar y diseñar el modelo del edificio del cual se extraerá el marco de estudio.

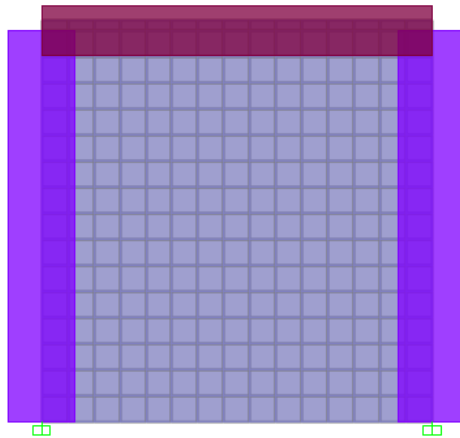


Figura 3-6 Modelado con elemento barra y elementos área.

Además, con estas técnicas, a diferencia de la idealización del muro diafragma de mampostería como un elemento barra biarticulado, se puede estudiar perfectamente la interacción marco-muro diafragma en el plano donde al menos el reglamento establece que: “*las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero (figura 3-7). El valor de esta carga será al menos igual a la resistencia a fuerza cortante en el plano del muro diafragma*”.

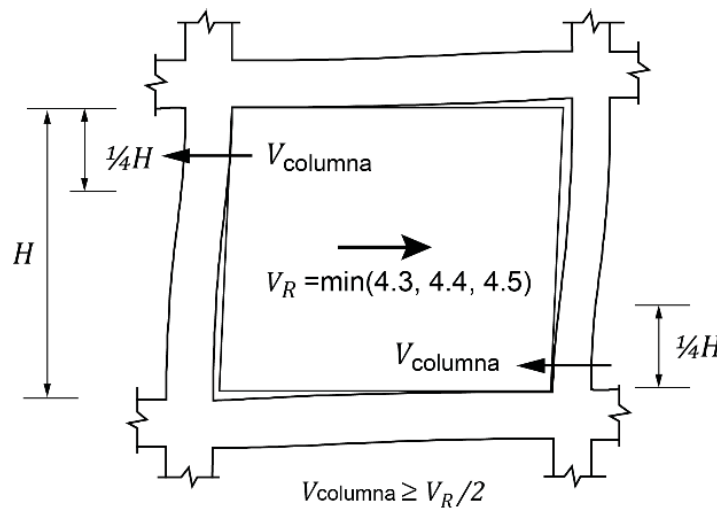


Figura 3-7 Interacción Marco-Muro diafragma NTC-Mampostería.

## **4. EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADO EN CRITERIOS DE DESEMPEÑO**

### **4.1 ANTECEDENTES**

La práctica convencional del diseño y de la evaluación sísmica de estructuras se basan en utilizar procedimientos simplificados, principalmente aquellos en los que se utilizan los conceptos del diseño basado en fuerzas. Sin embargo, cuando una estructura es diseñada bajo esta premisa, la cual incluye de manera burda el concepto de ductilidad, no se garantiza que bajo una determinada sollicitación sísmica se desempeñe adecuadamente.

Los eventos sísmicos inducen a la estructura fuerzas y desplazamientos. Si la estructura tiene capacidad de resistir los efectos del sismo elásticamente existe una relación lineal entre las fuerzas y los desplazamientos que es dada por la rigidez elástica del sistema. Sin embargo, si la estructura carece de la resistencia necesaria, la relación fuerza-desplazamiento deja de ser lineal y depende de propiedades inelásticas y de la historia de desplazamientos impuestos en la estructura.

Comúnmente los puentes, edificios y otras estructuras son diseñadas con resistencias menores a las requeridas para una respuesta elástica, y como consecuencia la estructura responde inelásticamente, sufre daño y disipa energía (Suárez V., 2009)

En el diseño tradicional basado en fuerzas, el daño que se espera en la estructura es controlado mediante el uso de factores de reducción de resistencia que dependen del tipo de estructura, se considera que a mayor resistencia menor daño. Estos métodos, a pesar de que se encuentran establecidos en los reglamentos de muchos países, han sido cuestionados, atribuyéndoseles importantes carencias que conducen a diseños en los que la vulnerabilidad de las estructuras no es uniforme, ejemplo de ello es la consideración que se tienen en las NTC-Sismo donde se señala que todas las estructuras de un mismo tipo pueden alcanzar los mismos niveles de ductilidad, es claro que esto no puede ser cierto ya que depende de varios factores, tales como: resistencia de los materiales, geometría, carga axial y porcentaje de refuerzo.

Durante los eventos sísmicos pasados (septiembre 19, 1985 y septiembre 19, 2017) se ha observado que el desempeño presentado por diferentes estructuras diseñadas con los procedimientos actuales basados en fuerzas no ha sido el que se espera que alcancen ante las demandas impuestas por dichos sismos. Ya que muchas estructuras colapsaron ante las sollicitaciones impuestas por sismos que superaban la expectativa y otras sufrieron daño estructural considerable ante acciones menores a las de diseño.



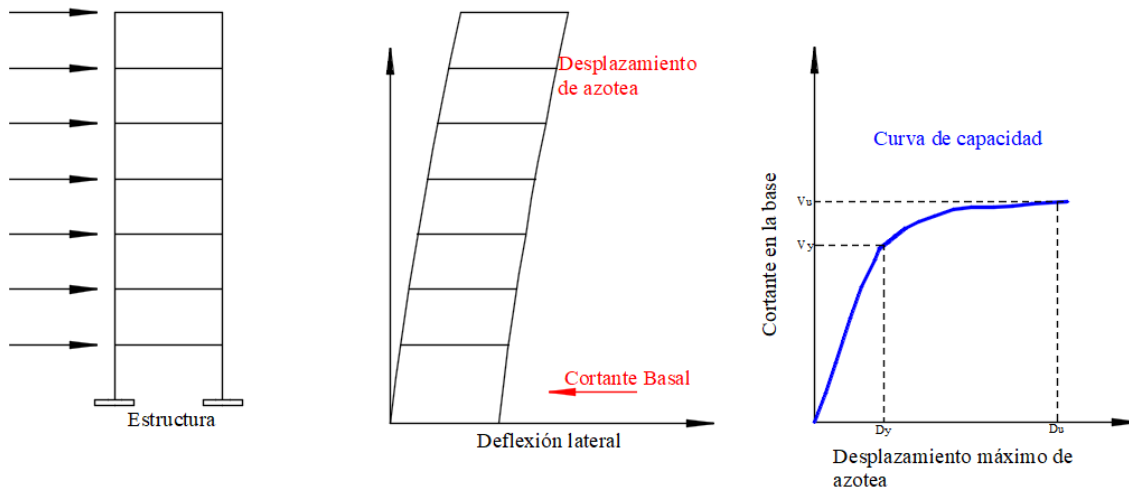


Figura 4-2 Representación general de la curva de capacidad de una estructura

La curva de capacidad obtenida se compara adecuadamente contra una demanda sísmica característica utilizando espectros de respuesta o espectros suavizados; al punto de coincidencia de la demanda y la capacidad se le conoce como punto de desempeño.

#### 4.1.1 NIVELES DE DESEMPEÑO

En los procedimientos de evaluación y diseño sísmico por desempeño existe el concepto denominado “desplazamiento objetivo”, el cual representa el máximo desplazamiento esperado en un diseño o el obtenido en una evaluación para una demanda sísmica determinada. Este desplazamiento es la finalidad, de todo método de evaluación y diseño sísmico por desempeño y puede incluirse como índice que define los niveles de desempeño, generalmente la curva de capacidad se puede dividir en intervalos donde se consideran diferentes estados límite (expresados como niveles de desempeño son: *ocupación inmediata, seguridad de vidas y prevención del colapso*) de la estructura (FEMA, 1997) donde se pueden ubicar dichos niveles (Figura 4-3).

Los niveles de desempeño son una expresión del daño máximo aceptable en una estructura, por ejemplo, si una estructura se desplaza una distancia relativamente grande que provoque daños estructurales y no estructurales considerables se puede decir que el grado de deterioro y degradación excedió un nivel de desempeño establecido, por lo que se clasificaría en alguno de los cuatro niveles propuestos por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995):

- *Completamente funcional (servicio). Las instalaciones continúan en operación normal; el daño es insignificante.*

- *Funcional.* Las instalaciones continúan en operación con daño estructural menor e interrupciones mínimas en servicios no esenciales para el correcto funcionamiento del inmueble.
- *Seguridad de vidas.* Se protege la seguridad estructural; existe daño moderado.
- *Cercano al colapso.* La seguridad de la estructura está en riesgo, el daño estructural es severo, se previene el colapso de la estructura.

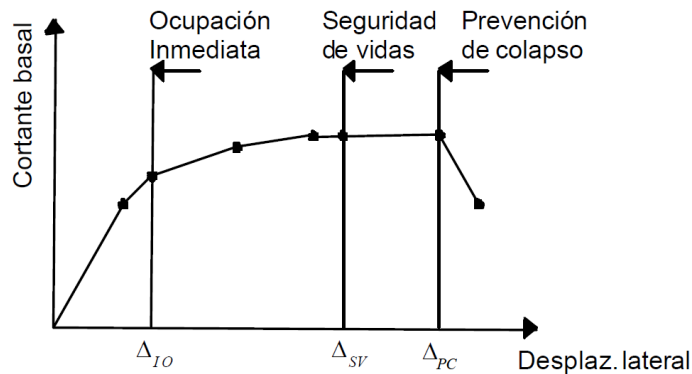


Figura 4-3 Curva de capacidad y niveles de desempeño FEMA 273

#### 4.1.2 OBJETIVOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN EL DESEMPEÑO

Como se puede observar en la Figura 4-4 los niveles de desempeño se refieren al daño máximo deseado en la estructura ante diferentes grupos de eventos sísmicos con intensidades distintas que representan al peligro sísmico particular de la zona donde se ubique la estructura. Además, se ilustran los llamados *objetivos de diseño sísmico basado en desempeño* (SEAOC, 1995) los cuales son la unión entre un nivel de desempeño y uno de diseño sísmico:

- *Objetivo básico.* Objetivo de desempeño para edificios de ocupación y uso normal.
- *Objetivo esencial/riesgo.* Objetivo de desempeño mínimo aceptable para las estructuras clasificadas como: *indispensables*, aquellas cuya operación es crítica después de un evento sísmico (hospitales, estaciones de bomberos, centros de control de emergencia, etc.); y *estructuras peligrosas*, aquellas que almacenan grandes cantidades de materiales peligrosos, aquellas que almacenan grandes cantidades de materiales tóxicos, cuya liberación afectaría solamente los alrededores del inmueble provocando un impacto mínimo a la población.

## EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

- *Objetivo de seguridad crítica. Objetivo de desempeño mínimo aceptable para estructuras que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos, la liberación de los cuales resulta de gran peligro para un número considerable de la población.*

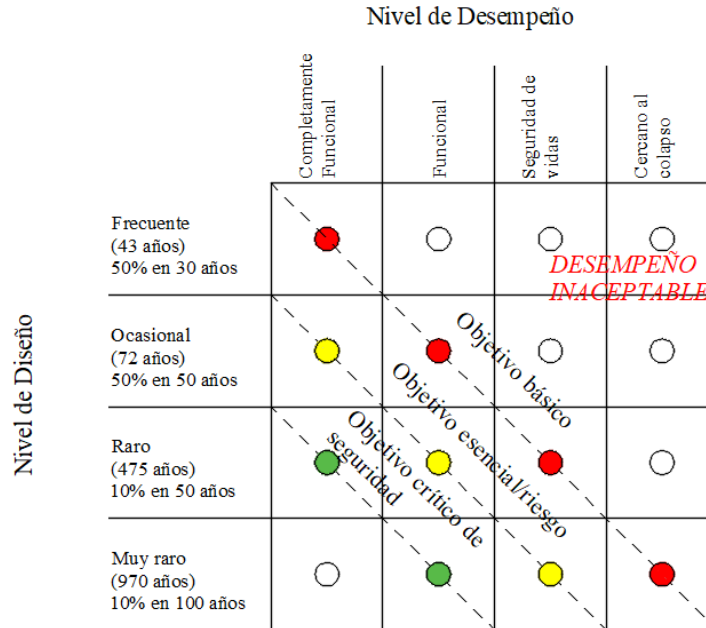


Figura 4-4 Visión 2000 Niveles de Desempeño

### 4.1.3 ÍNDICES DE DESEMPEÑO EN EVALUACIÓN DE EDIFICIOS

Para llevar a cabo la evaluación de las estructuras se propone el empleo de los llamados índices de desempeño, los cuales controlan o cuantifica la intensidad de daño estructural o no estructural, correspondiente a un estado límite. Los índices de desempeño más utilizados son:

- Ductilidad
- Desplazamiento y/o distorsión
- Rotaciones en los elementos estructurales
- Capacidades de disipación de energía
- Velocidad máxima
- Aceleración máxima

Para los efectos de este trabajo se pretende evaluar la estructura en estudio por medio del índice de desplazamiento y/o distorsión que a continuación se define:

**Desplazamiento y/o distorsión.** Como se ha mencionado anteriormente el desplazamiento es la medida más importante de la respuesta sísmica de edificios, debido a que es la forma más adecuada



de medir la intensidad de daño en una estructura, ya que tiene relación directa con la magnitud de las vibraciones y con posibles impactos a edificios vecinos. La distorsión o deriva es un índice adimensional relacionado con el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos dividido entre la altura de entrepiso. Estos dos índices son los más empleados para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales.

#### 4.2 MÉTODOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA BASADOS EN LA VALIDEZ DE LA CURVA DE CAPACIDAD

La mayoría de los métodos propuestos obtienen (en un procedimiento de evaluación), o definen (en un proceso de diseño) el desempeño de una estructura a partir de la respuesta de un sistema estructural equivalente ante las demandas sísmicas de diseño (Hernández, 2008). Estas demandas normalmente se definen mediante espectros suavizados que se especifican en los reglamentos.

El procedimiento general que siguen los métodos de evaluación sísmica de una estructura a partir de la respuesta de cada uno de los dos tipos de sistemas estructurales equivalentes es el siguiente:

1. Se parte del conocimiento de la estructura a evaluar (geometría, propiedades elásticas e inelásticas) y la demanda sísmica de diseño, la cual normalmente es un espectro de pseudoaceleraciones elástico suavizado.
2. La demanda sísmica de diseño se redefine mediante un espectro el cual tiene valores de pseudoaceleración (ordenadas) y valores de seudodesplazamiento (abscisas).

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

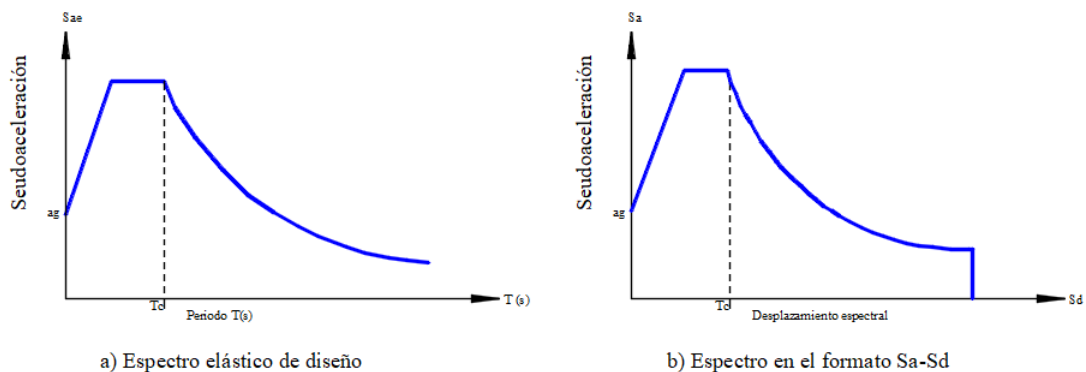


Figura 4-5 Demanda sísmica en formato pseudo-aceleración vs pseudo desplazamiento

El espectro calculado se aminora para obtener la demanda reducida con la que se diseñó o diseñará la estructura. Algunos métodos realizan lo anterior reduciendo el espectro elástico a un espectro inelástico de diseño de ductilidad constante por medio de ecuaciones como las siguientes:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, S_d = \frac{\mu}{R_\mu} * S_{de}$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{Para } T < T_c$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Para } T \geq T_c$$

donde  $S_a$  y  $S_d$  son los valores respectivos de pseudoaceleración y desplazamiento espectral del espectro de ductilidad constante de diseño.  $S_{ae}$  y  $S_{de}$  son los correspondientes de aceleración y desplazamiento espectral del espectro elástico.  $R_\mu$  es el factor de reducción en función de la ductilidad de desplazamiento modal  $\mu$ .  $T$  y  $T_c$  son el periodo fundamental del sistema y el periodo característico del terreno.

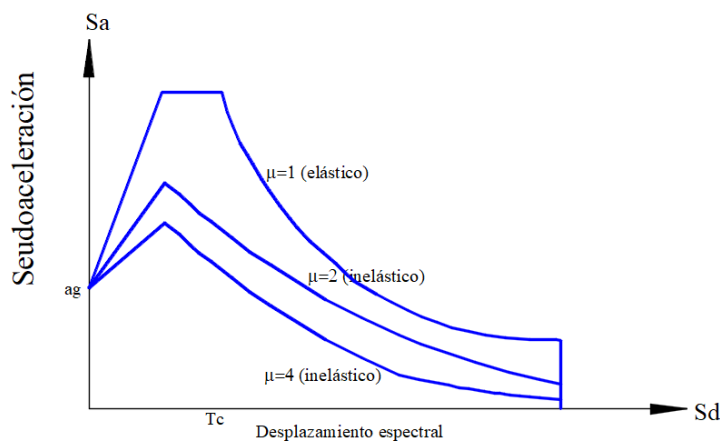


Figura 4-6 Espectros elásticos e inelásticos de ductilidad constante

- Se determina una distribución de cargas laterales. Comúnmente se propone un patrón de carga o se puede tomar la forma del modo fundamental de vibrar (forma triangular) con o sin la contribución de los modos superiores, esto depende de las características de la estructura y del método seleccionado.

$$P = PM\phi$$

Donde  $P$  representa el vector de cargas laterales,  $M$  la matriz diagonal de masas, y  $\phi$  la forma supuesta de los desplazamientos laterales

4. Se realiza un análisis estático no lineal sobre la estructura con un patrón de cargas definido y se obtienen una curva en el espacio cortante basal ( $V$ ) contra el desplazamiento de un punto de control ( $D_c$ ), llamada curva de capacidad
5. Con el uso de fórmulas de dinámica estructural, la curva de capacidad se transforma al formato de pseudo aceleración ( $S_a$ ) contra pseudo desplazamiento ( $S_d$ ) donde se le da el nombre de curva de comportamiento.
6. Se determinan las características de un sistema de referencia (masa, amortiguamiento, periodo y rigidez) considerando las propiedades del modelo de múltiples grados de libertad (masa total, amortiguamiento global, periodo del modo fundamental y rigidez lateral global).
7. Se obtiene el desplazamiento máximo del sistema de referencia, sometiéndolo a la demanda obtenido en el punto 2.
8. Se transforma el desplazamiento máximo del sistema de referencia al desplazamiento máximo del punto característico de la estructura.
9. Se empuja nuevamente a la estructura, pero solo hasta el desplazamiento obtenido en el paso anterior. De este análisis se determinan los índices de comportamiento que sirven para evaluar el desempeño del edificio.

La aplicabilidad de los distintos métodos de evaluación son ampliamente diferentes (Método ATC-40, FEMA 273, N2, Modal Espectral Evolutivo) por lo que es recomendable utilizar el método más adecuado según el tipo de estructura.

#### 4.2.1 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Este método fue propuesto inicialmente por Freeman (1975), desarrollado como un método de evaluación rápida para un proyecto piloto de riesgo sísmico del “Astillero Naval de Puget Sound” para la marina de los Estados Unidos, el cual utiliza un procedimiento gráfico para comparar la capacidad de una estructura con la demanda sísmica. La curva de capacidad se obtiene mediante un análisis estático no lineal, se obtiene la curva de comportamiento y se compara adecuadamente con la demanda sísmica. En una misma gráfica se traza el espectro de demanda y la curva de comportamiento (Figura 4-7). El punto donde se intersecan la curva de comportamiento con el espectro de demanda inelástico, donde el amortiguamiento de ambos coincide, se ubica el punto de desempeño. Una vez obtenido el punto de desempeño se transforma del espacio  $S_a$ - $S_d$  al de cortante

basal contra desplazamiento y se ubica en la curva de capacidad. Dependiendo en que intervalo de servicio predefinido (Visión 2000 o FEMA 273) de la curva de comportamiento quede el punto de desempeño, se determina la demanda generada sobre la estructura durante el evento sísmico seleccionado.

Como puede observarse, se efectúa el procedimiento general descrito al inicio de esta sección, solo que no incluye la variación de la demanda con respecto a la ductilidad ya que Freeman utiliza factores de reducción espectral que dependen del amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente con el desplazamiento máximo.

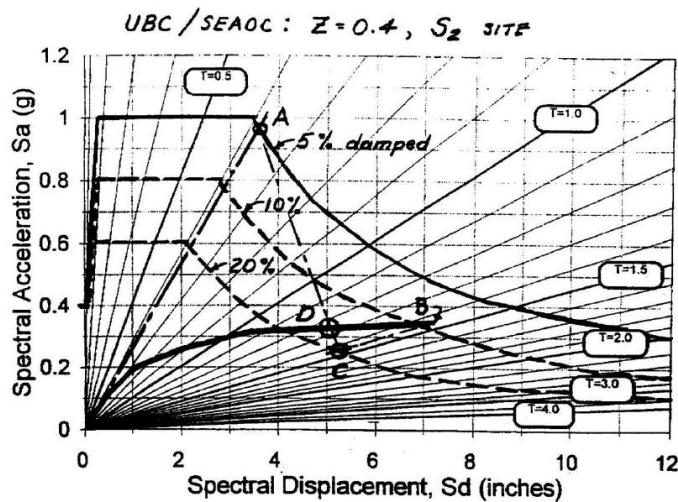


Figura 4-7 Método de Freeman Fuente: (Freeman, 1975)

#### 4.2.1 Método de coeficientes de desplazamiento

El método de coeficientes de desplazamiento, mejor conocido como “método FEMA-273” (FEMA, 1997), es un método estandarizado de relativa sencillez, debido a que se basa en la utilización de tablas y constantes.

En el documento FEMA-273, se recomienda explícitamente que este método solo sea aplicado a estructuras en donde la contribución de los modos superiores de vibrar no sea importante.

El procedimiento de aplicación es similar a lo mencionado en la introducción a los métodos de evaluación con algunas de las siguientes variantes:

1. Al realizar el análisis estático no lineal debe llevarse la estructura a un 150% del desplazamiento objetivo esperado.



- $C_2$  es la constante que representa los efectos de la degradación de la rigidez, la pérdida de resistencia y el adelgazamiento de los ciclos histeréticos,
- $C_3$  es la constante que considera posibles incrementos en el desplazamiento último debido a efectos P- $\Delta$ .

#### 4.2.2 MÉTODO N2

El método N2, es uno de los métodos más comunes para evaluación sísmica propuesto en 1996 por Fajfar y Gaspercim, dicho método es básicamente igual al método del espectro de capacidad propuesto por Freeman. La principal diferencia entre estos métodos es la forma en que la demanda sísmica se presenta. En el método N2 la demanda se incorpora mediante un espectro de ductilidad constante, obtenido a partir de uno elástico afectada por un factor de reducción por ductilidad  $R_\mu$ .

Los 9 pasos descritos al inicio de esta sección corresponden completamente al método N2

#### 4.2.3 MÉTODO ESPECTRAL EVOLUTIVO

El método modal espectral evolutivo es un procedimiento que, a diferencia de los mencionados con anterioridad no puede ser considerado como uno estático no lineal (por que no se aplica a la estructura una carga incremental), aunque se considera como una evolución del N2.

Con este método se obtiene la curva de capacidad mediante una serie de análisis modales espectrales, en donde cada uno de ellos corresponde a un nivel de daño diferente. Estrictamente es necesario realizar tantos análisis como articulaciones plásticas ocurran antes de que se alcance la capacidad máxima de la estructura, es decir, antes que se presente una inestabilidad a nivel local o global (Alba G., 2005).

En general el procedimiento a seguir es:

1. *Definir la demanda sísmica por medio de un espectro elástico suavizado.*
2. *Definición de la curva de comportamiento de la estructura, mediante una serie de análisis modales espectrales correspondientes a diferentes niveles de daño, que son considerados en el modelo analítico por medio de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos. La curva de capacidad de la estructura debe reducirse a la correspondiente al modo fundamental de la misma, la que puede definirse como la curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad de referencia.*

3. Evaluación del punto de desempeño usando las reglas de iguales desplazamientos y su corrección para periodos cortos.
4. Evaluación del desempeño sísmico de la estructura, como la suma de las respuestas escaladas de los análisis modales espectrales realizados.

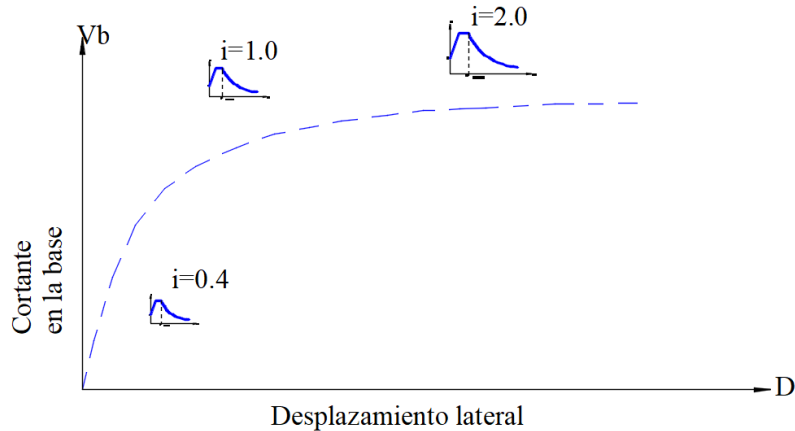


Figura 4-9 Simplificación del método modal espectral evolutivo (Cárdenas S., 2010)

#### 4.2.3.1 HIPÓTESIS Y CONSIDERACIONES PARA APLICAR EL MÉTODO ESPECTRAL EVOLUTIVO A ESTRUCTURAS A BASE DE MARCOS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA

Los métodos de evaluación sísmica generalmente son aplicados a marcos de concreto reforzado de los cuales se conoce perfectamente su comportamiento; la complejidad de la evaluación se incrementa cuando en la estructura se añaden muros, en especial de mampostería, es por ello que para la correcta aplicación del método espectral evolutivo se tienen las siguientes hipótesis establecidas en (Meza Méndez, 2007):

- Se considera agrietamiento distribuido. La ocurrencia de comportamiento no lineal se distribuye sobre todo el elemento. El comportamiento no-lineal se modela disminuyendo el módulo de elasticidad del elemento, una vez que ésta ha alcanzado su resistencia axial en el instante del paso de análisis que se realiza.
- Los elementos dañados no tienen masa.
- Se considera que el material es isótropo.
- No es necesaria una idealización bilineal de la curva de la estructura.

Lo anterior es completamente válido en modelos con muros de mampostería, pero en este trabajo en la evaluación del desempeño se modelará al muro de mampostería como un elemento

barra que solo resiste fuerza axial a compresión por lo que se tomaron algunas de las hipótesis presentadas en la modelación de la diagonal equivalente.

#### 4.2.4 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

El método más refinado para obtener la curva de capacidad “exacta” para una determinada demanda sísmica, se basa en la aplicación de Análisis Dinámicos Incrementales (Vamvatsikos & Cornell, 2002), la curva de capacidad dinámica obtenida es la única opción válida para representar la no linealidad del problema y la disipación de energía debida a histéresis. Sin embargo, depende de las señales sísmicas seleccionadas.

Para construir la curva de capacidad dinámica se llevan a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso correspondientes a diferentes intensidades de la demanda representada por un registro sísmico; en cada intensidad se define un punto obtenido como la máxima respuesta en el tiempo, algunos investigadores sugieren relacionar el desplazamiento máximo del nudo de control obtenido en el tiempo con su correspondiente cortante basal y otros relacionar las respuestas máximas tanto de desplazamiento como de cortante de cada intensidad analizada.

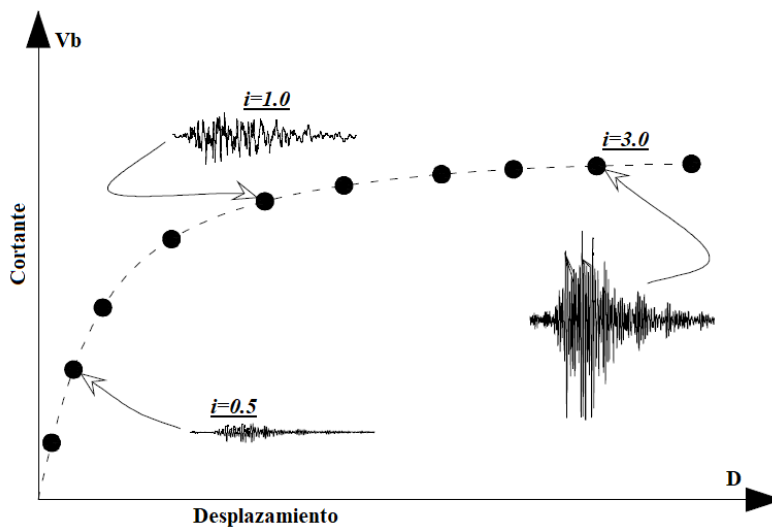


Figura 4-10 Curva de Capacidad Dinámica (Bañuelos G., 2013)



## 5. CASO DE ESTUDIO

Para ilustrar el uso y comparativa de los métodos antes descritos, en este capítulo se ejemplificará el uso del método del empujón (análisis estático no lineal) para la elaboración de la curva de capacidad de la estructura obteniendo el punto de desempeño de la estructura, contra un análisis más refinado como lo es la obtención de la curva de capacidad dinámica a través del análisis dinámico no lineal paso a paso (IDA).

Para ello se diseñó una estructura cumpliendo con todo lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes.

### 5.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

La estructura en estudio es un edificio de 12 niveles que se ubicó, para su diseño, en Calzada de Tlalpan 1550 Sineo, Colonia Mira Valle, Delegación Benito Juárez, Ciudad de México, esta ubicación se encuentra en la denominada zona III según lo marca la zonificación geotécnica para la Ciudad de México. (Coordenadas -99.142878, 19.361312)

- Geometría

La altura total del edificio es de 40 metros desde la base hasta la azotea, el primer nivel mide 7 m y los demás entrepisos tienen una dimensión de 3m.

Las medidas en planta del edificio son de 24 m en una dirección y 21 m en dirección perpendicular.

El edificio tiene tres crujeías en ambas direcciones divididas en 7 m y 8 m figura (5-1y 5-2).

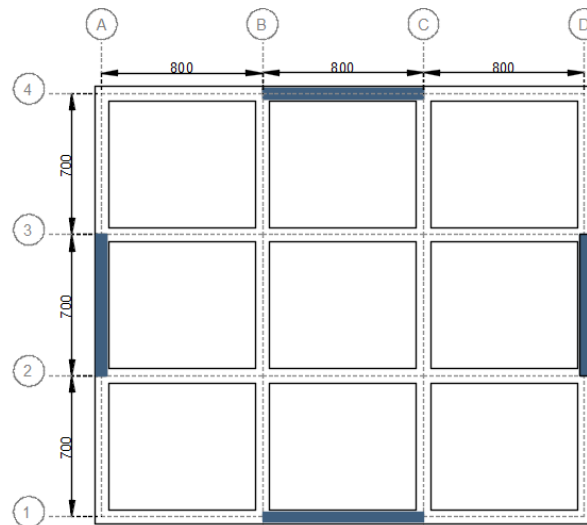


Figura 5-1 Edificio en planta

# EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

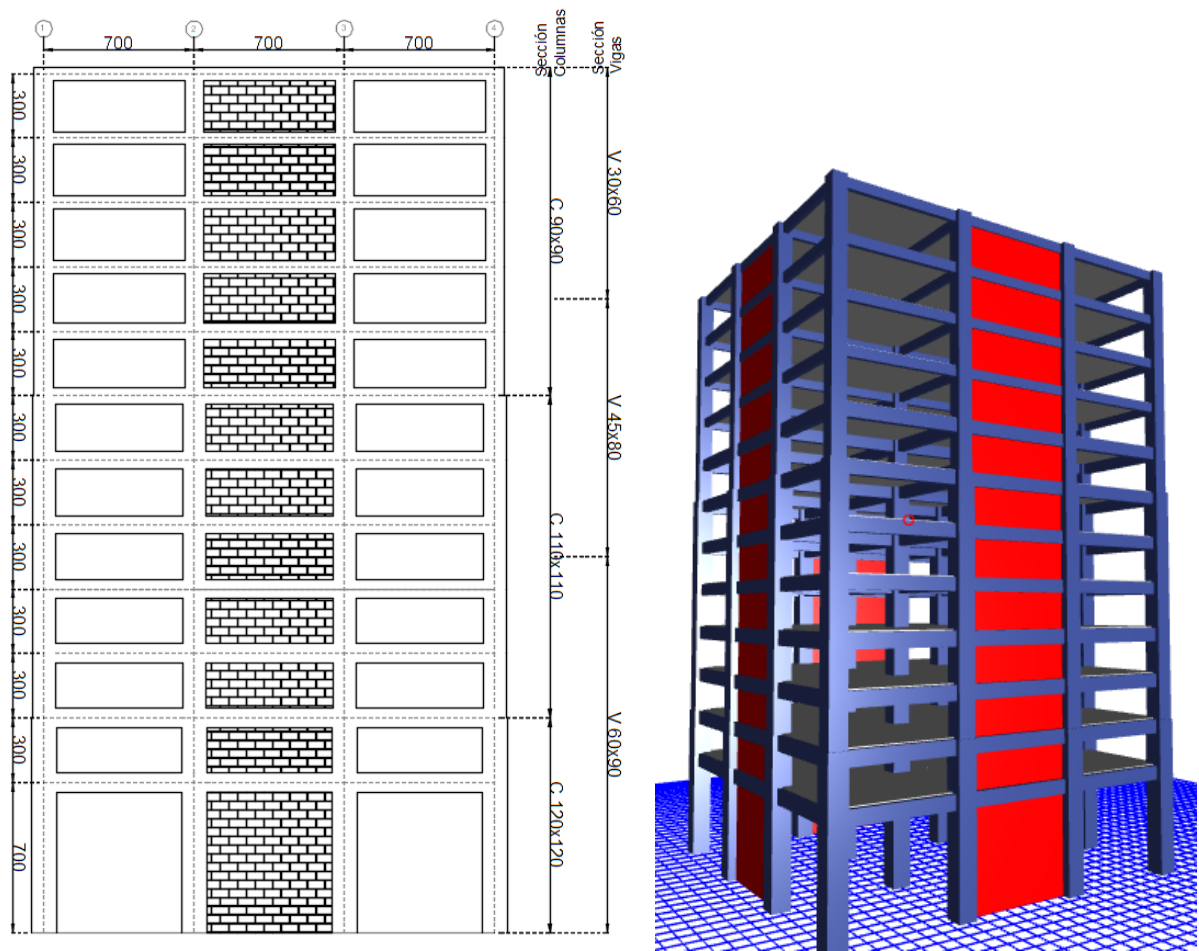


Figura 5-2 Estructuración del edificio (elevación) y tridimensional.

- Se tiene un muro de mampostería en la crujía central de los marcos ubicados en los extremos; el espesor del muro es de 12 cm.
- El uso que se le dará al edificio es de oficinas, por lo que se considera del grupo B (artículo 174 del RCDF-2017).
- Se utilizarán las siguientes propiedades de los materiales

Concreto estructural

- Concreto clase I
- Peso volumétrico del concreto
- Resistencia del concreto a compresión pura  
para traveses y columnas

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

○ Módulo de elasticidad del concreto  $E_c = 14000\sqrt{f'c}$

Mampostería

○ Peso volumétrico  $\gamma_m = 1900\text{kg/m}^3$

○ Resistencia de la mampostería a compresión  $f'm = 40\text{ kg/cm}^2$

○ Módulo de elasticidad<sup>1</sup>  $E_m = 30000\text{kg/cm}^2$

Acero de refuerzo (acero corrugado Gr42)

○ Esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$

○ Módulo de elasticidad  $E_s = 2.039 \times 10^6\text{kg/cm}^2$

- Las intensidades de las cargas son:

Para los niveles del 1 al 11 se realizó un análisis detallado para la bajada de cargas obteniendo un valor de carga muerta, considerando peso de la losa, de  $536\text{ kg/m}^2$ .

De igual manera para el nivel de azotea se realizó un análisis detallado para la bajada de cargas obteniendo un valor de carga muerta de  $596\text{ kg/m}^2$ .

La carga viva máxima que establece el reglamento para el uso de oficinas es de  $250\text{ kg/m}^2$  y  $100\text{ kg/m}^2$  para azoteas.

La carga viva instantánea que establece el reglamento para el uso de oficinas es de  $180\text{ kg/m}^2$  y  $70\text{ kg/m}^2$  para azoteas.

- Las combinaciones de carga utilizadas para comprobar la capacidad de servicio y de resistencia de la estructura fueron:

***Estado límite de servicio***

$$CM + CV_{Max}$$

$$CM + CV_{Acc} \pm SX \pm 0.3SY$$

$$CM + CV_{Acc} \pm 0.3SX \pm SY$$

$$CM + CV_{Med} \text{ (Efectos a largo plazo)}$$

---

<sup>1</sup> Datos obtenidos de: Araujo García CB (2000). “Modelo para el análisis no lineal de marcos de concreto reforzado con muros de relleno de mampostería”. Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado. México.

*Estados límite de falla*

1.3CM + 1.5CVMax (Por ser estructura grupo B)

1.1 (CM + CVAcc ± SX ± 0.3SY)

1.1 (CM + CVAcc ± 0.3SX ± SY)

**5.2 DEMANDA SÍSMICA**

Es de particular interés para la ingeniería civil entender el comportamiento de las estructuras ante diversas sollicitaciones, generalmente se entiende que la demanda sísmica es aquella acción que incurre sobre la estructura excitándola de diferentes maneras y de igual forma creando comportamientos distintos en ella.

La demanda empleada en el diseño del edificio fue la que establecen las NTC-Sismo capítulo 3 con base en la ubicación de la estructura y en algunas propiedades de la misma.

La localización de una estructura en la Ciudad de México influye directamente en las acciones que se supone podría incurrir en ella, para tal efecto las normas cuentan con el software SASID (Figura 5-3). En esta herramienta se ingresa la localización de la estructura en estudio y en la base de datos se encuentra la demanda sísmica correspondiente, mejor conocido como espectro elástico y el espectro de diseño.

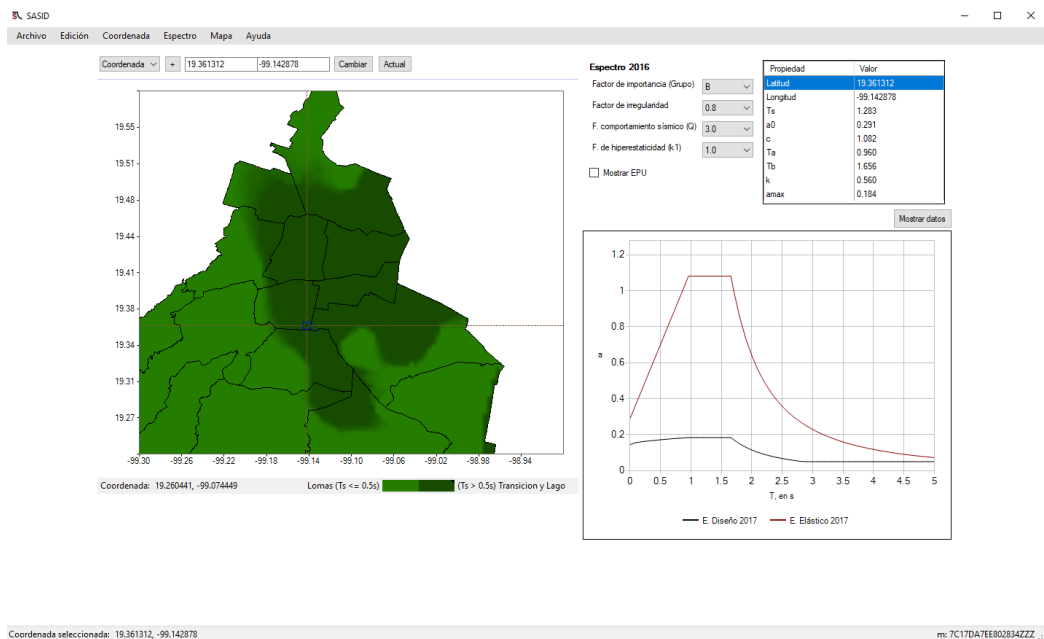


Figura 5-3 Demanda Sísmica, obtenida del SASID

El actual reglamento contempla en el diseño de las estructuras una serie de factores que influyen directamente en la demanda sísmica, el objetivo de estos coeficientes es, entre otras cosas, proveer una adecuada capacidad de resistencia, rigidez, disipación de energía y de contemplar cierta incursión en el rango no lineal, como muestra de ello se listan los siguientes factores

- **Factor de irregularidad**, la condición de regularidad de un sistema se establece con base en el contenido del capítulo 5 de las NTC-Sismo, teniendo un total de 13 criterios para determinar si la estructura será considerada regular, de ser lo contrario se tiene factores de corrección de 0.8 y 0.7.

La estructura en estudio no cumple con algunos requisitos (punto 11) por lo que se le asigna un factor de corrección por irregularidad de 0.8.

- **Factor de comportamiento sísmico**, el valor que toma este coeficiente depende del sistema estructural que se adopte y de la ductilidad que se pretenda obtener en general.

Para el caso de un sistema dual formado por marcos y muros diafragma pretendiendo una ductilidad media se tiene un factor de comportamiento sísmico  $Q=3$  y una distorsión límite<sup>2</sup>  $\gamma=0.015$ .

- **Factor de corrección por hiperestaticidad ( $K_s$ )**, es un factor que toma en cuenta la redundancia del sistema estructural, este factor toma los valores de 0.8, 1.0 y 1.25.

La estructura al tener un sistema a base de mampostería y que además contiene 3 crujeas resistentes toma un valor 1.0

Como se señaló anteriormente estos factores afectan a la demanda disminuyéndola y con base en las ecuaciones establecidas en la norma se pueden obtener los espectros correspondientes para evaluar el estado límite de seguridad contra colapso y el requisito de limitación de daños.

---

<sup>2</sup> Las NTC-Sismo establecen que los marcos en estos sistemas deberán ser capaces de resistir, sin contar con la contribución de los muros diafragma, por lo menos el 70% de la fuerza actuante. En caso de que los muros diafragma sean de mampostería (como es el caso de estudio) y los marcos no resistan al menos el 70 por ciento del cortante sísmico, se deberán tomar los valores de  $Q$  y  $\gamma_{m\acute{a}x}$  correspondientes para el sistema. Para la estructura en cuestión se verificaron estas condiciones y se permite la distorsión límite de 0.015.

# EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

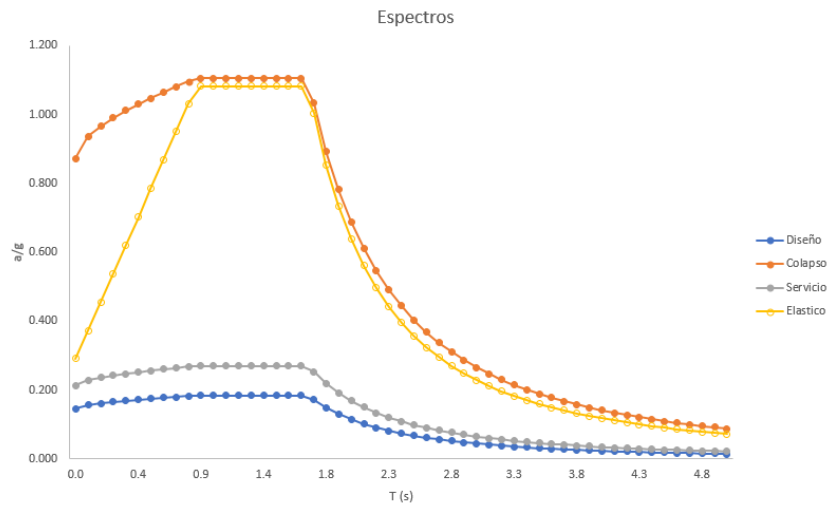


Figura 5-4 Demanda Sísmica obtenida con las NTC-Sismo y SASID

Además, la demanda empleada en la evaluación del comportamiento sísmico para la estructura fue la componente EW (este-oeste) del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT), en la Ciudad de México.

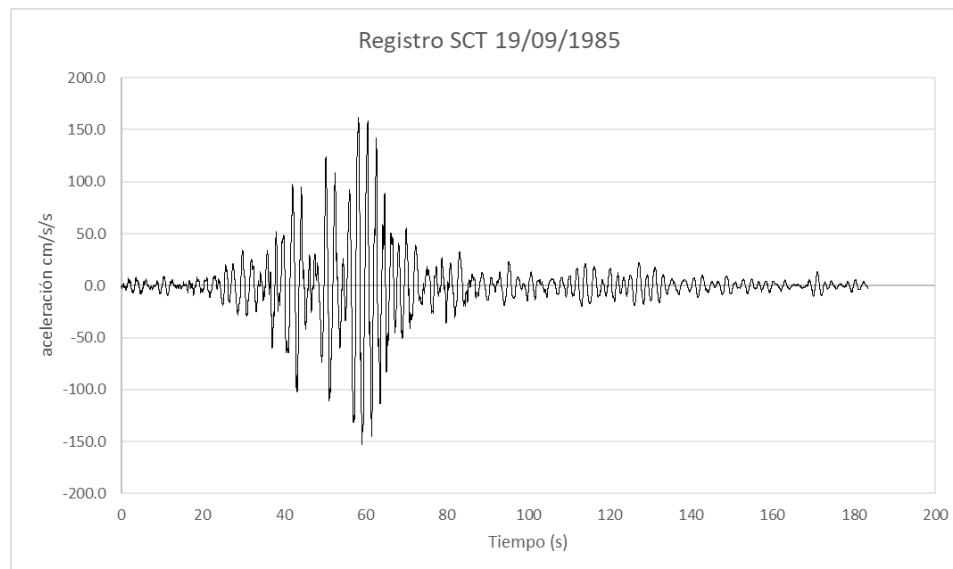


Figura 5-5 Registro Sísmico SCT-EW 1985

## 5.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Con lo establecido anteriormente se realizó un modelo 3D con las dimensiones mostradas en la sección 5.1. Las columnas y vigas del sistema se modelaron como elementos barra (frame) y para el modelado de la mampostería se usaron elementos tipo área (shell) ligados adecuadamente a las barras para tener una compatibilidad en el modelo.

Las secciones (trabes y columnas) fueron obtenidas mediante un proceso iterativo en el que se pretendía cumplir con la revisión de los desplazamientos laterales (Figura 5-6,5-7). Conforme a las NTC-Sismo en las cuales se tiene que cumplir con el estado límite de seguridad contra colapso (revisión de distorsiones obtenidas con el espectro de diseño) y el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes (revisión de distorsiones ante sismos de servicio o frecuentes).

Además, se cumplió con todos los requisitos establecidos en el reglamento tales como:

- Verificar y utilizar el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad de ocurrir simultáneamente (combinación de acciones con los respectivos factores de carga).
- Considerar excentricidades accidentales
- Revisión para la consideración de los efectos P- $\Delta$  en el análisis.
- Consideración de los efectos del agrietamiento para la reducción de la rigidez efectiva de los elementos sismo-resistentes (0.5 EI<sub>g</sub> en vigas y 0.7 EI<sub>g</sub> en columnas).
- Diseño y detallado de los elementos sismo-resistentes para una ductilidad media (Q=3) de acuerdo con el sistema estructural adoptado, siguiendo con lo establecido en la revisión de marcos dúctiles NTC-Concreto.
- Revisión de los desplazamientos laterales y verticales.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

#### I. Información modal.

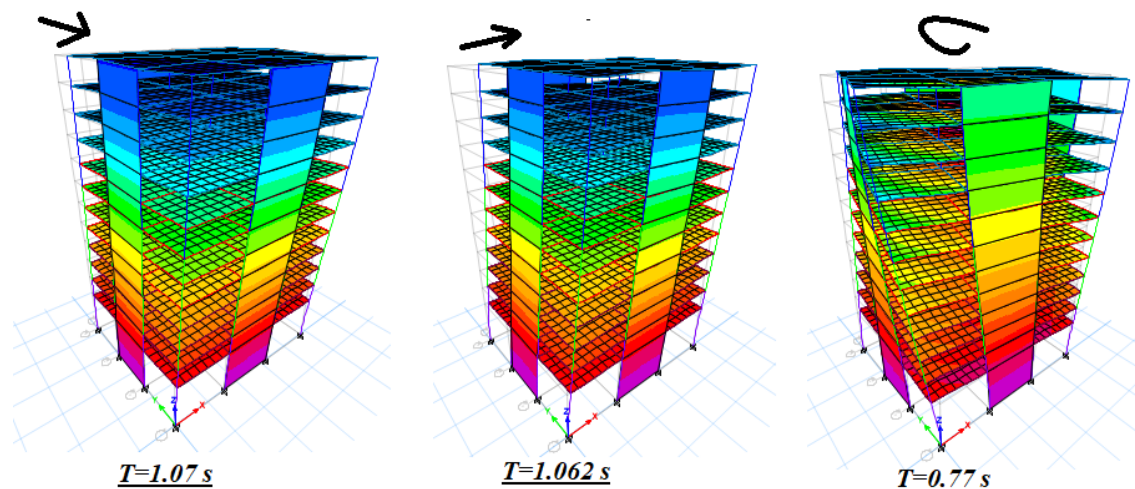


Figura 5-6 Información modal de la estructura. Periodos

## II. Desplazamientos y distorsiones de entrepiso.

El sistema dual compuesto de marcos de concreto reforzado y muros diafragma de mampostería cumplió con las distorsiones para los límites establecidos, cabe destacar que el desplazamiento tanto para la limitación de daños ante sismos frecuentes como para el límite de seguridad contra colapso *podría definirse como el desplazamiento objetivo o desplazamiento máximo esperado durante sismos de diseño en la etapa de evaluación del desempeño.*

La dirección de análisis para obtener los desplazamientos, fue la dirección “Y” debido a que en esta se halla el periodo dominante de la estructura y corresponde con los desplazamientos más grandes, cabe mencionar que los desplazamientos no varían considerablemente entre las direcciones de análisis ya que el edificio cuenta con una geometría bastante regular.

En la figura 5-7 se puede observar que los desplazamientos máximos de entrepiso ante condiciones de servicio, o lo que actualmente se conoce como requisito de “limitación de daños ante sismos frecuentes” son satisfechos sin ningún problema.

El desplazamiento máximo obtenido corresponde al último nivel de la estructura, el cual es de 12.54 cm, así mismo las derivas obtenidas cumplen adecuadamente con los límites establecidos.

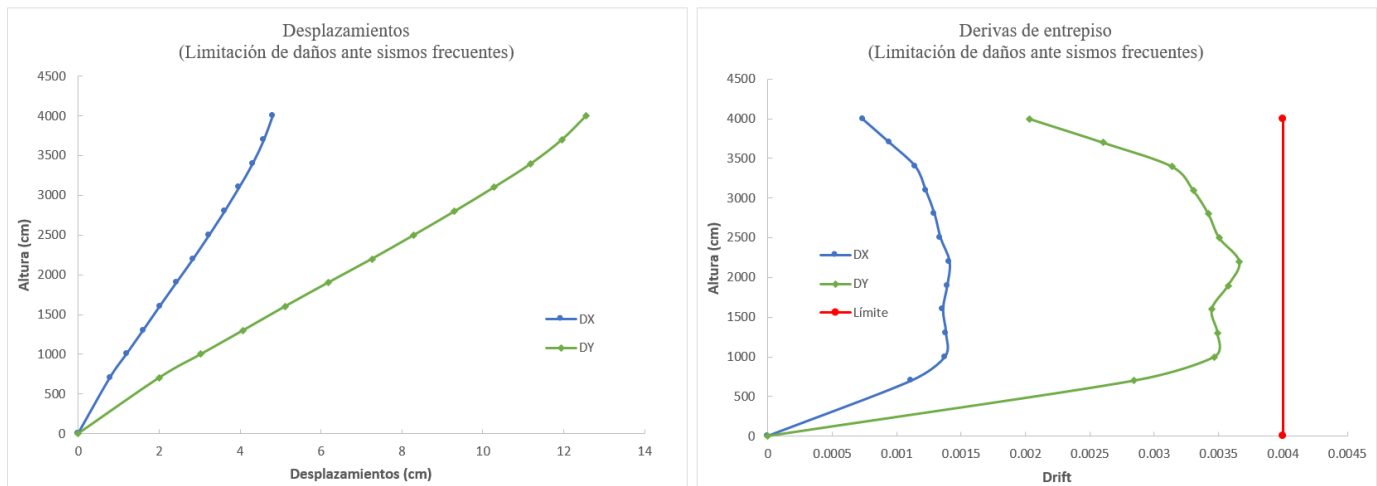


Figura 5-7 Revisión-Limitación de daños ante sismos frecuentes

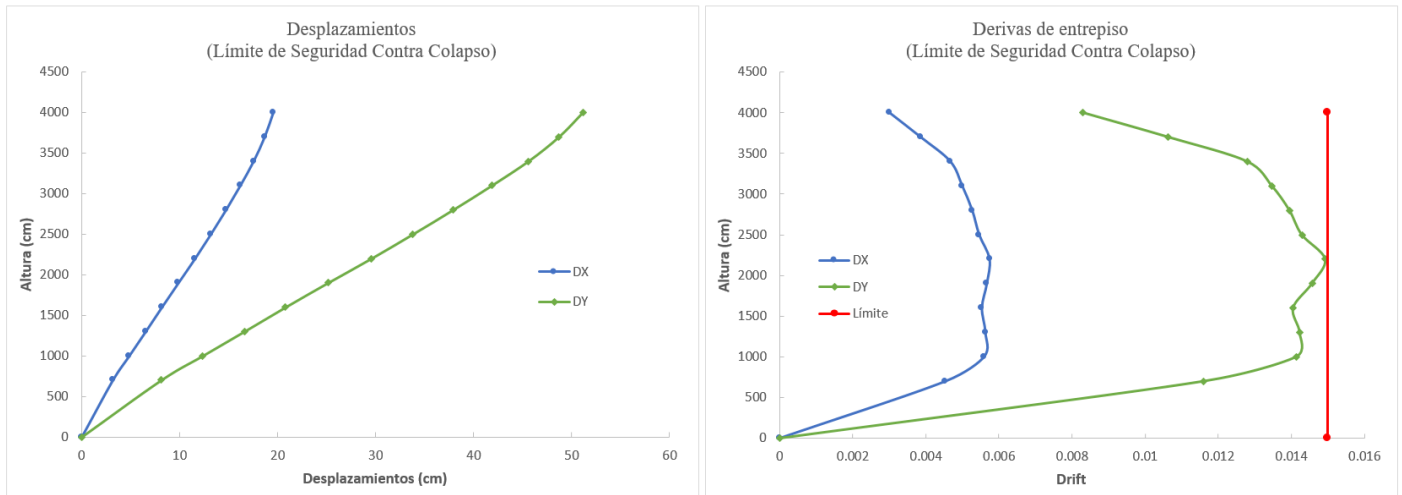
En la figura 5-8 se muestran los desplazamientos obtenidos para las condiciones falla, ahora conocidas como “límite de seguridad contra colapso”. El desplazamiento máximo obtenido fue el correspondiente al último nivel del edificio y es de 51.15 cm en la dirección principal de análisis y en la otra se tienen 19.57 cm. Los resultados conseguidos corresponden a la combinación de acciones donde se tienen los efectos más grandes.



## EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

Además, la deriva máxima de entrepiso permitida por el reglamento mexicano es de 0.015 de acuerdo al sistema estructural en estudio, cabe mencionar que al cumplir esta deriva se obtienen desplazamientos relativamente “grandes”, sin embargo, se cumple plenamente con las normas establecidas.

*Figura 5-8 Revisión Límite de Seguridad Contra Colapso*



### III. Diseño de los elementos sismo-resistentes de acuerdo con las demandas impuestas.

Las dimensiones y armados resultantes de los elementos son los siguientes:

*Tabla 5-1 Dimensiones de los elementos estructurales.*

<b>Dimensiones de los elementos estructurales [cm]</b>			
Niveles	Viga	Niveles	Columna
N1-N4	60 x 90	N1-N2	110 x 110
N5-N8	45 x 80	N3-N7	100 x 100
N9-N12	30 x 60	N8-N12	90 x 90
Muro diafragma de mampostería en la crujía central de los 4 marcos de borde de 12cm			

*Tabla 5-2 Armado de las vigas de concreto con base en los criterios de marcos dúctiles  $Q=3$*

<b>Armado y momentos de fluencia de las vigas</b>							
Niveles	bxh [cm]	Refuerzo (+)	Refuerzo (-)	Armado transversal		My (+) Ton-m	My (-) Ton-m
				Extremo	Centro		
N1-N4	60 x 90	4V#8 + 2B#8	4V#8 + 3B#8	2E#4 @ 15	2E#4 @ 30	92.94	107.49
N5-N8	45 x 80	5V#6 + 2B#8	4V#6 + 2B#6	2E#3 @ 15	2E#3 @ 30	47.06	65.33
N9-N12	30 x 60	4V#6	4V#6	2E#3 @ 15	2E#3 @ 30	22.69	22.69

\*V Varillas, B Bastones

## EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

Los armados se obtuvieron apegándose a lo establecido en el diseño para marcos con ductilidad media ( $Q=3$ ).

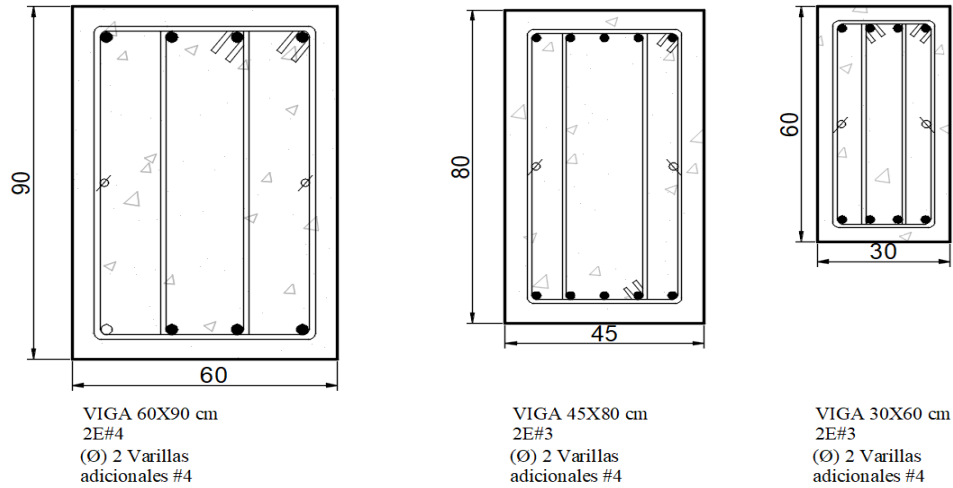


Figura 5-9 Armado de los elementos estructurales (vigas)

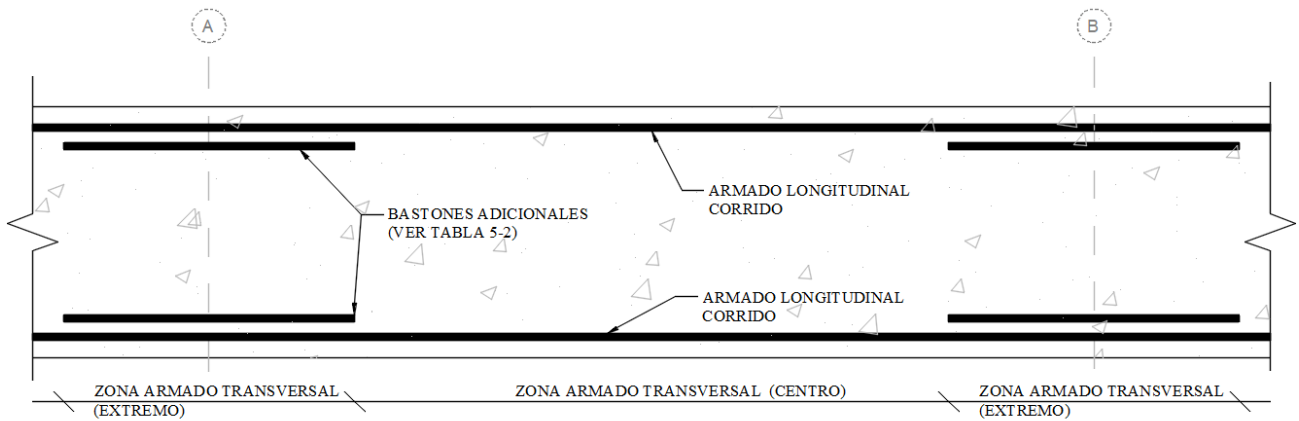


Figura 5-10 Esquema general del armado de las vigas

Tabla 5-3 Armado general de las columnas del sistema con base a los criterios de marcos dúctiles  $Q=3$ .

Armado de las columnas					
Niveles	Columna	Longitudinal	Transversal		$\rho$
			Extremo	Centro	
N1-N2	110 x 110	56 V#8	4E#4 @ 15cm	4E#4 @ 30cm	2%
N3-N7	100 x 100	36 V#8	3E#4 @ 15cm	3E#4 @ 30cm	1.51%
N8-N12	90 x 90	28 V#8	3E#4 @ 15cm	3E#4 @ 30cm	1.75%

## EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

El análisis, revisión y detallado del muro diafragma de mampostería se limitó a lo establecido en las NTC-Mampostería para este tipo de sistema. Además, se presenta una comparativa de lo que el muro diafragma de mampostería representa en este tipo de estructuraciones.

Tenemos que los límites de desplazamiento lateral de la estructura se cumplen adecuadamente, pero, ¿Qué pasaría si el muro de mampostería no estuviera en este sistema, conservando las dimensiones de los elementos?

Primeramente, observamos que el sistema ya no cumpliría con el requisito de la limitación de daños ante sismos frecuentes (el cual sigue siendo  $\gamma=0.004$  para el caso en el que se considera que los elementos no estructurales están separados de manera que no sufran daños), notamos que el desplazamiento máximo crece de 12.54 cm a 17.93 cm, entonces se aprecia claramente el aporte del muro a la rigidez de la estructura.

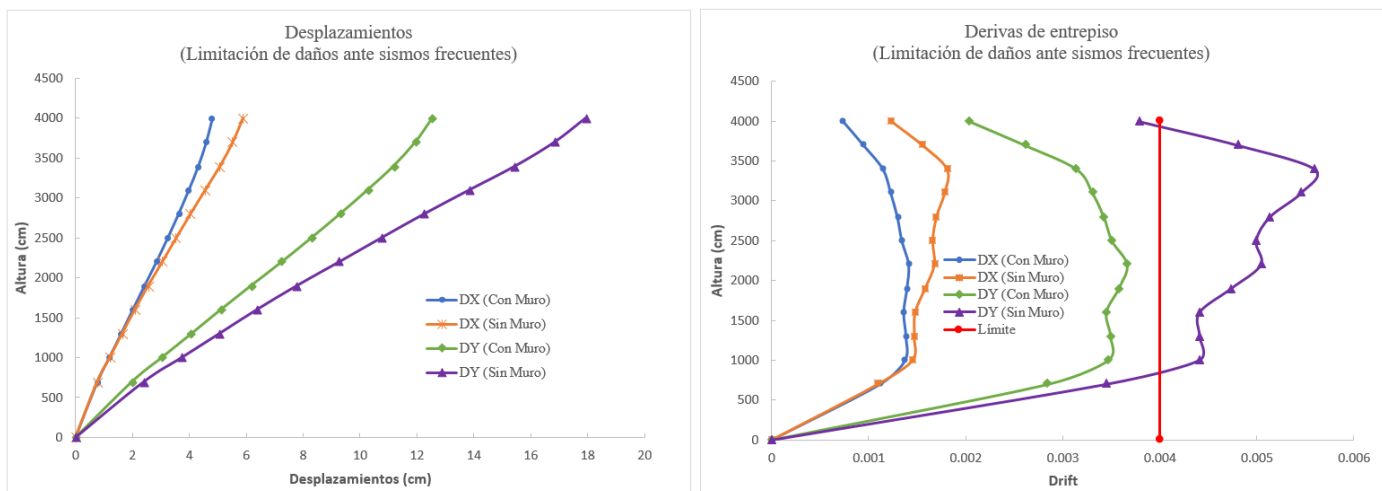


Figura 5-11 Comparación derivas de entrepiso estructura con muros vs estructura sin muros (Limitación de daños ante sismos frecuentes).

Además, al no tener el muro diafragma automáticamente se trata de otro sistema estructural que corresponde al de marcos de concreto que tiene un límite de distorsión diferente ( $\gamma=0.02$ ) el cual no se cumpliría sí se tuvieran los mismos elementos contemplados. Así mismo, se observa que el desplazamiento resultante es más grande creciendo de 51.15 cm a 73.12 cm (un total de 21.9 cm en total) para la dirección principal de análisis.

# EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS A BASE DE MARCOS Y MUROS DIAFRAGMA DE MAMPOSTERÍA.

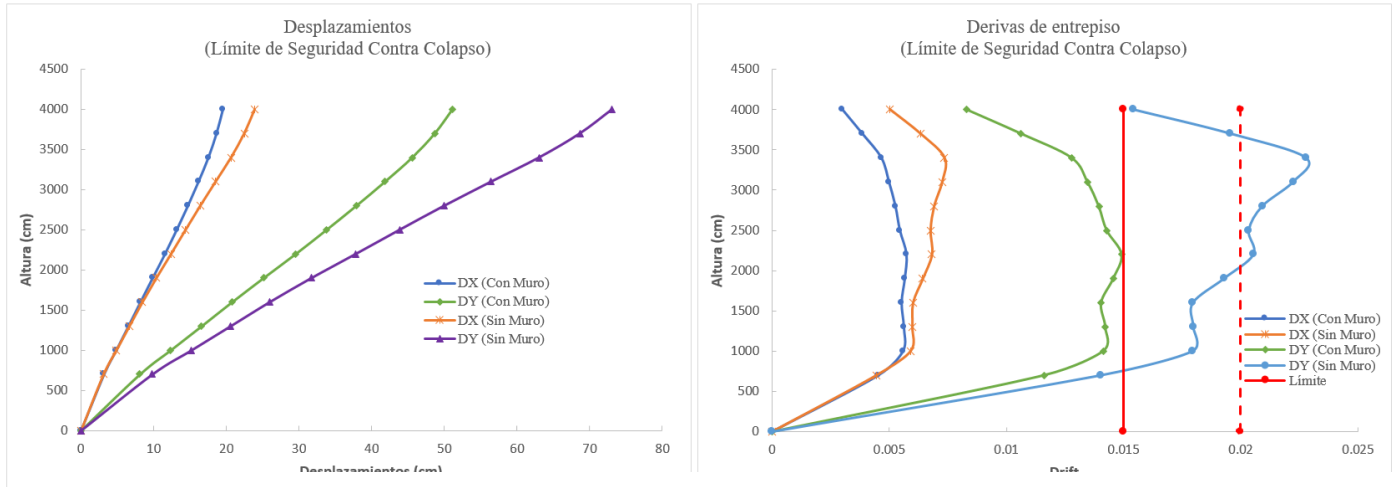


Figura 5-12 Comparación derivas de entrepiso estructura con muros vs estructura sin muros (Límite de seguridad contra colapso).

Otro punto importante a destacar es que si no se tuvieran los muros diafragma ¿Qué dimensión tendrían los elementos para cumplir al menos con los límites de desplazamiento lateral?

Tabla 5-4 Dimensiones de los elementos estructurales de un sistema sin muros diafragma

Dimensiones de los elementos estructurales de un marco sin muros diafragma			
Niveles	Viga	Niveles	Columna
N1-N5	70 x 110	N1-N5	140 x 140
N6-N10	60 x 90	N6-N10	130 x 130
N11-N12	40 x 70	N11-N12	110 x 110

Resulta evidente el aporte del muro diafragma de mampostería en la eficacia del sistema estructural, ya que se puede notar, entre otras cosas, una disminución considerable de los desplazamientos de la estructura, también con una correcta interpretación de las derivas de entrepiso y de los cortantes podemos obtener que el aporte de rigidez del muro en la estructura es considerable.

## 5.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON EL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para poder aplicar alguno de los métodos de evaluación sísmica basados en la curva de capacidad se siguió el procedimiento establecido por Freeman para tener un modelo del cual se puedan comparar adecuadamente parte de los resultados.

Es importante mencionar que del edificio diseñado anteriormente se extrajo un marco representativo para poder utilizar estos métodos.

Las consideraciones que se hicieron para poder llevar a cabo el método fueron las siguientes:

- Se utilizó el marco del eje D (Figura 5-1), el cual contiene un muro diafragma de mampostería, ubicado en la crujía central.
- Se idealizó el comportamiento del muro diafragma por medio del modelo de la diagonal equivalente la cual resultó con las siguientes propiedades:



Figura 5-12 Marco idealizado para la evaluación

- A partir de las dimensiones obtenidas en el diseño preliminar y las propiedades de los materiales, se construyó el modelo elástico del marco en el programa SAP 2000 del cual se realizó un análisis de valores característicos para determinar las propiedades dinámicas; el periodo fundamental obtenido fue de  $T_{est} = 0.577 \text{ s}$ .
- El modelo se calibró de tal manera que las propiedades dinámicas del modelo con la diagonal equivalente correspondiesen con las del que tiene los elementos “shell”.
- Como ayuda para la aplicación de los métodos de evaluación, se utilizó el programa PERFORM-3D V7.0.0 en el cual, con base en el diseño realizado se modeló la estructura idealizada con la barra a compresión.
- En este software se definieron los parámetros no lineales, tales como momentos de fluencia, articulaciones plásticas y modelos de comportamiento del elemento para poder obtener adecuadamente la curva de capacidad.
- Para el modelado no lineal de los elementos se utilizó un modelo elásto-plástico perfecto, como el mostrado en la (Figura 5-13) y se propuso una distribución de daño en la que solo se acepta

la presencia de este en los extremos de las vigas, pero no en columnas (a excepción de la columna de la base).

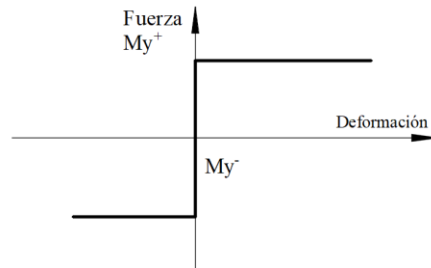


Figura 5-13 Modelado no lineal de los elementos

La curva de capacidad obtenida mediante un análisis estático es la siguiente:

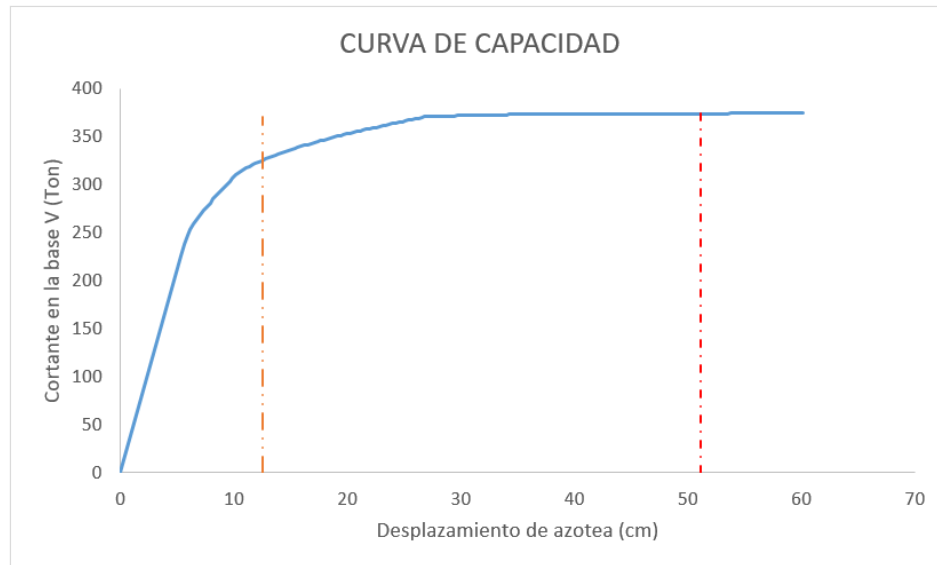


Figura 5-14 Curva de capacidad del marco "D"

Esta curva relaciona la respuesta de la base contra un desplazamiento horizontal medido desde la base hasta la azotea, como se puede observar, se muestra el cambio de la rigidez de la estructura mientras la carga aumenta, lo cual indica que algunos elementos fluyen al alcanzar sus límites. En esta misma representación se superpusieron los límites de desplazamiento obtenidos en el análisis modal espectral para cumplir con los máximos desplazamientos laterales, además es importante resaltar lo siguiente:

- a) El desplazamiento máximo para el límite de control de daños se encuentra poco después de la post fluencia de algunos elementos estructurales lo que indica que si la estructura es

sometida a eventos sísmicos de baja a mediana a intensidad puede resistirlos sin comprometer la integridad de la edificación

- b) El desplazamiento máximo para el límite de seguridad contra colapso es un valor, que relativamente dista mucho del de control de daños, que podría ser ocasionado por un evento sísmico extraordinario, por lo que existe una gran incertidumbre en lo que ocurre en este intervalo, claramente un desplazamiento de hasta 50 cm en una estructura de este tipo podría causar daños irreparables.

Como se observó hay una gran incertidumbre entre estos límites por lo que la aplicación de los métodos de evaluación empieza a ser relevantes.

- Como siguiente paso se encontró el punto de desempeño de la estructura, convirtiendo la curva de capacidad en una curva de respuesta y comparándola debidamente con la demanda (por medio de los procedimientos descritos en el capítulo 4). Al encontrar el punto de desempeño por medio de este método se encontraron grandes variaciones al momento de reducir la demanda espectral por medio del amortiguamiento por lo que se utilizó como alternativa otro método para encontrar el punto de desempeño.
- Por sencillez para la comparación de los resultados se utilizó el método de coeficientes de desplazamiento para obtener de igual manera el punto de desempeño, esto es posible ya que la contribución de los modos superiores no es de gran impacto.

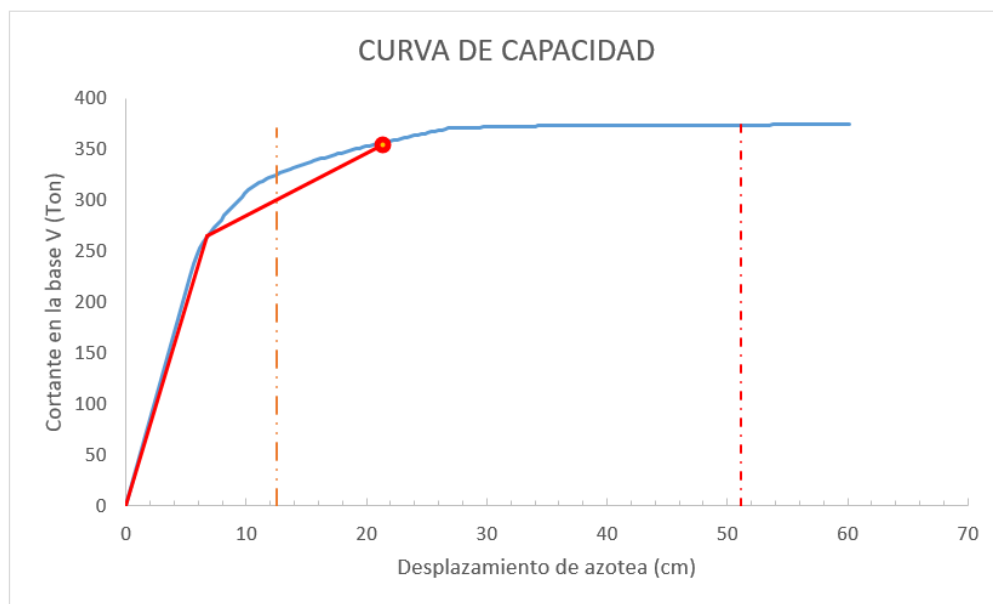


Figura 5-15 Punto de desempeño de la estructura (Método de los coeficientes de desplazamiento)

El punto de desempeño obtenido corresponde a un desplazamiento de 21.34 cm y un cortante basal de 354.652 Ton. Al superponerlo en la curva de capacidad nos encontramos que el punto se ubica entre los límites que marca el reglamento, utilizando el concepto de nivel de desempeño de acuerdo a lo que establece la FEMA nos encontramos que el marco se encuentra en un nivel de seguridad de vidas.

- Por medio de un análisis estático no lineal se pueden monitorear los elementos que se van dañando conforme la carga va en aumento, para lograr la identificación de estos puntos se establecieron los límites de rotación máximos conforme a lo establecidos en la literatura (Figura 5-16). Se puede notar que el comportamiento es el que se deseaba en donde comienzan a fluir primero las vigas, cabe mencionar que los límites de compresión para la diagonal que representa el muro se alcanzan antes de que algunas vigas presenten comportamiento dúctil, lo cual representaría una falla (podría explicarse como agrietamiento o algún otro fenómeno, esto sucedió en las primeras dos diagonales), sin embargo, aquí puede notarse como el uso del modelo de la diagonal equivalente se limita en cuanto a saber la causa de la falla.

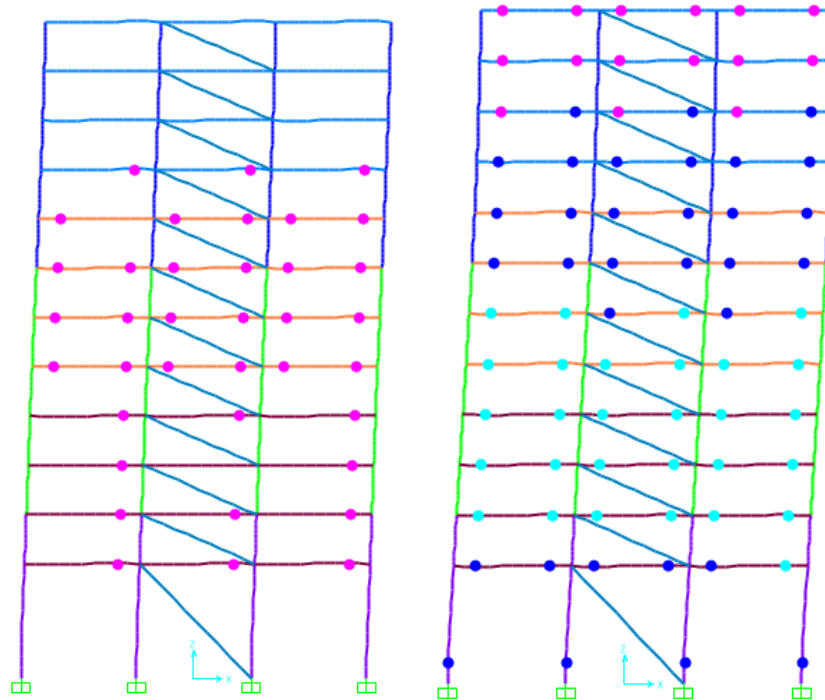


Figura 5-16 Daño en las vigas



## 5.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO

El análisis se llevó a cabo como se describió en el capítulo 4, donde se establecieron factores de escala aplicados a la intensidad de la señal del sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación de la SCT. Estos factores fueron función de la fluencia de los elementos que se pretendían dañar.

El análisis finalizó cuando las derivas de entrepiso fueron lo suficientemente grandes y cuando una gran parte de los elementos ya presentaban daño. La curva obtenida se muestra a continuación:

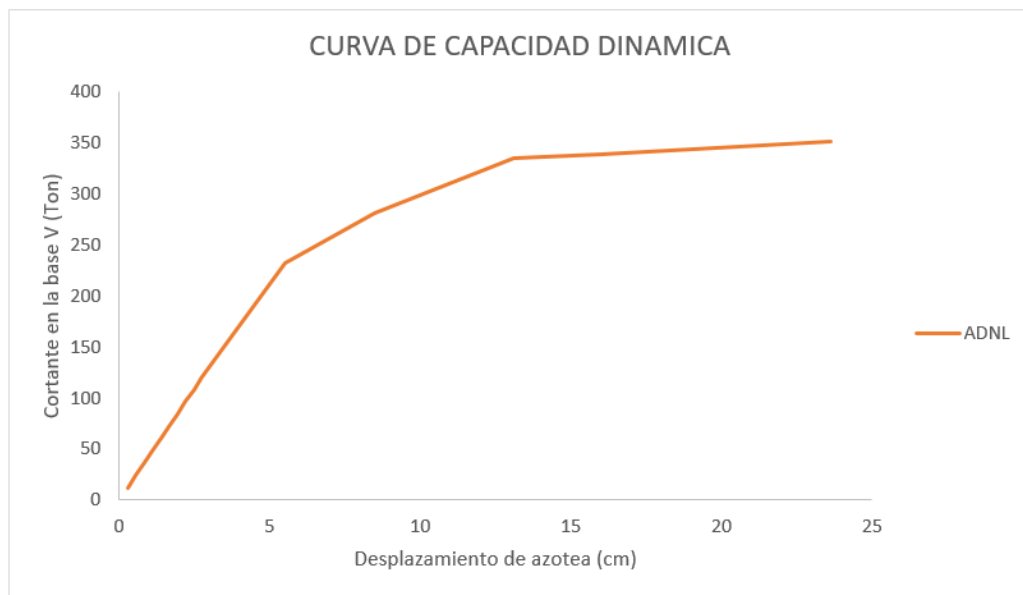


Figura 5-17 Curva de Capacidad Dinámica

Esta curva en cada punto muestra un punto de desempeño ( $\delta - V_b$ ) para la cual se puede evaluar a la estructura para diferentes intensidades del evento sísmico a la que se sometió, de esta manera se pueden obtener para cada punto los índices de desempeño que se necesiten evaluar ya sea ductilidad en los elementos, desplazamientos, rotaciones en los elementos estructurales etc.

Se escaló el registro del sismo de la SCT 1985 llegando hasta un factor de 4.5, donde se encontró que la curva tenía un decremento importante debido a que se habían superado ciertos índices de desempeño, uno de ellos las derivas encontradas fueran demasiado grandes.

## 5.6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS UTILIZANDO UN MÉTODO BASADO EN FUERZAS PROPUESTO POR LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, ANÁLISIS BASADO EN LA CURVA DE CAPACIDAD Y UN ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO

La curva de capacidad se ha mostrado como una “propiedad” de la estructura, los métodos más populares por la sencillez de su aplicación son los estáticos no lineales, sin embargo, en este trabajo se presentó la aplicación de un método estático no lineal y un análisis dinámico no lineal paso a paso con los cuales se obtuvo la curva de capacidad.

- El método del espectro de capacidad, a pesar de ser muy sencillo en cuanto aplicabilidad para estructuras no tan complejas, muestra resultados aceptables cuando se aplican a éstas, esto se puede verificar superponiendo la curva de capacidad dinámica obtenida por medios de análisis dinámicos incrementales (la cual ofrece la respuesta más exacta de la estructura).

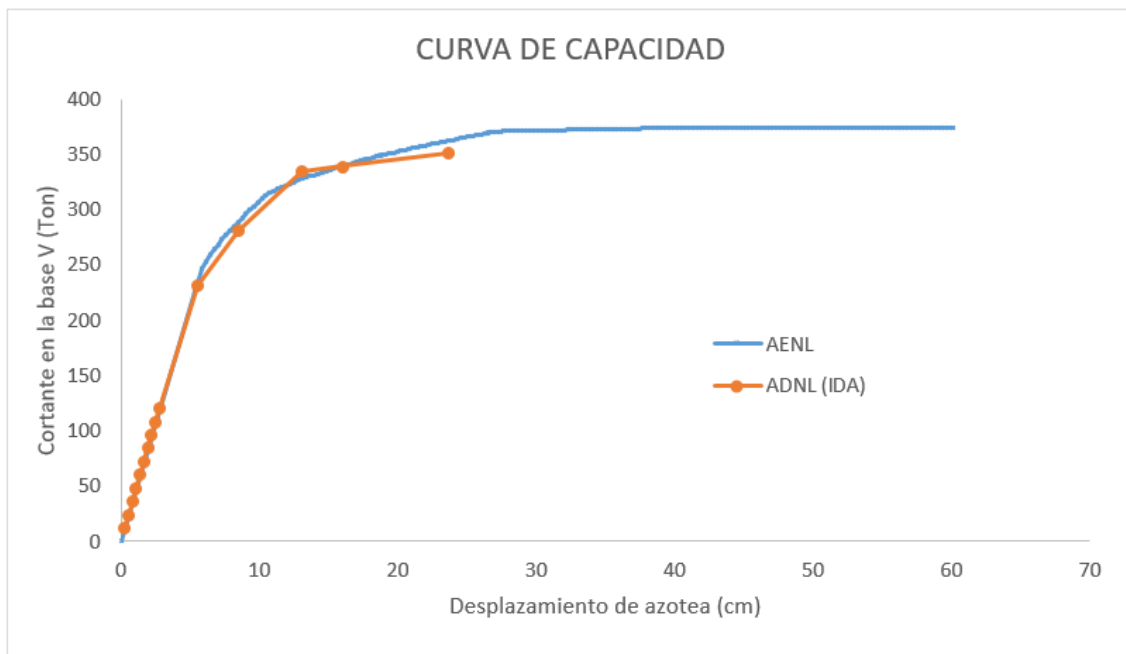


Figura 5-18 Comparación curva de capacidad estática vs curva de capacidad dinámica.

Como se puede apreciar la curva de capacidad obtenida mediante un análisis estático no lineal después de que se alcanza un cortante máximo asociado a un desplazamiento de fluencia, ésta sigue la forma suavizándose hasta quedar en un valor constante de fuerza cortante mientras el desplazamiento se incrementa indefinidamente, mostrando una de las deficiencias de utilizar este método que es la interpretación de los resultados. Se puede suponer que la estructura seguirá

admitiendo deformaciones importantes y que el cortante siempre será el mismo, situación que es falsa ya que pueden presentarse diversos escenarios de daño o incluso de falla.

Otra de las deficiencias de utilizar este método al evaluar estructuras es que solo se obtiene un punto de desempeño asociado a una demanda específica, a diferencia de la curva “IDA” que está hecha de varios puntos de desempeño.

Ahora bien, como se puede ver en la comparación de la curva “estática” con una curva “dinámica” al menos para el caso del marco en estudio, los resultados son bastante parecidos entre una y otra esto se puede deber a que es una estructura regular y que su comportamiento se idealizó de manera correcta.

Otro punto importante a resaltar es que al aplicar el método de la curva de capacidad dinámica se detuvo el análisis cuando se alcanzó un nivel de daño considerable y en el momento en que apareciera una etapa decreciente (que se despreció en el análisis) obteniendo un desplazamiento en el último nivel de aproximadamente 24 cm antes de dicho descenso. Sí lo comparamos con lo que dicta el reglamento donde se tiene que el desplazamiento máximo calculado para esta estructura, fue de 50 cm, encontramos una gran diferencia en cuanto al desplazamiento que puede tener una estructura de este tipo (marcos de concreto con muros diafragma).

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Con base en los resultados se puede concluir, al menos para este caso de estudio, que la aplicación del método de Freeman, que se basa en la curva de capacidad, presentó el inconveniente de encontrar el punto de desempeño reduciendo la demanda espectral por medio de factores que dependen del amortiguamiento, por lo que se optó por utilizar el método de los coeficientes de desplazamiento con el cual se obtuvo el punto de desempeño de forma rápida y que muestra resultados aceptables, esto se deduce al comparar el punto de desempeño obtenido con este método (él cual está contenido en la curva de capacidad) comparándolo con la curva de capacidad dinámica de la estructura, la cual representa de manera más aproximada el comportamiento de la estructura.
- Se puede decir que la modelación de los muros de mampostería, utilizando el modelo de la diagonal equivalente propuesta en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, representa de una manera aproximada la aportación de rigidez del muro al sistema ya que se tienen que calibrar para poder comparar las propiedades dinámicas de un modelo más refinado como lo es el uso de elementos *shell* rodeados por barras, aun así proporciona resultados congruentes y además simplifica bastante el modelo ya que se reduce el elemento área que tiene 6 grados de libertad por nodo a un elemento barra que solo tiene un grado de libertad por nodo.
- El uso de la diagonal equivalente de compresión asume que el muro falla por tensión diagonal, hecho que no puede ser completamente cierto ya que los muros de mampostería confinados pueden fallar de diferentes modos, por lo que se necesita estudiar detalladamente el comportamiento local de los muros diafragma.
- Dentro de la literatura se encontró que el modelo de Paulay y Priestley para determinar el ancho de la diagonal equivalente, permite determinar directamente la rigidez de la estructura y su periodo fundamental por lo que puede recomendarse el uso de este modelo para no tener que “calibrar” el modelo.
- El aporte de rigidez del muro diafragma en la estructura es bastante significativo ya que redujo ampliamente los desplazamientos laterales de la estructura, esto es, debido a que el muro es el elemento con mayor rigidez en el plano por lo que toma una fracción importante de las acciones sísmicas.
- Al realizar este tipo de análisis (análisis estático no lineal “Pushover”) se estiman resultados que no es posible obtenerlos mediante el análisis elástico lineal, como la fluencia de los elementos estructurales y de la estructura, el desempeño de la estructura, la rigidez lateral, entre otros y se

observa que cuando se utilizan los métodos de análisis lineal se subestima la rigidez y resistencia de la estructura. Concretamente en este caso se pudo determinar la capacidad lateral de la estructura, en este sentido se demuestra que un edificio a base de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería tiene una capacidad muy alta de resistir las acciones laterales, ya se puede observar en la figura 6-1 que la estructura estudiada tiene una capacidad elevada ( $V = 370$  Ton antes del colapso). En el análisis de resultados no se presenta una comparación de la curva de capacidad de la estructura sin contar la acción de los muros ya que como se pudo observar los límites de las derivas de entrepiso no cumplen con lo que establece el reglamento.

Sin embargo, es importante mencionar la acción benéfica que tienen los muros diafragma de mampostería aportando mayor capacidad lateral a la estructura.

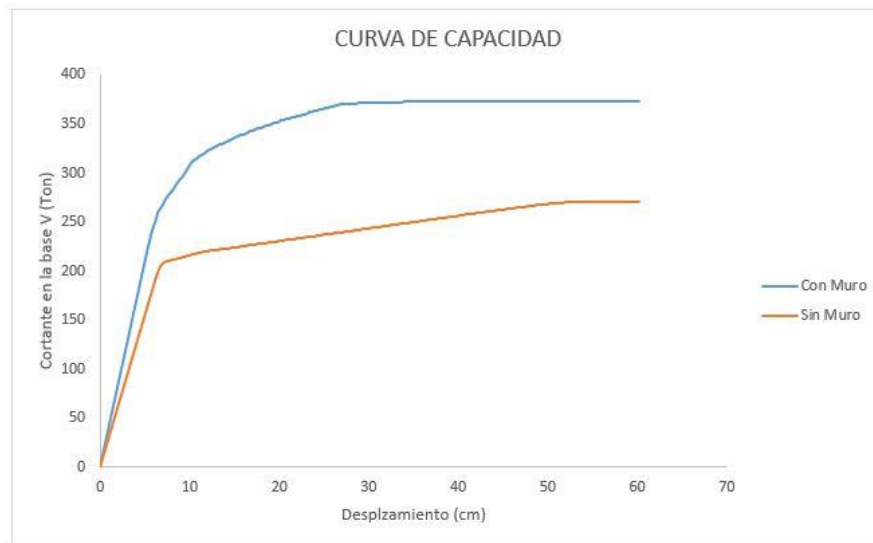


Figura 6-1 Curvas de capacidad, estructura con muros vs estructura sin muros.

- En este caso de estudio se diseñó una estructura apegándose estrictamente en lo establecido en el reglamento vigente para su posterior evaluación encontrando que el comportamiento era adecuado. Sin embargo, generalmente en un proceso de evaluación del desempeño sísmico se estudian estructuras existentes ya que se necesita conocer el estado en el que se encuentran, es aquí donde se tienen grandes inconvenientes como encontrar la información de lo existente (memorias de cálculo y planos) y si se quiere evaluar para rehabilitar el profesional de ingeniería se limita a aplicar el reglamento para poder llevar a cabo un reforzamiento de los elementos, dejando de lado la aplicación de los métodos desarrollados para la evaluación sísmica de estructuras, por lo que es ampliamente recomendable que los métodos de evaluación mencionados en este trabajo los apliquen adecuadamente los ingenieros estructuristas.

## 7. BIBLIOGRAFIA

- Alba G., F. (2005). *Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos*. Tesis de Maestría. Posgrado en Ingeniería, México.
- Araujo García, C. (2000). *Modelo para el análisis no lineal de marcos de concreto reforzado con muros relleno de mampostería*. División de Estudios de Posgrado. México.
- ATC. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Consejo de Aplicación Tecnológica*. California, Estados Unidos.
- Ayala Milián, G., & Escamilla García, M. (2012). *Debilidades y fortalezas de la curva de capacidad obtenida mediante analisis de empuje lateral incremental en el diseño y evaluación sísmica de estructuras*. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. SMIE. Mexico.
- Bañuelos G., F. (2013). *La curva de capacidad dinámica y su aplicación a la evaluación sísmica de estructura*. Programa de Maestria y Doctorado en Ingeniería. México.
- Cárdenas S., R. (2010). *Estudio comparativo de análisis sísmicos simplificados y el analisis dinamico incremental en el calculo de lar curva de capacidad*. Tesis de Maestria. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. México.
- FEMA. (1997). *FEMA 273, NERHP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency*. Washington D.C.
- Freeman, S. A. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk; a case study of Puget Soun Naval Shipyard, Bremerton, Washington. *Proceeding of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, California USA*, (págs. pp 113-122).
- GCDMX. (2017). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Normas Tecnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. México.
- Graciano, J. M. (2018). *Comportamiento de muros diafragma ante cargas laterales*. Tesis de Doctorado, Programa de posgrado de Ingeniería-UNAM, México.
- Hernández, J. (2008). *Método Simplificado de Evaluación Sísmica del Desempeño Estructural de Puentes de Concreto Reforzado Basado en Desplazamientos*. Tesis de Maestria. Programa de Maestria y Doctorado en Ingeniería-UNAM, México.

- Meza Méndez, J. (2007). *Método para la evaluación del desempeño sísmico de edificios históricos de mampostería*. Tesis de Maestría. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. México.
- Sánchez, Tomas A. (1995). Diseño y construcción de estructuras de mampostería. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 20.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000. Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California. Sacramento, California. EUA .
- Suárez V. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL-RTE*, N.2, 47-59.
- Taveras Montero, M. A. (2008). *Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral*. Tesis de Maestría. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. México.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*. Volume 31 Issue 3, 491-514.