



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Diseño sísmico basado en
desplazamiento de un edificio de 9
niveles con disipadores de energía del
tipo histerético**

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Giovanni Salbitano Fernández

DIRECTORA DE TESIS

Dra. Sonia E. Ruiz Gómez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2021



DEDICATORIA

A mis padres, con admiración y respeto, sabiendo que no existe forma de pagarles lo que han hecho por mí, infinitamente gracias por los cimientos que me brindaron para obtener mi formación universitaria.

A mi familia, por estar presente hasta en los momentos más difíciles

A Osiris, por su amor, compañía e incondicional apoyo

A mis amigos que se volvieron mi segunda familia



AGRADECIMIENTOS

A la Dra. Sonia Ruiz por la oportunidad de participar en su programa de investigación, por las enseñanzas y orientación durante la elaboración de esta tesis

Al M. en I. Miguel A. Orellana por su paciencia, por el tiempo dedicado y por la orientación durante la elaboración de esta tesis

A mis profesores que me legaron sus sabios conocimientos en aras de mi formación profesional



DEDICATORIA	<i>i</i>
AGRADECIMIENTOS	<i>ii</i>
RESUMEN	1
1. INTRODUCCIÓN	3
1.1.Planteamiento del problema	3
1.2.Objetivos	6
1.3.Alcances e hipótesis	6
1.4.Antecedentes	6
2.MARCO TEÓRICO	26
2.1 Conceptos básicos de dinámica estructural	26
2.2 Disipadores de energía	33
2.3.Contraviento Restringido al Pandeo (CRP)	36
3.METODOLOGÍA DE DISEÑO	43
3.1 Parámetros de diseño	43
3.2 Niveles de desempeño	44
3.3 Formas modales esperadas y factor de participación	47
3.4 Definición de demandas sísmicas	49
4.EJEMPLO DE APLICACIÓN	63
4.1Ubicación	63
4.2Descripción	64
4.3 Bajada de cargas	65
4.4 Proceso de diseño	68
4.5 Resultados	74
5.CONCLUSIONES	77
BIBLIOGRAFÍA	78



RESUMEN

Este trabajo surge por la vocación de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) de aportar continuos conocimientos requeridos para el desarrollo del país. En este caso particular se desarrolla un tema perteneciente al diseño y seguridad estructural, que a su vez surge debido al alto peligro sísmico a la que la República Mexicana está sujeta, particularmente la zona de la Ciudad de México.

Se abordará y ejemplificará un método de diseño estructural aplicable a edificios de baja altura, utilizando un método de diseño sísmico orientado al control del desplazamiento del sistema estructural. Este método está basado en la tendencia global de crear estructuras resilientes, confiables y viables en lo económico, social y ambiental. Lo anterior también es conocido actualmente como metodologías basadas en el desempeño.

Para el desarrollo del ejemplo se planteará el panorama general de la Ciudad de México y la necesidad de contar con constantes innovaciones en cuanto a ingeniería sísmica e ingeniería estructural debido a las condiciones particulares de la urbe.

Posteriormente, se dará una perspectiva de los métodos de diseño basados en desplazamiento existentes, se abordarán las principales características de cada método y se resaltarán las conclusiones más importantes de cada uno, tomando como base el método propuesto por Priestley et al. (2007). Además, se abordarán los trabajos de Terán y Virto (2009), Segovia (2015), Guerrero et al. (2016), Segovia y Ruiz (2017) y Orellana et al. (2021) ya que presentan avances relevantes respecto a la selección de los parámetros de diseño, determinación de estados límite y la importancia del comportamiento inelástico para definir de manera correcta las demandas sísmicas. Particularmente, el trabajo desarrollado por Orellana et al. (2021) refleja un cambio significativo en los procesos de diseño basados en desplazamiento.

Una vez conocidas las principales características de cada método de diseño se explicará un breve panorama de la dinámica estructural. Dentro del mismo capítulo se describen los tipos de disipadores de energía sísmica, comúnmente conocidos como amortiguadores sísmicos. En este apartado se hace énfasis en los disipadores del tipo Contraviento Restringido al Pandeo (CRP), ya que el



método de diseño está pensado especialmente para este tipo de disipadores, sin estar limitado de manera exclusiva a los CRP.

En el siguiente capítulo se explica de manera detallada el método de diseño objeto de esta tesis. Este capítulo se encuentra estrechamente ligado con el siguiente, dado que el siguiente capítulo trata de un ejemplo demostrativo. En este ejemplo numérico se dimensionan los elementos estructurales que formarán el edificio supuesto en este trabajo.

Finalmente, se presentan las conclusiones y aprendizajes que surgen de la redacción de este trabajo.



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

El diseño estructural es el proceso a través del cual el proyectista dimensiona la parte de la construcción que soportará las sollicitaciones a las que estará expuesta, tales como cargas gravitacionales, tránsito de personas, tránsito de vehículos, cargas estáticas por almacenaje o cargas dinámicas como viento o sismo. Lo anterior con el fin de que la edificación se comporte adecuadamente ante los eventos de diseño, por ejemplo, sismo.

En la República Mexicana existen regiones donde se presentan sismos frecuentes de magnitud importante, en estas zonas la infraestructura que se desarrolle debe ser cuidadosamente diseñada para soportar las cargas inducidas por la acción sísmica.

En el caso particular de la Ciudad de México las estructuras se encuentran en riesgo continuo de sufrir intensidades sísmicas severas, debido a dos factores: el primero tiene que ver con el tipo de suelo (amplificación por efecto de sitio), particular de la ciudad. El segundo, con la ubicación geográfica respecto a una de las zonas sísmicas más activas del país.

El suelo de la Ciudad de México presenta un comportamiento particular debido a su formación geológica. La ciudad de México se encuentra construida sobre una cuenca endorreica, esto quiere decir que toda la lluvia que cae en la cuenca escurre hacia el interior, lo anterior implica que no hay un punto de salida para el agua precipitada. En consecuencia, el escurrimiento provocado por la lluvia generó un proceso de sedimentación y a su vez provocó la formación de un profundo estrato de arcilla lacustre, esta formación arcillosa genera un aumento en la respuesta del suelo (al nivel de desplante de la estructura) ante algún evento sísmico (Mayoral et al., 2009). Lo anterior es representado en la figura 1 donde se ilustran los espectros de pseudoaceleración tanto a nivel de desplante como a 60 metros de profundidad (en la capa dura), en esta imagen se puede observar el efecto que tiene la formación arcillosa en la amplificación de la aceleración a nivel de la superficie, este aumento en las demandas de la estructura se reconoce también en la investigación de Orellana et al. (2021), donde presentan que en zonas firmes (zona A con periodo dominante del suelo ($T_s \approx 0.5s$)) las demandas de desplazamiento espectral pueden llegar a ser 10 veces menores que las demandas correspondientes en zona de lago (Zona E con $T_s \approx 2.3s$), como se puede observar en la figura 2.



Esta amplificación de la respuesta es conocida como **efecto de sitio**. Los efectos de sitio son particulares de las zonas con suelo blando de la ciudad de México.

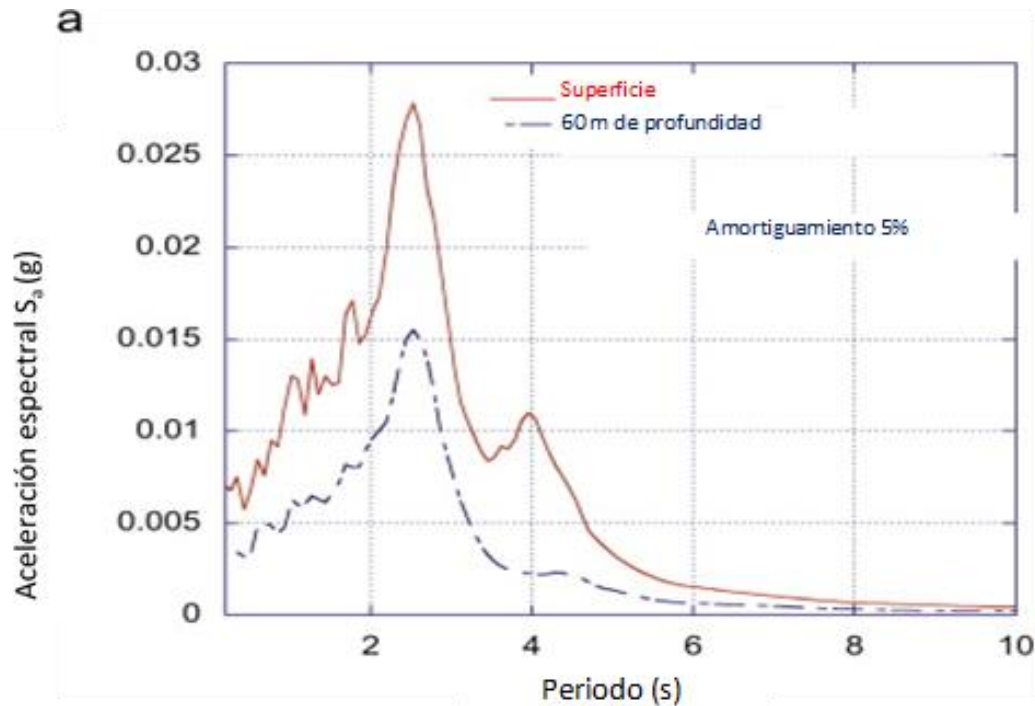


Figura 1. Aumento de la pseudoaceleración entre la capa firme y la superficie (Mayoral et al., 2009)

Los efectos de sitio son reconocidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2020) en su apartado 3.1.3 "Espectros de sitio", se reconoce la posibilidad que la clasificación geotécnica de la ciudad presente anomalías respecto a la realidad, esto sucede cuando el periodo dominante del lugar en estudio, determinado a partir de los métodos que se incluyen en dichas normas (sección A.2) difieran en más de 25 por ciento del determinado con el SASID¹.

¹ Sistema Acciones Sísmicas de Diseño, software proporcionado por las NTC-DS-2020

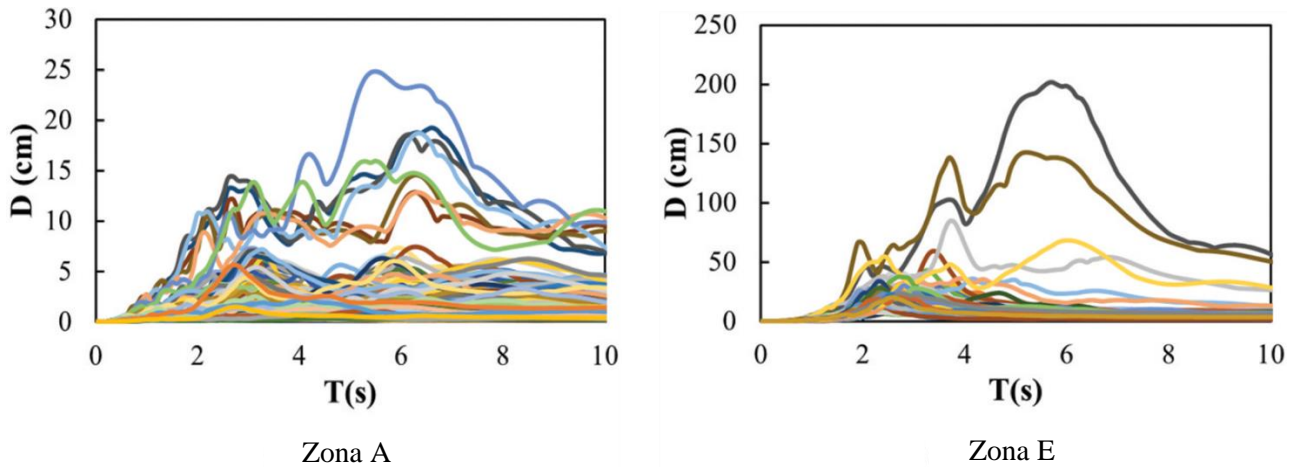


Figura 2. Amplificación de la demanda de desplazamiento en distintas zonas² de la Ciudad de México, adaptado de Orellana et al. (2021)

Además de la amplificación en las demandas sísmicas, la Ciudad de México se encuentra cerca de la zona sísmica más activa de la República Mexicana, el Cinturón de Fuego del Pacífico, en esta región interactúan las placas tectónicas: del Pacífico, de Cocos, Rivera, del Caribe y de Norteamérica (Daza, 2017). Las frecuentes interacciones entre estas porciones de litósfera ocasionan sismos que frecuentemente se perciben en la ciudad y demandan a las estructuras un diseño eficiente para resistir las fuerzas laterales inducidas.

La principal causa de eventos sísmicos es provocada por la subducción de la Placa de Cocos por debajo de la Placa de Norteamérica, en la zona conocida como Cinturón de Fuego del Pacífico, esta clase de sismos son conocidos como sismos interplaca. Por otra parte, los sismos cuyo epicentro está a una menor distancia de la Ciudad de México y, por lo tanto, a una mayor distancia de la zona de contacto entre placas y a una profundidad mayor son conocidos como sismos intraplaca.

Los efectos de sitio en conjunto con la alta probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico de importante magnitud provocan que las estructuras ubicadas en la ciudad de México estén expuestas a recibir daño que impidan su ocupación inmediata e incluso comprometan la vida de las personas que ocupan dicha estructura.

² Las zonas sísmicas de la Ciudad de México se definen en función del periodo dominante del terreno. Se dividen en 6 zonas: A-E (Orellana et al, 2021)



Para mitigar los efectos de los sismos se han adoptado distintas filosofías de diseño estructural, en este aspecto la última tendencia es la de desarrollar metodologías y criterios de diseño sísmico que generen estructuras y ciudades más resilientes (Segovia, 2015). Para tal efecto se han utilizado nuevas tecnologías en las estructuras para que sean más confiables y seguras.

1.2. Objetivos

Diseñar un edificio de 9 niveles equipado con disipadores de energía de tipo histerético, a través de una metodología de diseño sísmico basada en desplazamiento que contempla que todo el daño se concentre en los disipadores, mientras que el sistema principal permanece en su intervalo de comportamiento elástico.

1.3. Alcances e hipótesis

Para el desarrollo del método se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones.

Las estructuras tienen un comportamiento global "a corte", tal como sucede en la mayoría de las estructuras de baja altura. Esta condición se explica en el capítulo 3 "Metodología de diseño".

La respuesta dinámica del edificio es gobernada por el modo fundamental de vibrar, además la estructura debe tener una configuración sensiblemente simétrica en planta y elevación.

En la metodología no se considera la interacción suelo-estructura cuyos efectos en la realidad pueden generar un comportamiento distinto al esperado.

1.4. Antecedentes

1.4.1. Diseño por desempeño

En la actualidad la mayoría de los códigos de diseño están basados en métodos de diseño por fuerza. En estos códigos el desplazamiento del sistema estructural no se considera de manera directa en el proceso, sino que solo se compara contra límites máximos al final del diseño, lo anterior genera incertidumbres sobre el nivel de daños y comportamiento que tendrá la estructura.

En las filosofías tradicionales de diseño se espera que la energía proporcionada por el sismo lo disipe el sistema estructural, a través de la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas; sin embargo, esta forma



de disipar la energía considera que los elementos estructurales sufrirán daños. Debido a lo anterior, muchas de las estructuras que fueron diseñadas con filosofías tradicionales cumplieron con el objetivo de resguardar la vida de los usuarios, pero los costos generados por reparaciones o demoliciones resultaron elevados, además de que se generan costos asociados a la interrupción en el uso de la estructura (comercios, servicios, viviendas) durante su reparación. Las consecuencias anteriores empiezan a no ser aceptables desde un punto de vista económico y social.

Al utilizar métodos de diseño tradicionales es complicado tener un control directo sobre el desplazamiento de la estructura. Estos procedimientos se limitan a predecir de manera simplificada el desempeño de la estructura con base en hipótesis que pueden no reflejar de manera satisfactoria el comportamiento real del sistema.

Con el objetivo de tener un mejor control sobre la respuesta y daños en la estructura se han realizado múltiples esfuerzos para establecer y perfeccionar métodos de diseño basados en desempeño, estos métodos pretenden controlar el nivel de daños que sufrirá el sistema estructural a través del control de sus deformaciones laterales.

El Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER por sus siglas en inglés) reconoce dos generaciones de metodologías de diseño basadas en desempeño, la primera de estas generaciones considera únicamente la respuesta de la estructura ante la excitación sísmica y subraya la importancia de controlar esta respuesta para evitar reparaciones costosas o daños permanentes. Por otro lado, la segunda generación del diseño por desempeño señala las deficiencias de la primera generación y fragmenta el problema en elementos lógicos para que sean resueltos de manera rigurosa y consistente (Moehle & Deierlein, 2004).

1.4.1.1. Primera generación

De acuerdo con el Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) el diseño basado en desempeño de las estructuras consta de tres fases:

1. Fase conceptual
2. Fase Numérica
3. Implementación



Para comprender las metodologías basadas en desempeño es necesario definir conceptos clave como: desempeño, demanda y capacidad.

El desempeño de una estructura se puede describir en términos de la demanda (fuerza cortante, momento flexionante, fuerzas axiales, momentos de volteo) y en términos de capacidad (desplazamientos, velocidades, aceleraciones, distorsiones de entrepiso, ductilidades, disipación de energía)(Lázaro, 2008).

La capacidad de un sistema es la fuerza o la respuesta máxima que puede soportar una estructura sin alcanzar un estado límite preestablecido. La capacidad depende de las propiedades de los materiales, dimensiones de los elementos, configuración estructural y el estado límite que se considera (Lázaro, 2008).

Los procedimientos de diseño sísmico basado en desempeño de primera generación pretenden equilibrar la seguridad y comodidad con los costos de construcción y de reparación de daños futuros. Utilizan **objetivos de desempeño** específicos e índices que representan de mejor manera el comportamiento, no solo de la estructura sino también de su contenido y elementos no estructurales (Lázaro, 2008).

Los **objetivos de desempeño** relacionan en parejas el nivel de diseño sísmico (probabilidad de ocurrencia) y el nivel de desempeño esperado para cierta demanda sísmica (figura 3). Cada objetivo de desempeño se asocia a la importancia de la estructura.

Los **niveles de desempeño** se refieren al nivel de daño aceptado que puede ocasionar determinado evento sísmico. Cada nivel de desempeño está asociado a un estado límite que se cuantifica en la cantidad de daño en la estructura y en el impacto que este tiene en el correcto funcionamiento de las actividades que se desarrollan al interior de la estructura.

De acuerdo con el comité Vision 2000 los niveles de desempeño son los siguientes: completamente funcional, funcional, seguridad de vida y colapso incipiente. En la figura 3, propuesta por el SEAOC, se muestran los objetivos de desempeño.

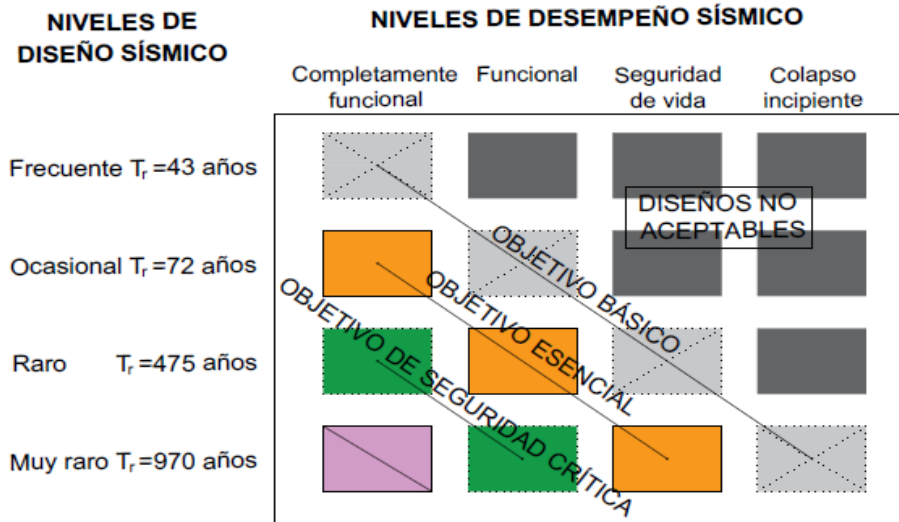


Figura 3. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (1° generación).
Adaptado de Visión 2000 (SEAOC, 1995)

En la figura 4 se muestra de manera esquemática el nivel de daño de la estructura asociado a cada nivel de desempeño.

De acuerdo con el comité VISION 2000 y la figura 4, los niveles/medidas de desempeño mencionados cumplen con las siguientes características:

- Totalmente operacional (daño despreciable): la estructura no presenta daños, permanece completamente segura para sus ocupantes. Tanto el contenido como los servicios al interior continúan disponibles para su uso.
- Funcional (daño ligero): se presentan daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido. Los daños no comprometen la seguridad de la edificación. Permite la ocupación inmediatamente después de la ocurrencia de un evento sísmico a pesar de que los daños en los elementos mencionados presenten interrupciones en su correcto funcionamiento de manera temporal.
- Seguridad de vida (daño moderado): existen daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido. Existe una degradación considerable de la rigidez lateral y capacidad resistente del sistema lo que conduce a la necesidad de reparaciones importantes. Las instalaciones permanecerán fuera de servicio por un tiempo no despreciable.



- Colapso incipiente (daño severo): la estructura se aproxima al colapso por la degradación de la rigidez lateral. Existe una interrupción severa a los servicios. Este nivel de desempeño compromete la seguridad de los ocupantes y la reparación resulta inviable.

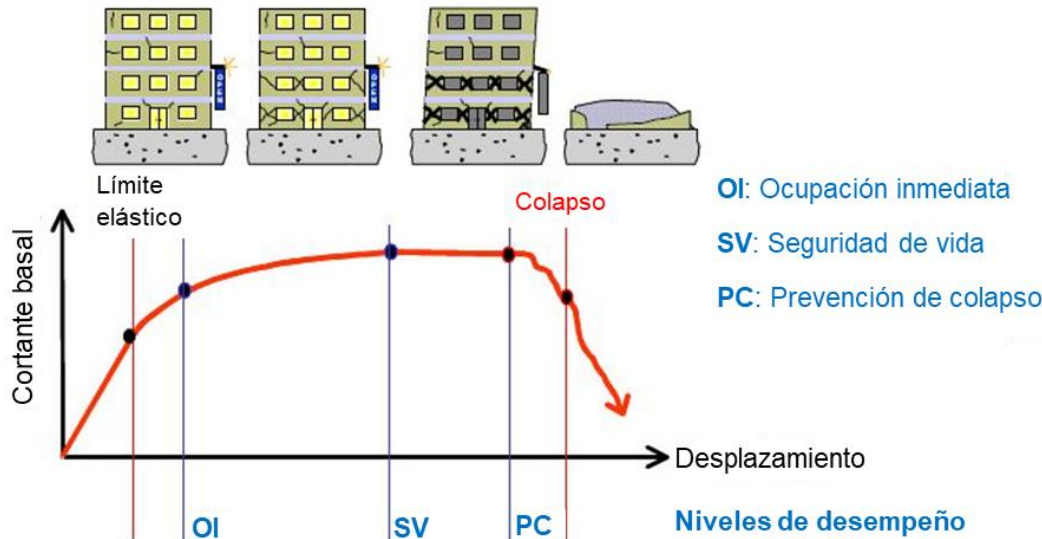


Figura 4. Daño de la estructura relacionado a cada nivel de desempeño. Adaptado de Moehle y Deierlein (2004)

1.4.1.2. Segunda generación

Las áreas de mejora encontradas en la primera generación de métodos de diseño por desempeño son: La determinación de las demandas está basada en técnicas simplificadas de análisis que no reflejan la realidad. Las relaciones definidas entre las demandas y los componentes del desempeño están basadas de manera inconsistente en mediciones de laboratorio, modelos analíticos o asumidos por la experiencia. Por último, el comportamiento global se asume igual al comportamiento del elemento más vulnerable de sufrir algún daño. (Moehle & Deierlein, 2004)

Para solventar las deficiencias encontradas en la primera generación de métodos basados en desempeño, el PEER propone fragmentar el problema en los siguientes pasos:

1. Análisis del peligro sísmico
2. Análisis estructural
3. Análisis de daño y
4. Análisis de pérdidas.



El procedimiento es representado en la figura 5. Estos pasos consideran la naturaleza estocástica de los eventos sísmicos, por lo que abordan el problema de manera probabilista, expresando las variables como un proceso discreto de Markov y finalmente otorgan una respuesta probabilista entendido como la probabilidad de excedencia de una determinada magnitud.

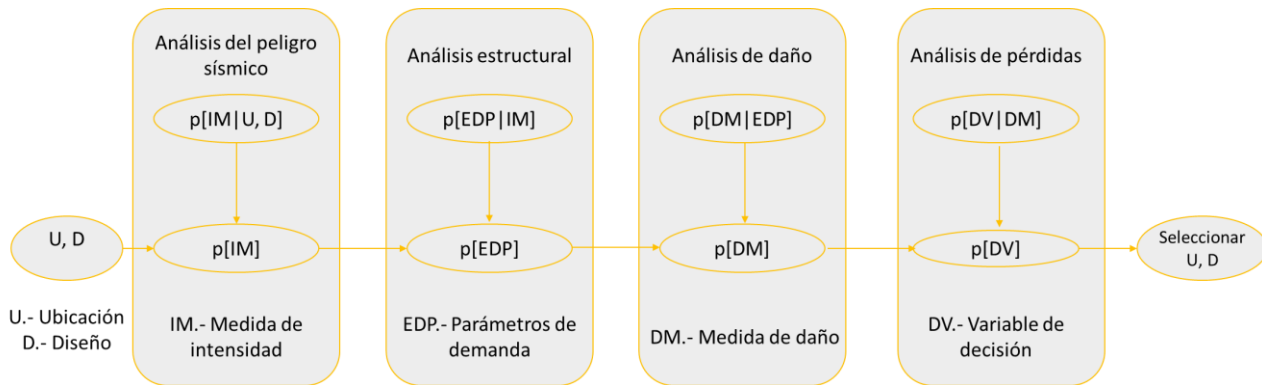


Figura 5. Marco probabilístico 2º Generación Diseño Basado en Desempeño. Adaptado de Moehle y Deierlein (2004)

El proceso esquematizado en la figura es:

1. Determinación de **medidas de intensidad (IM, Intensity Measure)**: las medidas de intensidad definen las características sobresalientes del potencial movimiento sísmico que afectaría la respuesta de la estructura, es decir, cuantifica las características de un movimiento sísmico que son importantes para describir su potencial destructivo (Bojórquez et al., 2014). De acuerdo con Bojórquez et al. (2014) una medida de intensidad sísmica debe ser 1) **suficiente**: se refiere a que la respuesta estructural depende solamente de la medida de intensidad utilizada y no de las características sísmicas de la fuente y 2) **eficiente**: representa buena relación con la respuesta estructural.

Algunos ejemplos de IM son: el área del espectro de pseudovelocidad planteada en 1952 por Housner; en 1988 se propuso la utilización del área encerrada en el espectro de pseudoaceleración en un intervalo de periodos de 0.1 s a 0.5 s. De manera más reciente se ha propuesto: la aceleración máxima del suelo; la pseudoaceleración espectral siendo esta la de uso más común en la actualidad, sin embargo, se sabe que no considera el efecto de la elongación del periodo de vibración al ocurrir comportamiento no lineal ni la contribución de los modos superiores. Para subsanar las deficiencias se han formulado medidas vectoriales como la propuesta por Baker y Cornell en 2005 o la propuesta por Bojórquez e



Iervolino en 2011 conocida como I_{NP} , posteriormente mejorada y renombrada como medida de intensidad sísmica generalizada de Bojórquez.

En este paso se lleva a cabo un análisis probabilista del peligro sísmico basado en el análisis histórico de registros sísmicos, por lo que el análisis debe ser particular para cada sitio de estudio. El peligro sísmico se expresa usualmente como la probabilidad de excedencia media anual de una determinada IM ($\lambda(IM)$).

2. Determinación de **parámetros de demanda**: los parámetros de demanda (EDP, "Engineering Demand Parameters", por sus siglas en inglés) describen la respuesta estructural en términos de deformaciones, aceleraciones, velocidades u otras medidas que resulten adecuadas. Un parámetro de uso común en edificaciones son las distorsiones de entrepiso. En este paso interesa conocer la probabilidad de excedencia media anual de una EDP dada una IM.
3. Determinación de **medidas de daño (DM, Damage Measure)**: relaciona los parámetros de demanda con el daño físico que sufrirán los elementos estructurales, elementos no estructurales y contenido de la estructura. Las medidas de daño describirán la condición física de la edificación al presentar el parámetro de demanda, fijado en el paso anterior. La determinación efectiva de las medidas de daño permitirá cuantificar de manera adecuada los costos de reparación de los componentes de la edificación (elementos estructurales, elementos no estructurales y contenido de la estructura) así como el costo relacionado a la pérdida de funcionalidad de la estructura. Como en los pasos anteriores, interesa la probabilidad de excedencia media anual de una DM.
4. Definición de las **variables de decisión (DV, Decision Variable)**. Esta mejora respecto a los métodos de primera generación pretende reflejar los resultados en función de variables entendibles para un público con menor grado de especialización pero encargados de tomar decisiones (por ejemplo, inversionistas, usuarios, dueños, aseguradoras, etc.). Las variables de decisión son calculadas considerando la probabilidad media anual de excedencia de las de las medidas de daño $v(DV)$.

Lo anterior se puede expresar de manera más rigurosa empleando la ecuación:

$$v(DV) = \iiint G(DV|DM) |dG(DM|EDP)|dG(EDP|IM)|\lambda(IM) \quad \text{Ec (1)}$$



Por otro lado, las limitaciones encontradas por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés) a los primeros métodos de ingeniería basada en desempeño son: cuenta con limitaciones en los modelos analíticos para evaluar la respuesta de la estructura, mantiene una postura conservadora para los criterios de aceptación, comunica las variables relevantes a las personas encargadas de tomar decisiones respecto al proyecto estructural de manera poco eficiente.

Las modificaciones que presenta para esta filosofía son, sobre todo, en las medidas de desempeño y las formas de evaluarlas. Para evaluar las medidas de desempeño se proponen tres enfoques:

1. Evaluación basada en la **intensidad**. Evalúa el probable desempeño de la edificación sujeta a una intensidad sísmica. Este tipo de evaluación resulta particularmente útil para su utilización en conjunto con la normativa local.
2. Evaluación basada en **escenario**. Evalúa el probable desempeño de la edificación sujeta a una magnitud en específico que haya ocurrido a una distancia relativa del sitio donde está ubicada la estructura. Se trata de la evaluación del desempeño en caso de que se repita un evento sísmico histórico ya registrado.
3. Evaluación basada en el **tiempo**. Evalúa el probable desempeño durante un periodo de tiempo específico considerando todos los eventos sísmicos que pueden ocurrir. Este tipo de evaluación considera la incertidumbre de la magnitud y ubicación de los futuros sismos así como la intensidad de estos movimientos.

En la primera generación las medidas de desempeño son: totalmente operacional, funcional, seguridad de vida y colapso incipiente. Actualmente, los fondos de inversión y aseguradoras utilizan medidas de desempeño basadas en el costo de reparación de la estructura, expresadas como un porcentaje del costo de reemplazo de la estructura. Estas medidas son:

1. Pérdida máxima probable
2. Escenario de pérdida esperada
3. Escenario de pérdida máxima.

Al ser más entendibles para los desarrolladores, dueños e inversores, han optado por dar más relevancia a este tipo de medidas.(FEMA-P-58-1).



FEMA-P-58-1 propone los siguientes niveles de desempeño:

1. Cantidad de damnificados.- Se refiere a las muertes o lesionados serios que requieran atención hospitalaria.
2. Costo de reparación.- Costo de rehabilitación o sustitución de la edificación.
3. Tiempo de reparación.- Costo que es representado por la interrupción de actividades productivas o comerciales.
4. Impactos ambientales.- Costo representado en el consumo de recursos naturales que implicaría reconstruir las edificaciones.

En resumen, el enfoque de esta segunda etapa no solo radica en el control de los daños en la estructura, sino que pretende controlar los daños en la estructura en función de los costos que impliquen: reparación, pérdida de funcionalidad, interrupción de operaciones, pérdida de vidas humanas e impactos ambientales.

A pesar de lo anterior se reconoce que los métodos aún tienen limitaciones como: considerar únicamente las consecuencias al interior de la estructura lo que implica que los daños ocasionados a los sistemas públicos de energía eléctrica, agua potable o drenaje pueden interrumpir el suministro a la estructura y que esta vea afectada su correcta operación. Los métodos desarrollados tampoco consideran los riesgos asociados a derrames de sustancias peligrosas o incendios provocados por el movimiento sísmico (FEMA, 2018).

En el siguiente apartado se abordarán a grandes rasgos métodos de diseño sísmico que permiten controlar de una manera más eficiente los niveles de desplazamiento lateral y, por lo tanto, ayudan a disminuir costos por daños estructurales. Es decir, estos procedimientos de diseño son compatibles con las nuevas filosofías de diseño por desempeño, las cuales buscan reducir y controlar los costos (entre ellos, los costos por reparación) asociados por la ocurrencia de eventos sísmicos.

1.4.2. Metodologías existentes de diseño sísmico basadas en desplazamiento

Los primeros métodos de diseño basado en desplazamiento contemplaban sistemas estructurales convencionales, formados por un solo tipo de solución estructural, es decir, sin considerar el uso de disipadores de energía sísmica.



Estos procedimientos de diseño se enfocaron en sistemas formados a partir de marcos o muros de concreto o marcos de acero. A continuación se presentan algunos ejemplos:

1.4.2.1. Métodos que no consideran el uso de disipadores de energía sísmica

Método de Priestley (Priestley et al., 2007). Este proceso parte de un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL), dominado por su modo fundamental de vibrar y lo asocia a un sistema equivalente de 1GDL (SE1GDL) caracterizado por una masa equivalente y una rigidez efectiva asociada a un desplazamiento máximo (Δ_d), como se ilustra en la figura 6a.

El comportamiento inelástico se representa a través del aumento en el Amortiguamiento Viscoso Equivalente (AVE) que relaciona la disipación de energía por comportamiento histerético y el amortiguamiento elástico de la estructura real. Este AVE permite reducir la demanda sísmica para poder leer de manera adecuada el periodo correcto para alcanzar el desplazamiento objetivo.

El procedimiento indica: Seleccionar un desplazamiento objetivo el cual implica lograr un control de daños asociados a la respuesta de la estructura ante una intensidad sísmica determinada. Para la transformación de MGDL a SE1GDL Priestley propone la utilización de un perfil de desplazamiento asociado al primer modo de vibrar que considera el comportamiento inelástico. El perfil de desplazamiento se expresa (Priestley et al., 2007):

$$d_i = \frac{4}{3} * \left(\frac{h_i}{h_n} \right) \left(1 - \frac{h_i}{4 * h_n} \right) \quad \text{Ec (2)}$$

Donde:

h_i = altura del i-ésimo entrepiso

h_n = altura total de la edificación

El desplazamiento máximo (d_{max}) y la masa equivalente (m_e), ambos parámetros necesarios para el diseño se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$d_{max} = \frac{\sum m_i * d_i^2}{\sum m_i * d_i} \quad \text{Ec (3)}$$

$$m_e = \sum \frac{m_i d_i^2}{d_{max}} \quad \text{Ec (4)}$$



Donde:

m_i = Masa del i -ésimo nivel

d_i = Desplazamiento del i -ésimo nivel

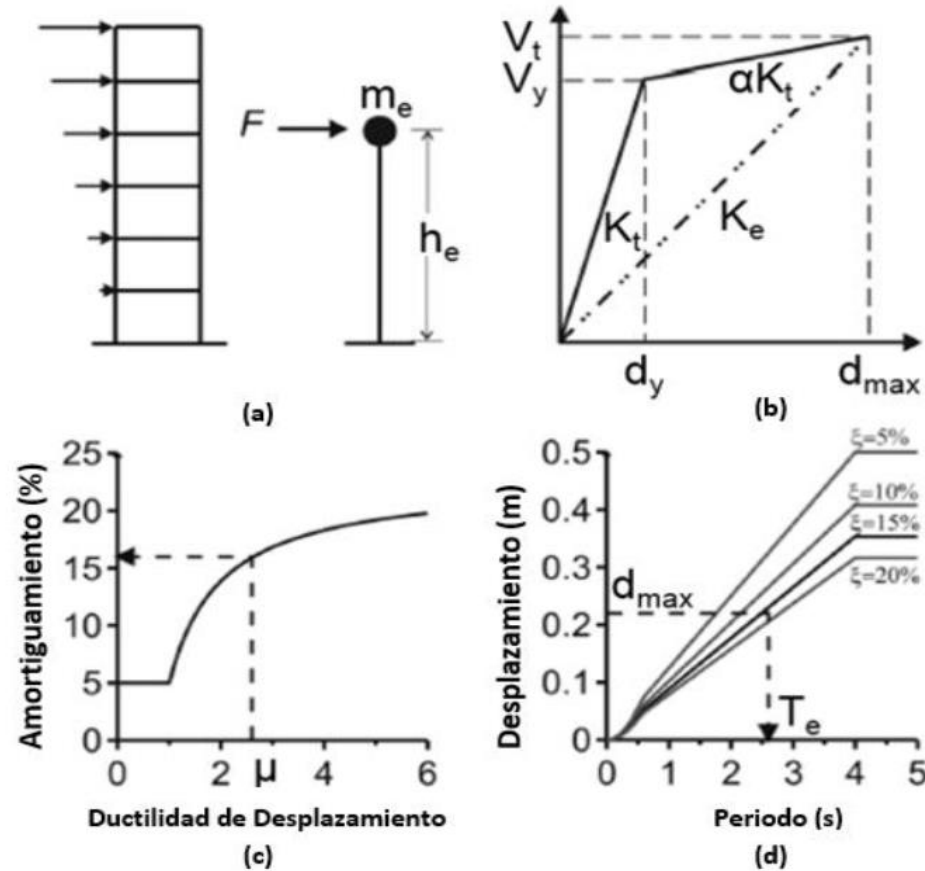


Figura 6. Método basado en desplazamiento directo propuesto por Priestley

El comportamiento inelástico es representado a través del aumento en el AVE (figura 6c), este se lee a partir de la demanda de ductilidad, que a su vez se obtiene del cociente entre el desplazamiento máximo del SE1GDL y el desplazamiento de fluencia del SE1GDL (figura 6b y ecuación 5). El desplazamiento de fluencia depende de la estructura en estudio y se consideran los elementos en los que se espera que ocurran deformaciones inelásticas. La obtención de este parámetro (ductilidad) es útil para reducir las ordenadas espectrales.

$$\mu_{max} = \frac{d_{max}}{d_y}$$

Ec (5)

Donde:



μ_{max} = Demanda de ductilidad
 d_y = Desplazamiento de fluencia

Una vez obtenido el periodo efectivo del espectro correspondiente al porcentaje de AVE calculado se obtiene la rigidez efectiva (Ecuación 6), el cortante basal (Ecuación 7) y se distribuyen las fuerzas (Ecuación 8) para realizar el análisis estructural correspondiente. El proceso se resume en la figura 6.

$$K_e = 4 * \frac{\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad \text{Ec (6)}$$

$$V_b = K_e * \Delta_{max} \quad \text{Ec (7)}$$

$$F_i = V_b * \frac{m_i * d_i}{\sum m_i * d_i} \quad \text{Ec (8)}$$

Método de Goel y Chopra (Goel & Chopra, 2001). La característica de este método es: la posibilidad de utilizar espectros elásticos e inelásticos. Utiliza el concepto de estructura sustituta (figura 6a) cuya rigidez y resistencia es equivalente al que tendría la estructura real al alcanzar el desplazamiento máximo, conocidas como **propiedades secantes**. La utilización de este método se limita para estructuras cuyo comportamiento dinámico sea dominado por el modo fundamental.

Los espectros elásticos se obtienen a partir de la metodología propuesta por Newmark y Hall (1982). De acuerdo con Aguilera (2011) el método consiste en conocer la deformación de fluencia del sistema estructural y a partir de este dato calcular el desplazamiento de diseño. Posteriormente, proporciona ecuaciones para la obtención del amortiguamiento equivalente del sistema, conocidos los datos anteriores (desplazamiento de diseño y amortiguamiento equivalente) es posible obtener un periodo natural para la estructura, este periodo deberá ser convertido a las propiedades equivalente del sistema estructural, considerando la fluencia de los elementos que lo componen, finalmente se obtendrá la resistencia de fluencia a partir de relaciones geométricas de la curva de capacidad bilineal del sistema (figura 7) y se proporcionará esta resistencia a través del detallado de los elementos estructurales.



Si se pretenden usar los espectros inelásticos, el método propone la utilización de un espectro de ductilidad constante que se obtiene modificando el espectro elástico con un factor dependiente del periodo fundamental de la estructura. Fuera de esta variación el procedimiento es, en esencia, el mismo que para espectros elásticos (Aguilera, 2011).

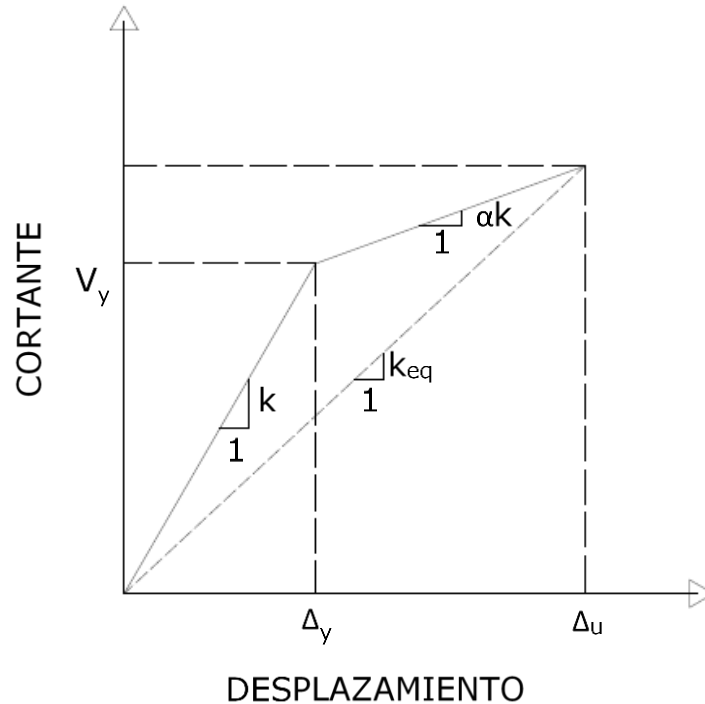


Figura 7. Curva de capacidad según el método de Goel y Chopra, adaptado de Aguilera (2011)

Método Yu-Yuan Lin (Yu-Yuan Lin et al., 2002) propone un método para MGDL utilizando el concepto de estructura sustituta, al igual que en el método anterior se propone la utilización de propiedades secantes (equivalentes), esta estructura sustituta posee un desplazamiento y cortante último característico de un sistema inelástico permitiendo que el diseño sea a partir de espectros obtenidos de S1GL elásticos. Se trata de un método iterativo donde se supone un desplazamiento de fluencia inicial con el que se calcula el amortiguamiento equivalente, para después determinar el periodo equivalente a partir de los espectros elásticos correspondientes al nivel de amortiguamiento calculado, posteriormente se dota de las propiedades necesarias a la estructura para resistir la fuerza de diseño. Finalmente, se corrobora que el momento de fluencia del elemento crítico coincida con el desplazamiento de fluencia en la azotea propuesto, de lo contrario se supondrá otro valor para este desplazamiento.



1.4.2.2. Métodos que consideran el uso de disipadores de energía sísmica

Los métodos anteriores aplican para estructuras no equipadas con disipadores de energía sísmica. A continuación, se presentan procedimientos de diseño basados en desplazamiento desarrollados de forma más reciente. Estos métodos integran el uso de disipadores de energía sísmica, enfocados en los disipadores del tipo histerético y particularmente en aquellos denominados como “Contraviento Restringido al Pandeo” (en el apartado 2.2 se dará una mayor descripción de estas tecnologías).

Estos dispositivos se añaden a un sistema estructural a base de marcos de concreto o marcos de acero, este tipo de estructuras son reconocidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2020 como sistemas duales.

En **2004, Kim y Seo** propusieron un método de diseño sísmico limitado a edificios de mediana altura y estructura metálica. Este método se basa en la utilización de un patrón lineal para predecir la deformación máxima de la estructura y la deformación de fluencia de los disipadores. Al considerar un patrón lineal de deformación acota su uso exclusivamente para edificios de cortante y de mediana altura.

En 2004, **Fleming** presenta una metodología de diseño utilizando una filosofía basada en el control del movimiento estructural. Este estudio utiliza un registro sísmico en particular a partir del cual obtiene valores “óptimos” para las distribuciones de resistencia y rigidez, respectivamente, entre la estructura principal y los dispositivos disipadores de energía.

En 2009, **Vargas y Bruneau** estudian un concepto de diseño donde los CRP se comportan como elementos fusibles, es decir, concentran el daño mientras que el sistema principal permanece elástico. El estudio se dividió en dos partes, para la primera parte estudiaron un S1GDL sometido a análisis no lineal en el tiempo utilizando registros sintéticos de aceleración. Los parámetros utilizados son α que es el cociente entre la rigidez del marco y la rigidez del sistema combinado y la ductilidad máxima μ_{\max} del sistema combinado. Este estudio determina que para lograr el comportamiento del CRP como elemento fusible, el valor de la relación de rigidez α debe ser mayor a 0.25 mientras que μ_{\max} (ductilidad del sistema combinado) debe ser mayor o igual a 5.



En la segunda parte del estudio se propone un procedimiento para MGDL a partir del resultado de la primera parte, se concluye que a pesar de las limitaciones para extrapolar los resultados del estudio paramétrico basado en un S1GDL a MGDL los sistemas diseñados cumplen con el objetivo de fusible estructural, es decir, el daño se concentra en los dispositivos disipadores.

En México, **Terán & Virto** (2009) presentaron una metodología para estructuras de concreto desplantadas en la zona del lago de la Ciudad de México, la propuesta se basa en el control explícito del desplazamiento lateral. Las hipótesis de trabajo son:

- 1) Las cargas gravitacionales las soportará por completo el marco principal, mientras que la rigidez lateral será dependiente únicamente de los CRP's.
- 2) La deformación residual podrá eliminarse si se reemplazan los dispositivos disipadores de energía, es decir estos funcionarán como dispositivos fusibles, concentrando el daño únicamente en estos elementos.
- 3) Fijan niveles aceptables de daño y los asocian a límites de respuesta estructural.

El procedimiento inicia diseñando el sistema principal únicamente para cargas gravitacionales. Mediante un análisis "*pushover*" determinan la distorsión asociada al estado límite de ocupación inmediata y el desplazamiento de azotea que se presenta ante dicha distorsión.

Por otro lado, para los respectivos estados límite que seleccionaron al inicio del método fijan un desplazamiento objetivo. A continuación, seleccionan el menor de los desplazamientos y lo modifican para que considere la transformación de MGDL a S1GDL y de esta manera encuentran el periodo efectivo asociado al desplazamiento modificado. La modificación que realizan para considerar la transformación de MGDL a S1GDL es a través de los siguientes factores de corrección:

- COD: Considera el cociente entre la máxima distorsión y el promedio de las distorsiones. Los valores que puede tomar son (Terán & Virto, 2009):



Tabla 1. Valores para COD (Teran & Virto, 2009)

Ductilidad global	COD	
	Mínimo	Máximo
1	1.2	1.5
2+	1.5	2

- α : Parámetro utilizado para corregir el desplazamiento límite de azotea. Al existir comportamiento elástico se considera igual al factor de participación del primer modo de vibrar, en caso de que se considere comportamiento no lineal se deben considerar los valores de la tabla 2.

Tabla 2. Valores de α (Teran & Virto, 2009)

Niveles	α	
	$\mu=1$	$\mu=2+$
1	1	1
2	1.2	1.1
3	1.3	1.2
5+	1.4	1.2

Finalmente, para que el periodo efectivo requerido por la estructura sea el calculado proponen disipadores que cumplan con el valor requerido de rigidez. Para comprobar el diseño realizan un análisis no lineal y verifican que el comportamiento inelástico se desarrolle donde es esperado (en los CRP's).

Maley et al. (2010), El procedimiento es una mejora al método propuesto por Priestley, la diferencia radica en que considera una estructura equipada con dispositivos disipadores de energía sísmica, particularmente disipadores histeréticos del tipo CRP.

El método requiere conocer el desplazamiento de fluencia para determinar la demanda de ductilidad en la respuesta máxima de la estructura. Ya que, como lo indica Priestley, a partir de la ductilidad se definirá un Amortiguamiento Viscoso Equivalente (AVE) adicional al que la estructura presenta de forma inherente. Este procedimiento considera que el desplazamiento de fluencia se puede obtener independientemente de la resistencia de los elementos, entonces la demanda de ductilidad se conoce sin necesidad de realizar iteraciones. La demanda de ductilidad no será constante para todos los niveles, por lo que el método propone calcular una ductilidad ponderada para que a partir de esta ductilidad se obtenga el AVE.



El AVE representa los efectos combinados de la disipación de energía elástica e inelástica, el cual está en función del comportamiento histerético esperado y la ductilidad del sistema una vez que alcanza el desplazamiento de diseño para el sistema no lineal (sistema compuesto por los CRP´s). El AVE se debe definir para cada uno de los subsistemas que forman la estructura (marcos y disipadores) y así encontrar el AVE de la estructura en conjunto para reducir de manera adecuada la demanda sísmica y estimar el periodo efectivo de diseño. Una vez conocido el periodo efectivo será posible calcular, mediante ecuaciones de la dinámica estructural, el cortante basal relacionado al periodo efectivo que tendrá la estructura.

El método reconoce que las ecuaciones propuestas para conocer el AVE de la estructura son aún susceptibles de ser mejoradas debido a que: 1) han sido propuestas para marcos sin disipadores, 2) las diferentes formas modales elásticas e inelásticas pueden afectar la demanda de ductilidad en lo alto de la estructura, por último, 3) no considera el tipo de conexiones existentes en la estructura, lo que puede afectar de manera significativa las características histeréticas de la misma.

Guerrero et al. (2016), el método presenta una estructura dual formada por marcos (sistema principal) y disipadores (sistema secundario). Este método considera que el aporte del marco a la rigidez lateral no puede ser despreciado.

Este método propone estimar el comportamiento de la estructura a través de un S1GDL sometido a registros sísmicos particulares. Rechaza la utilización de espectros de diseño convencionales ya que han sido desarrollados para osciladores convencionales y no osciladores duales, la diferencia entre estos tipos de osciladores se expresa más adelante.

El procedimiento consiste en: diseñar el sistema principal para cargas gravitacionales y mediante un análisis *pushover* conocer el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento máximo. Con datos del fabricante se puede conocer el desplazamiento de fluencia del sistema secundario; sin embargo, para conocer el aporte de rigidez se recurre a un proceso iterativo, este proceso inicia proponiendo el aporte de rigidez del sistema secundario.

Se obtiene el periodo del sistema total y el periodo de cada uno de los subsistemas, y se resuelve la ecuación de movimiento para conocer el desplazamiento de la estructura. El proceso se dará por terminado si con la rigidez propuesta del sistema secundario se logra el desplazamiento objetivo



(fijado con anterioridad para un nivel de desempeño deseado). El método acepta modificar las propiedades del sistema principal si después de iterar la rigidez del CRP no se logra el desplazamiento objetivo.

Segovia y Ruiz (2017). La propuesta consiste en: convertir la estructura real de MGDL en un sistema equivalente de 1GDL caracterizado por la rigidez secante (K_e) y un perfil de desplazamiento asociado a la respuesta inelástica del primer modo propuesto por Priestley (2007). El comportamiento inelástico de la estructura de 1GDL es representado con un aumento en el amortiguamiento viscoso equivalente.

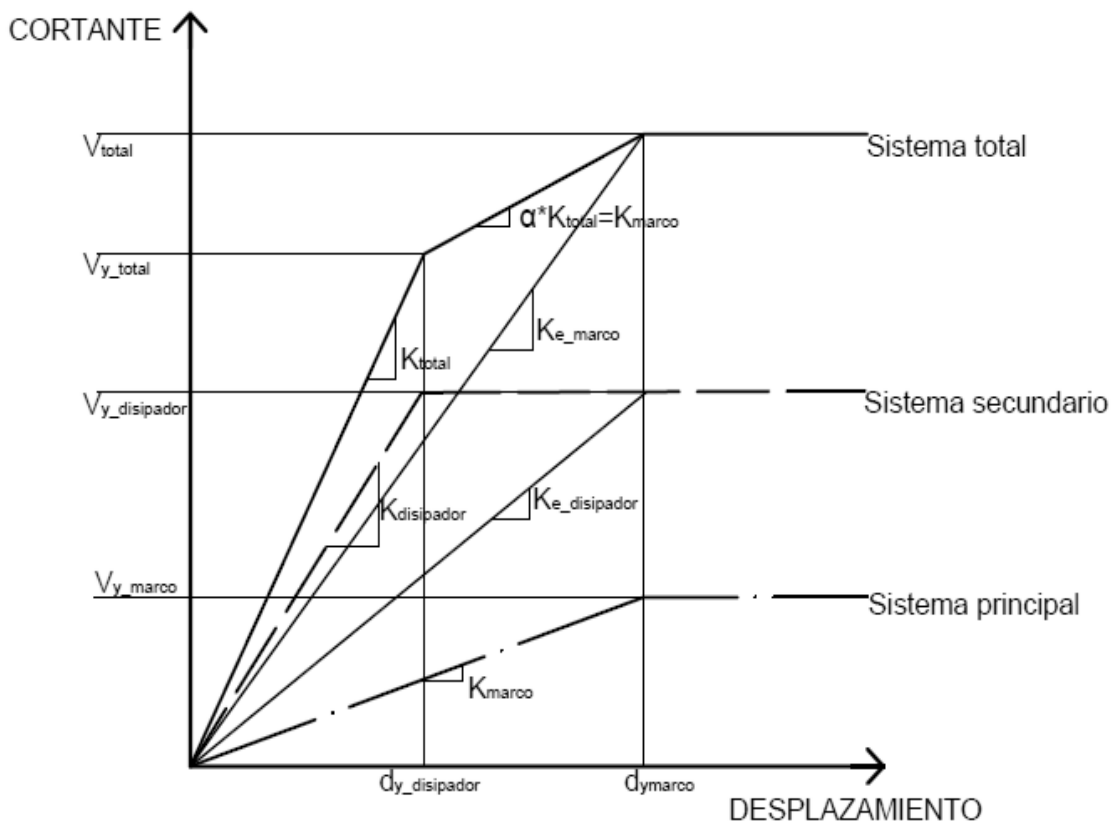


Figura 8. Curva de capacidad, adaptado de Segovia y Ruiz (2017)

Los objetivos de desempeño son fijados en términos de desplazamientos. A diferencia de los métodos anteriores, este prescinde del análisis "pushover" y parte de las propuestas de Priestley (2007) y Sullivan et al (2006) para conocer la distorsión de fluencia del sistema principal. Esto supone que la curvatura de fluencia es función del módulo de sección plástica y la inercia de la sección transversal, siempre y cuando el modo fundamental sea dominante.



Otra diferencia significativa que presenta el método es la curva de capacidad tri-lineal indicada en la figura 8. A partir de esta curva se definen los cocientes de rigidez (α), resistencia (γ), sobrerresistencia (Ω) y de ductilidad máxima (μ_{max}), ecuaciones 9 a 12:

$$\alpha = \frac{K_{marco}}{K_t} \quad \text{Ec (9)}$$

$$\gamma = \frac{V_{ydisipador}}{V_{total}} \quad \text{Ec (10)}$$

$$\Omega = \frac{V_{total}}{V_{ytotal}} \quad \text{Ec (11)}$$

$$\mu_{max} = \frac{d_{ymarco}}{d_{ydisipador}} \quad \text{Ec (12)}$$

Donde:

K_{marco} = Rigidez del sistema principal

$K_{disipador}$ = Rigidez del disipador

K_t = Rigidez del sistema dual

$V_{y_disipador}$ = Resistencia a cortante proporcionada por el disipador

V_{total} = Resistencia a cortante total

V_{ytotal} = Cortante de fluencia del sistema total

d_{ymarco} = Desplazamiento de fluencia del marco

$d_{ydisipador}$ = Desplazamiento de fluencia del disipador

Para ajustar la demanda sísmica, debido al comportamiento plástico del sistema compuesto, se considera un factor β_h propuesto por Castillo y Ruiz (2014). Una vez que los espectros han sido modificados por el factor se obtiene el periodo de diseño. La selección del periodo adecuado es un proceso iterativo, una vez calculado de manera correcta se puede determinar la rigidez total del sistema y esta debe ser distribuida entre el sistema principal y el sistema secundario. De igual forma el cortante basal es calculado y distribuido entre los sistemas, en proporción con los parámetros definidos al inicio del método.

En función de la distribución de rigidez se obtienen las dimensiones de los elementos estructurales del sistema principal (Schultz, 1992). Finalmente se realiza el diseño total del sistema para el estado límite de seguridad de vida, para llevar a cabo este diseño es necesario modelar en un software de análisis



estructural los disipadores, considerando una modificación a la rigidez axial debido al comportamiento inelástico esperado ($K_{e_disipador}$).

Las conclusiones respecto a la combinación de cocientes de rigidez y resistencia son: 1) Entre más rigidez aporte el marco, el disipador podrá aportar menor resistencia. 2) Entre menos rígido sea el marco se podrán alcanzar mayores valores de ductilidad. 3) Para valores altos de α (alta rigidez del marco) el cortante basal es significativamente mayor. 4) Desde el punto de vista económico la inversión inicial es menor al optar por valores altos de γ , es decir, que los disipadores aporten la mayor capacidad de resistencia lateral posible. En resumen, el rango de valores recomendados es:

$$\alpha \in (0.25, 0.33)$$

$$\gamma \in (0.28, 0.35)$$

Nangullasmú (2011) presenta un estudio paramétrico cuyo propósito es proponer balances óptimos de rigideces. Este trabajo concluyó que para edificios bajos el sistema principal deberá aportar el 75% de la rigidez, para edificios de media altura la aportación del marco a la rigidez será del 25% y para edificios altos el valor oscilará entre 50% y 75%.



2. MARCO TEÓRICO

2.1. Conceptos básicos de dinámica estructural

Las estructuras siguen la mecánica Newtoniana, es decir, generan fuerzas inerciales que son proporcionales a su masa y a la aceleración recibida (Oviedo & Del Pilar, 2006). Al estar sujetas a una excitación sísmica responden mediante una vibración a través de la cual disipan la energía introducida por el sismo. La amplitud de ese movimiento depende no solo del sistema estructural sino de la interacción de este sistema con el subsuelo, la cimentación y los elementos no estructurales. No obstante, la estructura se puede idealizar como un sistema de un grado de libertad (figura 9) compuesto por una masa m concentrada en el nivel superior, un marco sin masa que aporta rigidez y un amortiguador viscoso que disipa la energía de vibración del sistema. En donde U representa el desplazamiento de la masa respecto a su posición original y $P(t)$ la fuerza externa que provoca el movimiento (Chopra A. K., 2014). En esta idealización se supone que todo el movimiento sucede sin acortamiento ni alargamiento de las columnas y exclusivamente en una dirección.

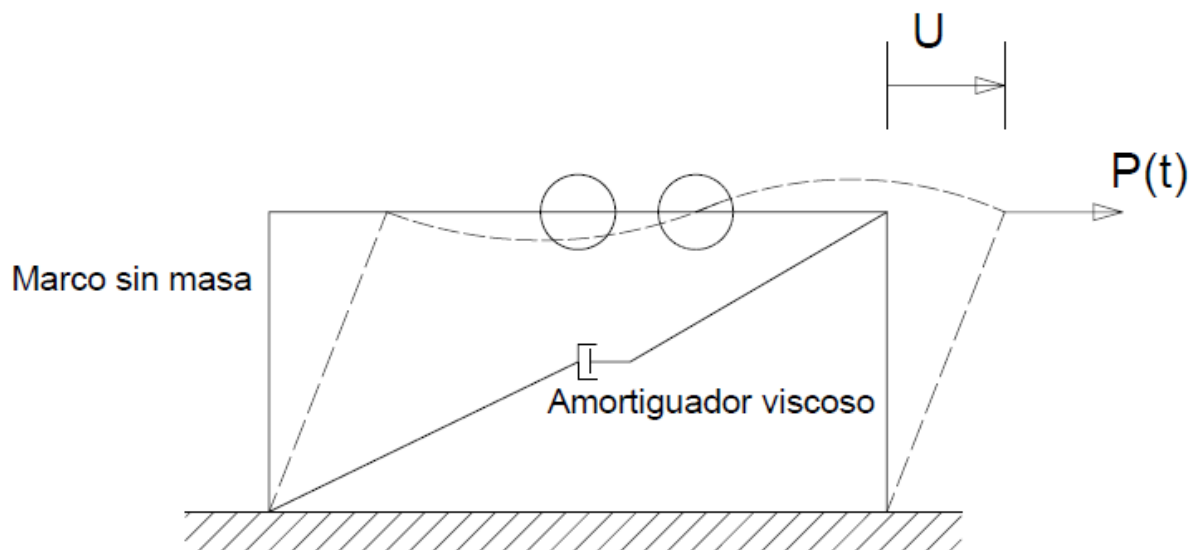


Figura 9. Esquema para sistemas de un grado de libertad

La idealización considera un comportamiento elástico lineal que al estar sometido a una fuerza estática provoca una fuerza interna f_s que se opone al desplazamiento. De modo tal que se puede establecer una relación lineal entre



fuerza lateral y la deformación del marco que se expresa de la siguiente manera:

$$f_s = k * u \quad \text{Ec (13)}$$

Donde k es la rigidez lateral del sistema.

El amortiguamiento representado en el marco hace que la amplitud de la vibración libre disminuya de manera constante. En estructuras reales el amortiguamiento se debe a la fricción en las conexiones de acero, apertura y cierre de micro fisuras en el concreto, la fricción entre la estructura y los elementos no estructurales, fenómenos de comportamiento no lineal del material a nivel microscópico, fenómenos de deslizamiento y fricción entre partes estructurales y en la disipación o radiación de energía de vibración elástica de la estructura al suelo (Cortés, 2012). De manera que no hay una forma analítica de determinar el coeficiente de amortiguamiento que actúa sobre la estructura, así que este se selecciona de modo que la energía disipada sea equivalente a la energía disipada a través de todos los mecanismos antes mencionados. Lo anterior se denomina amortiguamiento viscoso equivalente. La fuerza de amortiguamiento f_D se relaciona con la velocidad \dot{u} y con el coeficiente de amortiguamiento del sistema:

$$f_D = c * \dot{u} \quad \text{Ec (14)}$$

Donde c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso, este valor se obtiene de resultados experimentales.

Para definir la ecuación de movimiento se utiliza la segunda ley del movimiento de Newton. En la figura 10 se muestran las fuerzas actuantes sobre el sistema en un instante determinado: la fuerza actuante $P(t)$, la fuerza restauradora elástica f_s y la fuerza de amortiguamiento f_D .

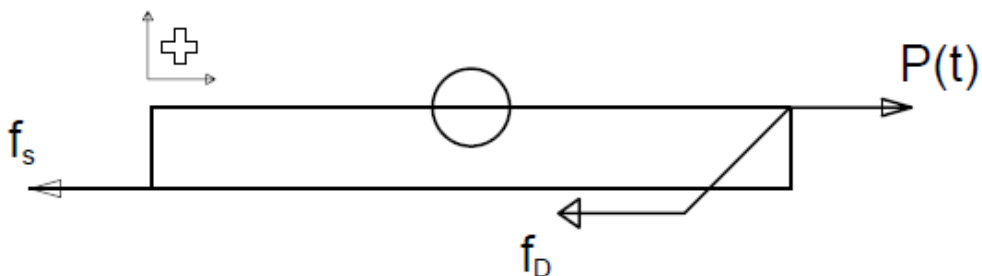


Figura 10. Diagrama de fuerzas actuantes sobre el grado de libertad



La fuerza resultante es:

$$\sum F_x = p(t) - f_s - f_D \quad \text{Ec (15)}$$

A partir de la segunda ley del movimiento de Newton y sustituyendo las ecuaciones 13 y 14 en la ecuación 15 se obtiene la ecuación de movimiento que describe el desplazamiento de la estructura (Ecuación 17).

$$p(t) - f_s - f_D = m\ddot{u} \quad \text{Ec (16)}$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \text{Ec (17)}$$

Al tomar la ecuación 17 considerando que existe equilibrio estático y dividirla entre la masa se obtiene:

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = 0 \quad \text{Ec (18)}$$

Donde las constantes $\frac{c}{m}$ y $\frac{k}{m}$ representan conceptos relacionados con la vibración libre, a partir de estas constantes se puede definir la frecuencia circular del sistema no amortiguado (ecuación 19). Si el amortiguamiento es nulo el oscilador describirá un movimiento armónico simple con una frecuencia identificada en la ecuación 19 y un periodo definido por la ecuación 20. Al intervenir el amortiguamiento se reduce la amplitud de las oscilaciones, siendo el amortiguamiento crítico aquel con el que después de que la estructura fue desplazada esta vuelve a su posición sin oscilar, este valor se define en la ecuación 21, y el amortiguamiento representado en la ecuación de equilibrio dinámico es una porción del crítico que se expresa de acuerdo con la ecuación 22 (Meli, 1995).

$$\frac{k}{m} = \omega^2 \quad \text{o} \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Ec (19)}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{Ec (20)}$$

$$C_{cr} = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n} \quad \text{Ec (21)}$$



$$\xi = \frac{c}{C_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad \text{Ec (22)}$$

Tomando el término \sqrt{km} de la ecuación 22 y multiplicándolo convenientemente por la unidad $\frac{m}{m}$ se obtiene que:

$$\xi = \frac{c}{2\omega m} \quad \text{Ec (23)}$$

Finalmente, sustituyendo de manera conveniente en la ecuación 18 se puede obtener la ecuación de movimiento para sistemas amortiguados y lineales.

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + ku = 0 \quad \text{Ec (24)}$$

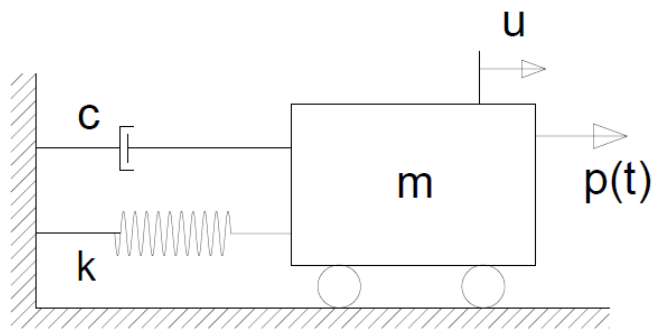


Figura 11. Sistema masa-resorte-amortiguador

Otra forma de representar el sistema de un grado de libertad es mediante el uso del sistema masa-resorte-amortiguador (figura 11). Donde la fuerza restauradora elástica es ejercida por un resorte lineal con rigidez k , la fuerza restauradora de amortiguamiento se idealiza con un amortiguador viscoso lineal con coeficiente c y la masa se considera concentrada en el bloque.

La idealización anterior describe de manera adecuada el comportamiento de un oscilador de un grado de libertad convencional elástico, mientras que para hacer una representación más precisa de un sistema que utiliza disipadores (un sistema dual) se utiliza un oscilador dual de un grado de libertad representado en la figura 12.

Todas las definiciones anteriores funcionan de manera adecuada para estructuras de un solo nivel o bien que presenten un comportamiento similar a un péndulo invertido, es decir, cuyo modo dominante sea el modo fundamental



o primer modo de vibrar; sin embargo, para estructuras de múltiples niveles pueden existir variaciones importantes en su comportamiento dinámico y que este comportamiento no sea idéntico al de un péndulo invertido.

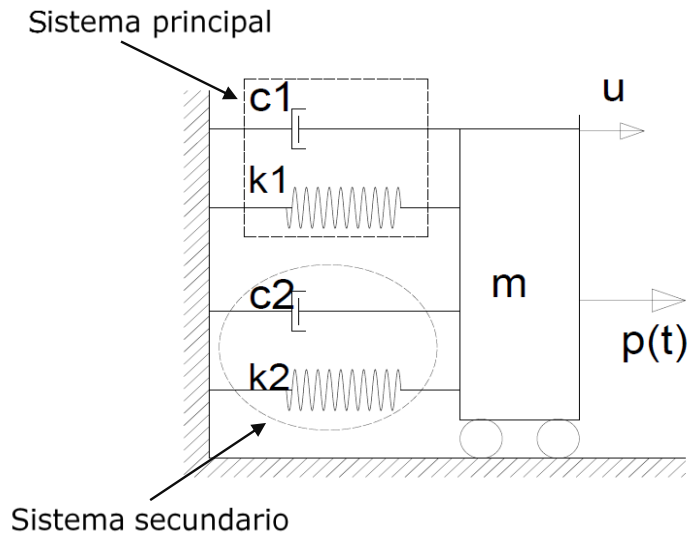


Figura 12. sistema dual masa-resorte-amortiguador

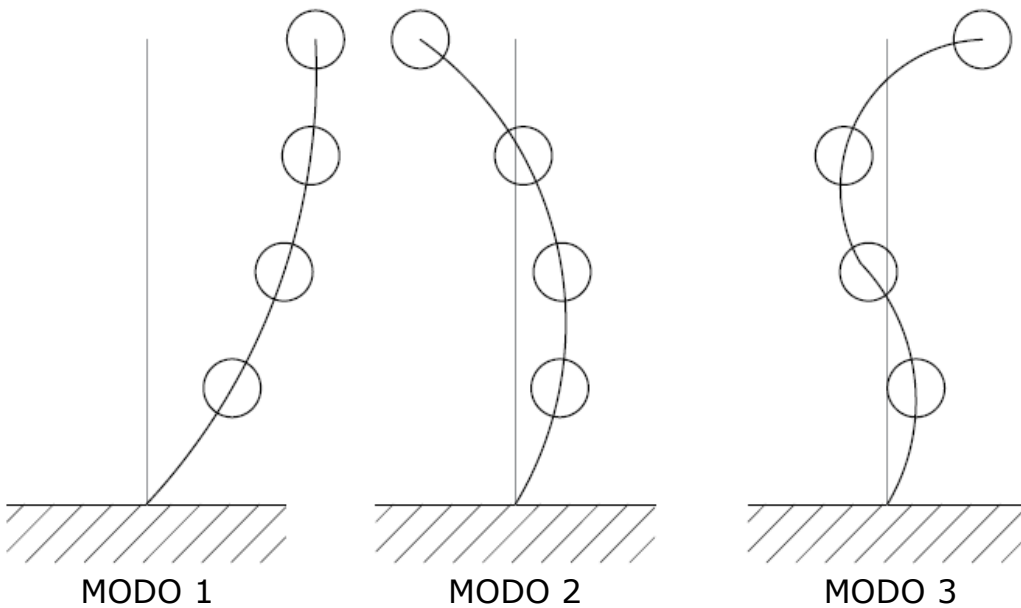


Figura 13. Estructura de MGD, modos superiores de vibrar

Este tipo de estructuras son idealizadas como un sistema de masas unidas por resortes que pueden presentar formas diversas de oscilar, conocidas como modos superiores de vibrar (figura 13), las estructuras de este tipo son conocidas como de múltiples grados de libertad (MGDL) que al igual que en



sistemas de 1GDL la masa se concentra en cada nivel y la rigidez que aporta el marco se representa por el resorte que une cada nivel.

En el caso que estos modos superiores sean dominantes la ecuación de movimiento (ecuación 24) dejará de ser válida dado que los valores de rigidez, masa y amortiguamiento dejarán de ser valores escalares y pasarán a ser valores matriciales que recibirán un tratamiento particular, especialmente la matriz de rigideces ya que esta matriz presenta acoplamiento entre los distintos grados de libertad. Considerando lo anterior, la ecuación de movimiento para sistemas de MGDL quedará reescrita de la siguiente forma:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = p(t) \qquad \text{Ec (25)}$$

Donde los términos M, C y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente.

Como se vio en el capítulo anterior, los métodos de diseño basados en desplazamiento consideran en general que las estructuras tendrán un comportamiento cuyo modo dominante sea el del modo fundamental, razón por la cual no se desarrolla más a fondo el tratamiento de las estructuras de múltiples grados de libertad.

Por otro lado, para poder describir el comportamiento de la estructura se soluciona la ecuación de movimiento. El método de Newmark permite discretizar el comportamiento de la estructura y describir la posición, velocidad y aceleración en cada instante durante la excitación sísmica y hasta el final del movimiento de la estructura. Para fines de diseño estructural no es necesario conocer toda la historia de desplazamiento o aceleraciones sino su respuesta máxima.



La información de entrada para el método de Newmark es un registro de aceleraciones, este registro es conocido como acelerograma y es particular para cada evento sísmico, en la figura 14 se muestra el acelerograma correspondiente al sismo de 1985 registrado en la estación SCT.

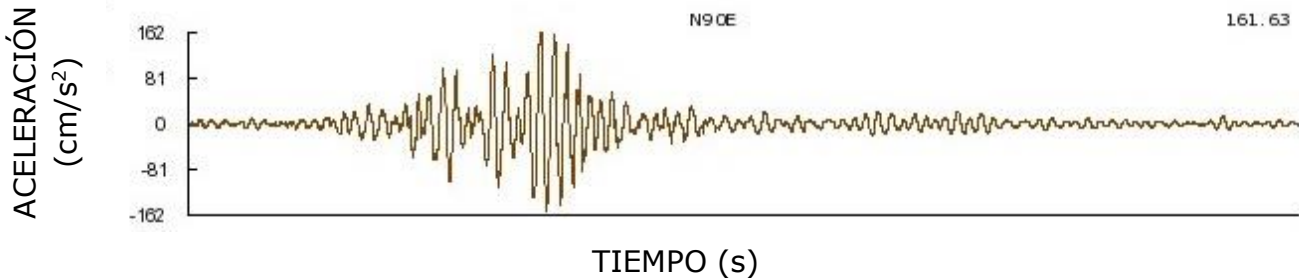


Figura 14. Acelerograma SCT-B1. Sismo 19/09/1985

Si un S1GDL asociado a un valor de amortiguamiento se somete a un registro en particular y se obtienen las respuestas máximas considerando diferentes periodos entonces se obtiene un espectro de respuesta (figura 15); es decir, un espectro de respuesta refleja la respuesta máxima de múltiples sistemas de 1GDL que se encuentran sometidos a una misma excitación y cuya única diferencia es el periodo.

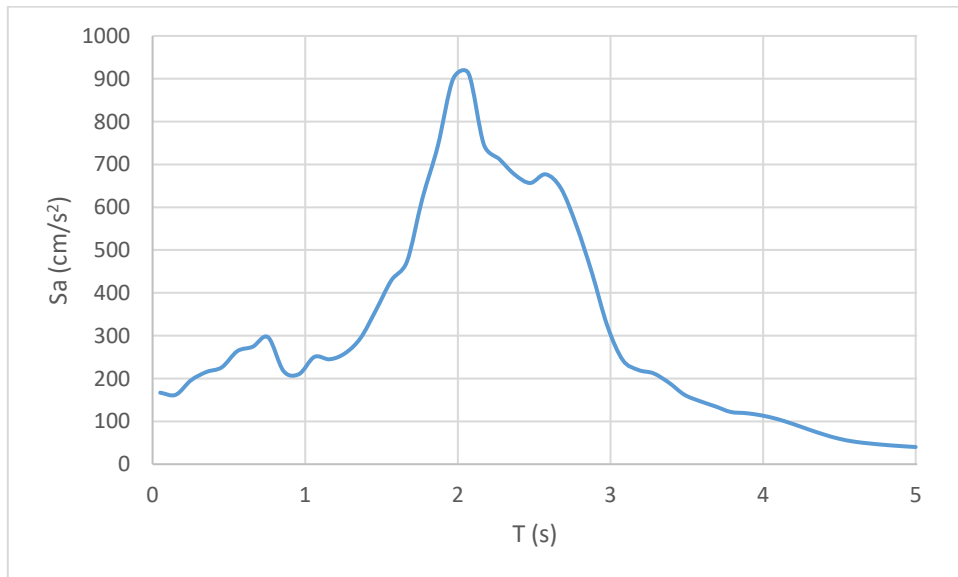


Figura 15. Espectro de respuesta para acelerograma Este-Oeste SCT-B1 19-09-1985

De acuerdo con las características del sismo estos espectros pueden tener la respuesta máxima correspondiente a estructuras con periodos cortos o periodos mayores. A pesar de conocer la respuesta máxima para determinado evento sísmico no es suficiente para establecer criterios seguros de diseño, por lo que



se han desarrollado métodos de análisis probabilistas del peligro sísmico cuyo objetivo es desarrollar espectros de diseño sísmico que consideren la naturaleza estocástica del problema y brinden una solución que permita obtener un diseño confiable. En el capítulo 3 se analizará con mayor detalle los espectros de diseño requeridos para el método propuesto.

2.2. Disipadores de energía

Los disipadores son elementos que se integran a la estructura principal con el fin de reducir y controlar la respuesta de esta. La respuesta surge por las vibraciones inducidas en el sistema ya sea por sismo, viento, explosiones, cargas repentinas, entre otras fuentes (Avilés, 2001).

De acuerdo con el mecanismo utilizado y sus características histeréticas los sistemas de disipación de energía se pueden clasificar en: pasivos, activos e híbridos. Los dispositivos pasivos se caracterizan por no requerir energía externa para que logren su función, mientras que los dispositivos activos sí requieren de energía externa. Para tener más detalle de los dispositivos de control de vibraciones activos se recomienda Avilés (2001).

En la tabla 3 se enlista la clasificación de disipadores pasivos existentes de acuerdo con Avilés (2001).

Tabla 3. Tipos de disipadores pasivos

TIPO	SUBTIPO
Amortiguamiento histerético	Dispositivos histeréticos
	Dispositivos de fricción
Amortiguamiento viscoso	Amortiguadores viscosos
	Amortiguadores viscoelásticos
Sistemas de efecto-masa	Amortiguadores de masa sintonizada
Sistemas de aislación basal	Sistemas elastoméricos

Los sistemas de absorción de energía histeréticos se basan en el aumento artificial en la capacidad de disipación de energía. Esta capacidad de disipación



se debe a la ductilidad que los dispositivos instalados pueden alcanzar o bien a la fricción que puede desarrollar.

Otro enfoque para la clasificación de los disipadores es por su intervención en la ecuación de equilibrio dinámico. Por ejemplo, los aisladores de base afectan la excitación que recibe la estructura, o bien se puede aumentar la fuerza restauradora mediante la inclusión de disipadores histeréticos y, por último, están aquellos disipadores que al entrar en funcionamiento intervienen en la fuerza de amortiguamiento del sistema.

Son de particular interés los dispositivos histeréticos, cuyo funcionamiento depende del desplazamiento relativo entre los extremos del disipador y el desarrollo de comportamiento inelástico. Algunas ventajas en la utilización de disipadores histeréticos metálicos son (DAMPO SYSTEMS S.A. de C.V., 2020):

- Incrementan la rigidez lateral de la estructura
- No requieren de energía adicional para su funcionamiento
- Resisten fuerzas laterales independiente de su velocidad

Dentro de este grupo se encuentran diferentes modelos, a continuación se presentan algunos ejemplos de este tipo de disipadores: uno de ellos es el disipador tipo ADAS (rigidez y amortiguamiento añadido por sus siglas en inglés)(figura 16) formado por placas de acero en forma de "X" que permiten una disipación de energía estable y confiable, este tipo de dispositivos puede instalarse en edificios nuevos y en estructuras que necesiten ser reforzadas.

Otro tipo de disipador histerético que se ha desarrollado de manera reciente son las Columnas Disipativas (DC, por sus siglas en inglés, figura 17) se trata de ADAS unidos de manera continua a la columna, las principales ventajas de las DC son: mejor integración entre diseño estructural y diseño arquitectónico, facilidad de instalación en cualquier lugar y comportamiento estable ante cargas cíclicas (Palazzo et al., 2015). Por último, se encuentran los Contravientos Restringidos al Pandeo, CRP o BRB por sus siglas en inglés.

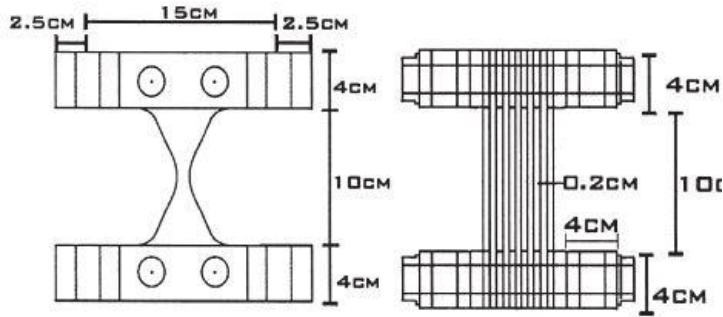


Figura 16. ADAS. Tomado de Tehranizadeh (2001)

En el presente trabajo se abordará el uso de disipadores de energía pasivos del tipo histerético, particularmente los dispositivos conocidos como contraviento restringido al pandeo. Estos elementos se integran a la estructura de manera que cuando se presenta una excitación sísmica disipen la energía por medio de la deformación plástica sin requerir de energía adicional.

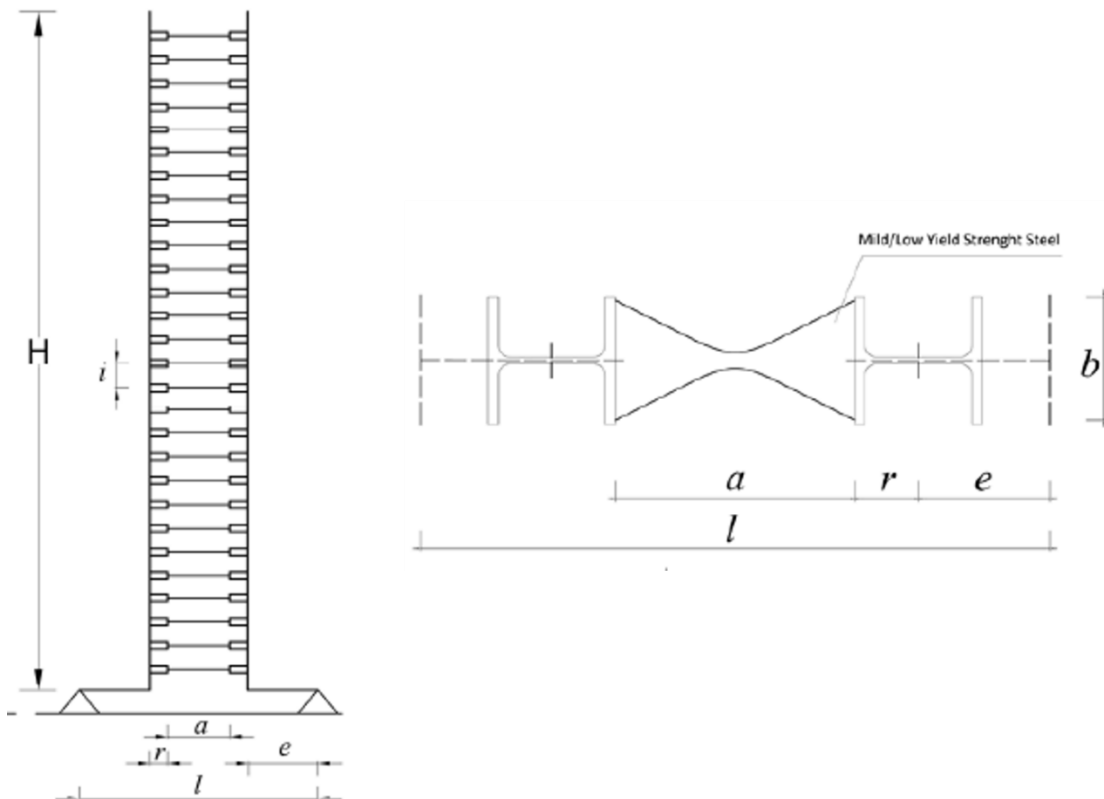


Figura 17. Columna disipativa. Tomado de Palazzo et al., (2015)



Una de las grandes ventajas en el uso de disipadores histeréticos es el ahorro económico, debido a que permite emplear la ductilidad de estos elementos estructurales para absorber la energía, concentrando el daño en disipadores fácilmente reemplazables (figura 18), es decir se utilizan como elementos fusibles.

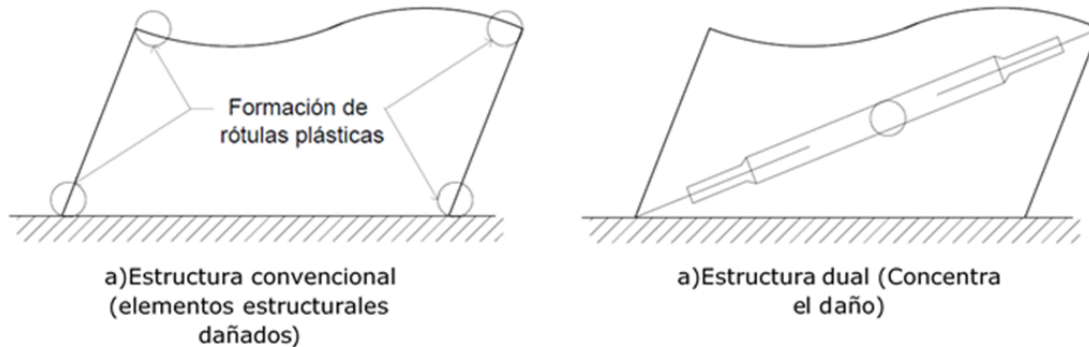


Figura 18. Estructura convencional vs estructura dual. Adaptación de Guerrero et al., (2016)

2.3. Contraviento Restringido al Pandeo (CRP)

2.3.1. DESCRIPCIÓN

Los contravientos tradicionales son elementos estructurales utilizados para aumentar la rigidez lateral de un sistema, la desventaja en el uso de esta tecnología es su poca capacidad para soportar esfuerzos de compresión, dado que el elemento es propenso a presentar fallas por pandeo.

Los CRP son un tipo de disipador pasivo, particularmente un disipador histerético que a diferencia de los contravientos convencionales cuentan con prácticamente la misma estabilidad en tensión así como en compresión, lo que permite que pueda fluir indistintamente en tensión o compresión (figura 21), por lo que aporta una elevada capacidad de disipación de energía por histéresis del material. Este comportamiento es debido al confinamiento del núcleo, este confinamiento impide el pandeo local del perfil de acero. En el siguiente apartado se describen los componentes del disipador, representado de manera esquemática en la figura 19.

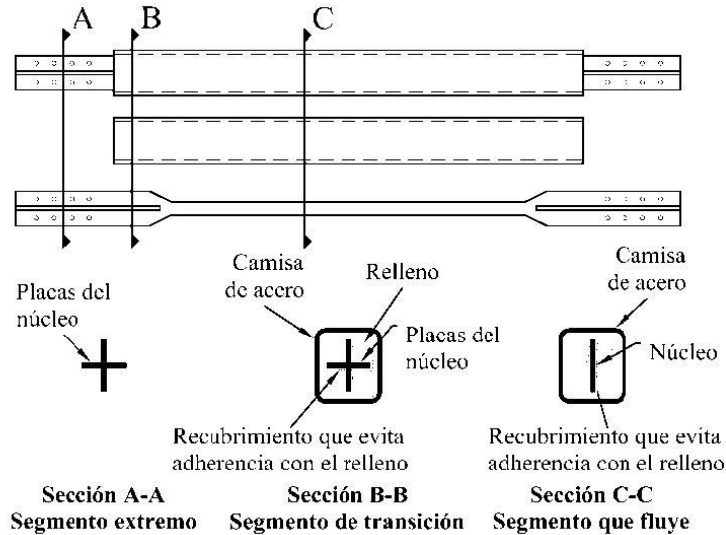


Figura 19. Composición de un CRP. Tomado de NTC-DEA-2017

Núcleo de acero: es el encargado de disipar la energía de forma estable. Se pueden distinguir tres zonas, que se describen a continuación y se representan en la figura 20:

Núcleo de acero (1): Se encuentra al interior del material confinante y será la zona encargada de deformarse de manera inelástica para disipar la energía de forma estable.

Sección de transición (2): Esta segunda zona se encuentra aún dentro del material confinante; sin embargo, esta no está diseñada para fluir por lo que su sección es mayor y permanecerá elástica sin importar que la primera zona haya alcanzado su límite de fluencia.

Sección de conexión (3): Por último, la tercera sección del núcleo será la que se conectará al sistema principal, siendo comúnmente marcos de concreto reforzado o marcos de acero.

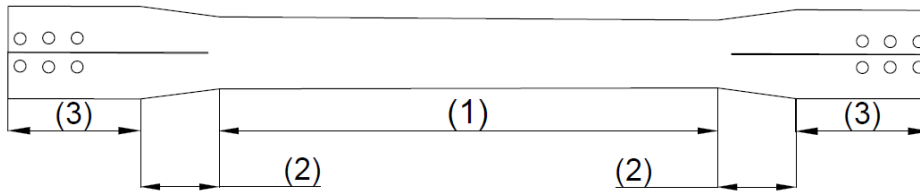


Figura 20. Secciones de un BRB

Material confinante: Se encarga de confinar el núcleo de acero para evitar que sufra efectos de pandeo. Usualmente el material utilizado es concreto o mortero. Este material se encuentra separado por una membrana que limita la transmisión de esfuerzos del núcleo de acero hacia el propio material confinante, dado que esta transmisión aportaría mayor resistencia en compresión que tensión, lo que resulta desfavorable para la disipación estable de energía.

Camisa de acero: se encarga de dar integridad al material confinante, es la parte exterior del CRP.

De acuerdo con la NTC para diseño por sismo (2017) un CRP se trata de un dispositivo capaz de disipar energía gracias al desarrollo de deformación plástica, causada a su vez por el desplazamiento relativo entre sus extremos.

Aunado al aspecto de seguridad estructural es de vital importancia notar que la implementación de estas tecnologías tiene un enfoque ambiental, puesto que generará estructuras que podrán ser fácilmente rehabilitadas, evitando así que la estructura principal sufra daños y deba ser demolida. Esta demolición generaría residuos de manejo especial y la necesidad de consumir más recursos naturales para la construcción de una nueva estructura (Terán, 2010).

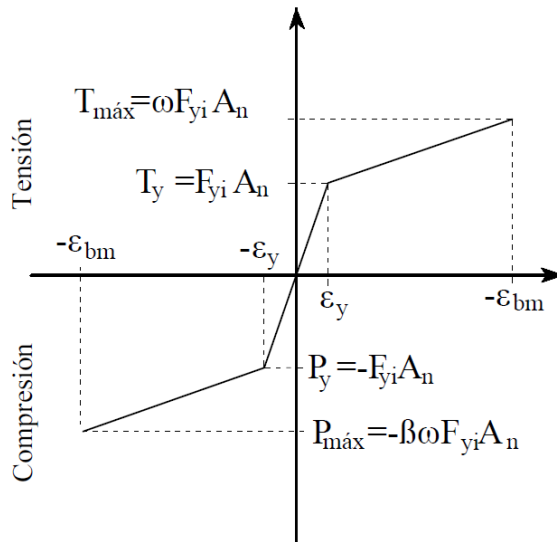


Figura 21. Comportamiento en tensión y compresión de un CRP

De acuerdo con Segovia (2015), en México la inclusión de CRP's a las estructuras no es una práctica común dentro del ambiente profesional; sin embargo, esta tecnología no es del todo desconocida pues se han realizado importantes esfuerzos con el fin de generar procedimientos de diseño. Estos procedimientos además de cumplir con la normatividad existente mejoran la confiabilidad estructural aumentando la resiliencia de las construcciones.

Los requisitos normativos que un CRP debe cumplir se encuentran en las NTC para Diseño por Sismo (NTC-DS-2020) del Reglamento de la Ciudad de México. En el Apéndice B, se señala los siguiente:

Todos los disipadores de energía sísmica deberán ser probados en un laboratorio antes de instalarse en la estructura, para lo anterior deberán seguir los estándares de calidad a los que la norma hace referencia. Omitiendo aquellos dispositivos idénticos en el tipo de material, fabricación y control de calidad que ya hayan sido previamente aprobados.

Algunos de los requisitos son:

- Para estado límite de limitación de daños se someterán a un número de ciclos completos con amplitud igual a la esperada debido a la tormenta de diseño, estos ciclos no serán menos de 2000.
- Para estado límite de prevención de colapso deberá soportar al menos alguno de los siguientes:



- i. 15 ciclos completos en caso de que la estructura se desplace en un suelo blando y que el periodo fundamental de vibrar sea cercano al periodo dominante del espectro.
- ii. 5 ciclos en caso de que no presente las condiciones del inciso anterior.

2.3.2. PROPIEDADES PARA EL DISEÑO DE MARCOS CON CRP

Factores fundamentales para el diseño con CRP:

- Rigidez axial
- Resistencia
- Desplazamiento de fluencia

La rigidez axial es controlada por el área de la sección transversal, en un contraviento tradicional la rigidez se calcula con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{E * A}{L_{CV}} \quad \text{Ec (26)}$$

Donde :

E= Módulo de elasticidad del material

A= Área de la sección transversal

L_{CV}=Longitud del contraviento

La rigidez axial de un CRP se calcula contemplando que la rigidez en cada una de las zonas del núcleo es distinta debido a que no tienen la misma sección transversal. Por lo que se considera que la rigidez del núcleo (K_{nc}), la rigidez de la zona de transición (K_{tr}) y la rigidez de la zona de conexión (K_c) actúan en serie para alcanzar la rigidez equivalente (K_{eq}), a continuación se describe cómo obtener cada una de ellas (Segovia, 2015):

$$K_{nc} = \frac{A_{nc} * E}{L_{nc}} \quad \text{Ec (27)}$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} * E}{L_{tr}} \quad \text{Ec (28)}$$

$$K_c = \frac{A_c * E}{L_c} \quad \text{Ec (29)}$$



$$K_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{K_{nc}} + \frac{1}{K_{tr}} + \frac{1}{K_c}} = \frac{K_{nc}K_{tr}K_c}{K_{tr}K_c + K_{nc}K_c + K_{nc}K_{tr}} \quad \text{Ec (30)}$$

Donde:

A_{nc} = Área del núcleo

L_{nc} = Longitud del núcleo

A_{tr} = Área en la sección de transición

L_{tr} = Longitud en la sección de transición

A_c = Área en la sección de conexión

L_c = Longitud en la sección de conexión

Reescribiendo la ecuación 30 pero expresando la rigidez de las zonas de transición ($K_{tr}=\delta K_{nc}$) y conexión ($K_c=\kappa K_{nc}$) en función de la rigidez de la zona del núcleo, se obtiene:

$$K_{eq} = K_{nc} \left(\frac{\delta\kappa}{\delta\kappa + \kappa + \delta} \right) \quad \text{Ec (31)}$$

Si además se considera $\eta = \frac{L_{nc}}{L_t}$ entonces se puede reescribir la ecuación 31:

$$K_{eq} = \frac{A_{nc}E}{\eta L_t} \left(\frac{\delta\kappa}{\delta\kappa + \delta + \kappa} \right) = KF \frac{A_{nc}E}{L_t} \quad \text{Ec (32)}$$

El valor final de KF será proporcionado por el fabricante del CRP, debido a que este factor depende de la geometría y las proporciones que tenga el disipador entre sus distintas secciones. Como una primera estimación para el proceso de diseño KF tomará el valor que resulte de la siguiente expresión (Segovia, 2015):

$$KF = \frac{1}{\eta} \quad \text{Ec (33)}$$

La ecuación 32 describe la rigidez axial de un CRP, para fines de diseño es necesario conocer la rigidez que este elemento aporta al marco. Si se considera que se trata de un arreglo en "V" invertida, la rigidez que un CRP aporta al sistema estructural se obtiene con la siguiente ecuación (Segovia, 2015):



$$K_d = \frac{A_{nc}E}{\eta L} * 4 * \cos^3(\theta) \quad \text{Ec (34)}$$

Donde

L= Ancho del marco

θ = Inclinación del CRP respecto a la horizontal

Para conocer el desplazamiento de fluencia del disipador se recurre al equilibrio de fuerzas, la figura 22 muestra el diagrama de cuerpo libre correspondiente a la situación analizada. Al sumar las fuerzas que actúan en el eje "x" y despejar de manera conveniente se obtiene la ecuación 35. Despejando de la ecuación 36 el desplazamiento de fluencia y sustituyendo las ecuaciones 34 y 35 en la ecuación 36, se obtiene la ecuación 37. De la ecuación 37 se concluye que es posible conocer el desplazamiento de fluencia del disipador sin conocer el área de este.

$$V_{yd} = 2 * F_{yd} * A_{nc} * \cos(\theta) \quad \text{Ec (35)}$$

$$V_{yd} = K_d * d_{yd} \rightarrow d_{yd} = \frac{V_{yd}}{K_d} \quad \text{Ec (36)}$$

$$d_{yd} = \frac{F_{yd} * \eta * L}{2 * E * \cos^2(\theta)} \quad \text{Ec (37)}$$

Donde:

V_{yd} = Cortante de fluencia del disipador

F_{yd} = Esfuerzo de fluencia del núcleo del disipador

A_{nc} = Área del núcleo

K_d = Rigidez del disipador

d_{yd} = Desplazamiento de fluencia del disipador

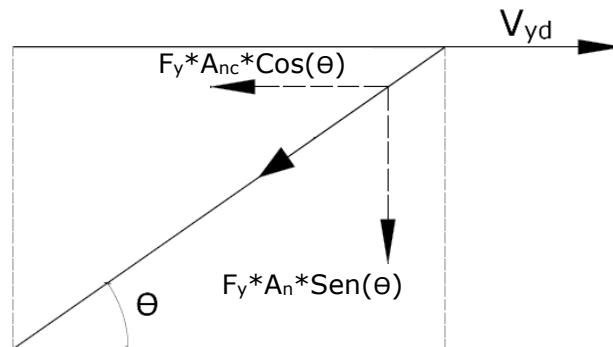


Figura 22. Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas que actúan en el CRP



3. METODOLOGÍA DE DISEÑO

El siguiente capítulo describirá los pasos que conforman el método de diseño basado en desplazamiento a través del uso de factores de amortiguamiento propuesto por Orellana et al. (2021).

El proceso está pensado para edificios cuyo comportamiento global sea predominantemente a corte (figura 23), de baja altura, gobernados por el modo fundamental de vibrar, además, de ser sensiblemente simétricos en planta y elevación.

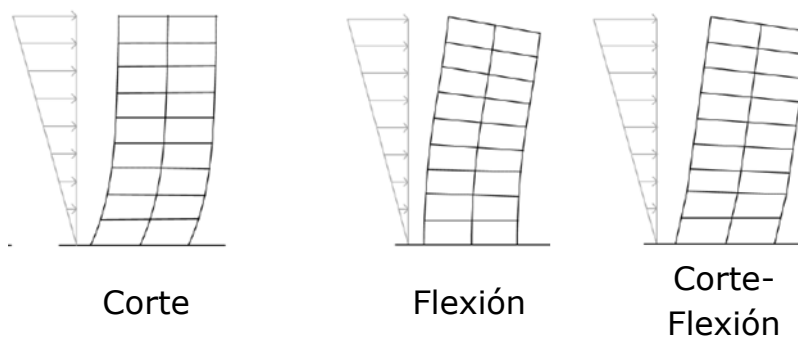


Figura 23. Comportamiento global de las estructuras.

El método se resume en los siguientes pasos:

1. Definir parámetros de diseño (α y γ)
2. Establecer niveles de desempeño
3. Definir las formas modales esperadas y el factor de participación
4. Obtener demandas sísmicas modificadas por el comportamiento inelástico de los disipadores
5. Calcular el periodo requerido de la estructura
6. Distribuir rigidez y resistencia entre el sistema primario y secundario
7. Diseño del sistema primario (marcos)
8. Diseño del sistema secundario (disipadores)

3.1. Parámetros de diseño

Para iniciar con el método es necesario seleccionar los valores más convenientes de los cocientes de rigidez y resistencia (α y γ) para tal efecto se recurre a las recomendaciones de Segovia y Ruiz (2017). Además, como se verá en el apartado "3.4 Definición de demandas sísmicas" la mejor combinación de estos valores también estará en función del tipo de suelo sobre el que será desplantada la estructura.



A partir de α y γ es posible estimar la demanda de ductilidad (Q_s) del sistema secundario a partir de la ecuación 38 (Orellana et al., 2021):

$$Q_s = \frac{(1 - \alpha)(1 - \gamma)}{\alpha \gamma} \quad \text{Ec (38)}$$

3.2. Niveles de desempeño

Para desarrollar el método de diseño basado en desplazamiento es necesario definir los objetivos de desplazamiento, para definir estos límites se tomará como base las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, por lo que cada estado límite estará dentro de lo permitido en el reglamento de construcciones del Distrito Federal. Cada estado límite está definido de la siguiente manera:

- Estado límite de servicio.- Se trata de la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. Además, este estado límite permite que la edificación siga prestando su servicio de manera inmediata o casi inmediata.
- Estado límite de falla.- Se refiere a cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o cualquier elemento que forme parte de ella, o bien que se produzcan daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. De acuerdo con la filosofía de diseño a desarrollar, este estado límite no es aceptable, dado que implica la ocurrencia de daños e interrupción en el uso del sistema estructural por un tiempo prolongado.

Partiendo con la normativa vigente, y en concordancia con las filosofías planteadas por el PEER se consideran en este estudio los siguientes estados límites:

Estado límite de limitación de daños (totalmente operacional): De acuerdo con las NTC-DS-2020 la condición será: Las distorsiones no excederán de 0.002 suponiendo que los elementos no estructurales no son capaces de soportar grandes deformaciones, de lo contrario se permitirá una distorsión no mayor que 0.004. En este trabajo se supondrá elementos no estructurales sin capacidad de resistir grandes deformaciones, por lo que la **distorsión máxima será de 0.002**. Estas distorsiones se obtendrán a partir del espectro de diseño



reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobrerresistencia, multiplicado por Q´R y un factor K_s .

Estado límite de seguridad de vida:

Tabla 4. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas.
Tomado de las NTC-DS-2020

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
i) Marcos	Alta	-----	4.0	0.030
	Media	-----	3.0	0.020
	Baja	-----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015
ii) Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005

De acuerdo con las NTC-DS-2020 las distorsiones obtenidas a partir del espectro de diseño se multiplican por el factor de comportamiento sísmico (Q) y el factor de sobrerresistencia (R) para tomar en cuenta el comportamiento inelástico (daño) del marco de acero o de los disipadores en el caso de sistemas duales. Lo anterior resulta incompatible con los objetivos de diseño planteados en este estudio ya que se busca que el sistema principal (marcos) permanezca sin daños; es por lo que, la distorsión máxima correspondiente al estado límite de seguridad de vida se selecciona a partir de la cual los marcos de acero inician su incursión en el rango no lineal. La forma de obtener esta distorsión es con base en las ecuaciones propuestas por Priestley et al. (2007) y Sullivan et al (2006):

$$\theta_{yf} = 0.30 * \phi_{yf} * L \quad \text{Ec (39)}$$

$$\phi_{yf} = \frac{Z}{I} * \epsilon_y \quad \text{Ec (40)}$$

Donde:

θ_{yf} = Distorsión de fluencia del sistema principal

ϕ_{yf} = Curvatura de fluencia de la sección

L=Longitud libre de la viga

Z= Módulo de sección plástico para flexión

I=Inercia de la sección

ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia del acero



En la tabla 5 se muestran las distorsiones de fluencia correspondiente a marcos de acero considerando claros (L) de 8 metros y diferentes secciones tipo W, de la tabla se observa que el valor menor de la distorsión de fluencia es igual a 0.0124. De esta manera, para el estado límite de seguridad de vida la distorsión máxima será de 0.012. Lo anterior tiene congruencia con lo planteado por Segovia (2015) y Guerrero et al. (2016)

Tabla 5. Distorsión de fluencia para marcos de acero

GRUPO W	GRUPO IR	Z/I m ⁻¹	ϕ_{yf} m ⁻¹	θ_{yf}
W14	IR 356	5.52	0.01104	0.02
W16	IR 406	5.36	0.01072	0.02
W18	IR 457	4.67	0.00934	0.02
W21	IR 533	4.04	0.00808	0.01939
W24	IR 610	3.44	0.00688	0.01651
W27	IR 686	3.04	0.00608	0.01459
W30	IR 762	2.58	0.00516	0.01238
W33	IR 833	2.82	0.00564	0.01354

El valor propuesto de la distorsión máxima para el estado límite de seguridad de vida busca que el sistema principal (marcos) permanezcan sin daños, mientras que los CRP's disipen la energía por medio de la deformación plástica. De esta forma se cumplirá con la filosofía de elemento fusible para el CRP.

- Limitación de daños= 0.002. (correspondiente al valor recomendado por las NTC-DS-2020)
- Seguridad de vida= 0.012 (correspondiente al menor valor de la tabla 5, que resulta congruente con los valores planteados por Segovia (2015) entre 0.012-0.018 y por Guerrero et al. (2016) de 0.010.



Para continuar con el método es necesario traducir la distorsión en desplazamiento y de esa forma obtener la rigidez necesaria del sistema dual. El desplazamiento objetivo para cada nivel de desempeño será:

$$D_{az} = \frac{\delta * H}{COD} \quad \text{Ec (41)}$$

Donde :

D_{az} = Desplazamiento de azotea de la estructura real

δ = Distorsión correspondiente a cada nivel de desempeño

H= Altura total de la estructura

COD= Cociente entre la máxima distorsión y el promedio de las distorsiones (figura 24).

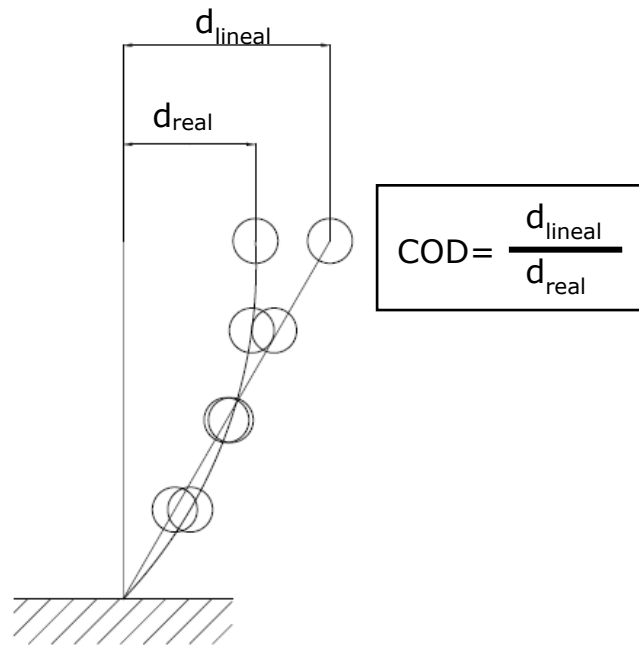


Figura 24. Relación entre COD, desplazamiento de azotea

3.3. Formas modales esperadas y factor de participación

Parte del método consiste en estimar el perfil de desplazamiento que se espera del sistema estructural, lo anterior con la finalidad de dotar al sistema de la capacidad y rigidez necesaria. Por lo que para el paso 3 se debe elegir entre 2 perfiles de desplazamiento: Lineal y Ductilidad moderada. A continuación se describe cada uno de ellos y el criterio de selección (Delgado, 2018).



3.3.1. Forma modal lineal

El perfil de desplazamiento que corresponde a la forma modal lineal considera un desplazamiento de cada nivel proporcional a su altura respecto al piso. Como el nombre lo indica, señala un perfil de desplazamiento en línea recta. La ecuación que lo representa es la siguiente:

$$\phi_i = \frac{H_i}{H_n} \quad \text{Ec (42)}$$

Donde:

H_i = Altura del i-ésimo nivel

H_n = Altura total de la estructura

El perfil de desplazamiento lineal se considera para evaluar el estado límite "Totalmente Operacional" y en caso de que la estructura sea de 4 niveles o menos, también se utilizará para evaluar el estado límite de "Seguridad de vida".

3.3.2. Forma modal ductilidad moderada

El perfil de desplazamiento de ductilidad moderada desarrollado por Priestley considera el comportamiento inelástico de la estructura y a pesar de que fue desarrollado para marcos de concreto o acero sin la incorporación de CRP, se considera válido también para estructuras que incluyan disipadores, dado que el desplazamiento lateral del sistema está dominado por los marcos, mientras que los disipadores aumentan la resistencia y la rigidez sin modificar el perfil de desplazamiento (Priestley, et al. 2007). La ecuación que describe esta forma modal se presenta a continuación:

$$\phi_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad \text{Ec (43)}$$

Donde

ϕ_i = Desplazamiento relativo del i-ésimo nivel de acuerdo con la forma modal de ductilidad moderada

H_i = Altura de entrepiso correspondiente a cada nivel

H_n = Altura total de la estructura

La selección de este perfil de desplazamiento es para estructuras de 5 o más niveles, tomando en cuenta que deben satisfacer las consideraciones mencionadas en el apartado "1.3 Alcance e hipótesis".



3.3.3. Factor de participación

El factor de participación servirá para modificar el desplazamiento de azotea. Es decir, convertirá el desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad a un desplazamiento que pueda ser representado por un sistema equivalente de un grado de libertad.

El factor de participación se calcula con la ecuación 44 independientemente del estado límite que se desee evaluar. Para el estado límite "Totalmente operacional" se trata de un factor de participación lineal, para este estado límite todos los elementos permanecerán en su rango elástico. Por lo que se debe utilizar la forma modal lineal (ecuación 42).

Mientras que para el estado límite "Seguridad de Vida" el factor de participación se debe calcular con la ecuación 44 y la forma modal de ductilidad moderada (ecuación 43):

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum (m_i \phi_i^2)} \quad \text{Ec (44)}$$

Donde:

m_i = Masa del i-ésimo nivel

ϕ_i = Desplazamiento del i-ésimo nivel de acuerdo con el perfil de desplazamiento correspondiente a cada estado límite

En caso de que la estructura sea de 4 niveles o menos el factor de participación se calculará únicamente considerando la forma modal lineal para ambos estados límite.

3.4. Definición de demandas sísmicas

Para la definición de las demandas sísmicas se utilizará como base el espectro elástico proporcionado por las NTC-DS-2020. De acuerdo con las normas mencionadas las ordenadas espectrales como fracción de la gravedad son:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & ; \quad si \ T < T_a \\ \beta c & ; \quad si \ T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & ; \quad si \ T \geq T_b \end{cases} \quad \text{Ec (45)}$$



Donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \quad \text{Ec (46)}$$

a_0 = Coeficiente de aceleración del terreno

c , k , T_a , T_b y T_s = Son parámetros que se tomarán del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) a excepción que el estudio geotécnico demuestre que las características del suelo no corresponden a la zona geotécnica en la que se encuentra.

β = Se trata de un factor de reducción por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de amortiguadores viscosos definido en la ecuación 3.1.4 de las NTC-DS-2020. Si no se considera la interacción suelo-estructura $\beta = 1$.

Este espectro de diseño se modifica de acuerdo con el estado límite que se requiera evaluar: estado límite totalmente operacional y estado límite de seguridad de vida.

3.4.1. Estado límite totalmente operacional (TO)

Para el estado límite TO se multiplica la ordenada espectral del espectro elástico por el factor K_s (ecuación 47). El factor K_s permite obtener las ordenadas espectrales para la revisión del estado límite de limitación de daños (totalmente operacional. El valor de este factor se definió de manera que el espectro esté asociado a un periodo de retorno de alrededor de 20 años (NTC-DS-2020).

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}, & \text{si } T_s < 0.5 \text{ s} \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}, & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0 \text{ s} \\ \frac{1}{4}, & \text{si } T_s > 1.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Ec (47)}$$

3.4.2. Estado límite de seguridad de vida

De acuerdo con las NTC-DS-2020 para diseñar una estructura es necesario utilizar el espectro elástico modificado por un factor de comportamiento sísmico y un factor de sobrerresistencia, estos factores consideran el comportamiento no lineal de la estructura; sin embargo, para el caso particular de estructuras



equipadas con disipadores histeréticos conviene tener espectros de desplazamiento específicamente adaptados para considerar únicamente la energía que se disipa a través de la deformación plástica de los dispositivos histeréticos.

3.4.2.1. Factor de amortiguamiento por comportamiento histerético

Con el fin de considerar la disipación de energía, para el estado límite de seguridad de vida, el espectro elástico se modifica por un factor de amortiguamiento propuesto por Orellana et al. (2021), este factor de amortiguamiento considera la disipación de energía de la estructura por medio del comportamiento inelástico en los amortiguadores.

Los espectros modificados permiten predecir de una mejor manera la demanda de desplazamiento de la estructura. Este factor es conocido como F_{md} , a continuación se describe, a grandes rasgos, el proceso para la obtención de este factor de amortiguamiento:

A partir de una cantidad relevante de registros sísmicos obtenidos en diferentes puntos de la Ciudad de México, Orellana et al. (2021) obtuvieron la respuesta de dos grupos de osciladores, el primer grupo abarcó osciladores convencionales (figura 11) y el segundo grupo se refirió a osciladores duales, es decir, que integran un sistema secundario que aporta rigidez y resistencia adicional (figura 12).

La respuesta de los osciladores convencionales es función del amortiguamiento inherente (5%) y del periodo del oscilador. El periodo se hizo variar desde 0 hasta 5 segundos.

La respuesta del segundo grupo de osciladores depende del periodo, el amortiguamiento y los cocientes de rigidez y resistencia considerados. En la tabla 6 se indican las combinaciones que se tomaron en cuenta para evaluar el comportamiento del oscilador dual.

Una característica importante de este grupo de osciladores es que para evaluar la respuesta ante una excitación sísmica consideraron la capacidad de presentar comportamiento inelástico. Para lograrlo emplearon la ecuación 48 propuesta por Sues, et al. (1988) para sistemas de un grado de libertad con comportamiento no lineal.

$$m\ddot{u} + c_t\dot{u} + \delta_p k_p u + (1 - \delta_p)k_p z_p + \delta_s k_s u + (1 - \delta_s)k_s z_s = -m\ddot{u}_g \quad \text{Ec(48)}$$



Donde

m = Masa del sistema

c = Coeficiente de amortiguamiento viscoso

k = Rigidez lateral

\ddot{u} , \dot{u} y u = Aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente.

\ddot{U}_g = Aceleración en la base del sistema

z = Componente histerético con unidades de desplazamiento

$\delta k u$ y $(1-\delta)kz$ = Fuerza restauradora, que depende del desplazamiento y el componente histerético

Tabla 6. Combinaciones de valores de α y γ

α	γ
0.25	0.25-0.65
0.3	0.20-0.60
0.35	0.20-0.55
0.4	0.20-0.50
0.45	0.20-0.45
0.5	0.20-0.40
0.55	0.20-0.35
0.6	0.20-0.30

Posteriormente, para los dos grupos de osciladores, calcularon curvas de fragilidad³ correspondientes a valores específicos de los parámetros de demanda sísmica y construyeron curvas de peligro de demanda. (concretamente: desplazamiento).

A partir del paso anterior construyeron espectros de peligro uniforme de desplazamiento asociados a una tasa uniforme de excedencia anual, los espectros se obtuvieron para los osciladores convencionales y para los osciladores duales.

Finalmente, para obtener los factores de modificación de las ordenadas espectrales de desplazamiento, calcularon relaciones entre los espectros de peligro uniforme de los osciladores duales y espectros de peligro uniforme de los osciladores convencionales (ecuación 49). Para la obtención de las

³ Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada (FEMA, 1999)



expresiones matemáticas tomaron la función que mejor se ajustó a los resultados obtenidos (ecuación 50).

$$F_{md} = \frac{D_{UAER}(T_1, \alpha, \gamma, \xi = 5\%)}{D_{UAER}(T_1, \xi = 5\%)} \quad \text{Ec (49)}$$

$$F_{md} = \begin{cases} a - be^{-c\left(\frac{T_1}{T_c}\right)^d}, & T_s \leq 0.5 \text{ s} \\ a + \frac{b\left(\frac{T_1}{T_c}\right)^c}{d + \left(\frac{T_1}{T_c}\right)^c}, & T_s > 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Ec (50)}$$

Donde :

D_{UAER} = Espectros de peligro uniforme de desplazamiento

T_1 = Período del oscilador

α y γ = Cocientes de rigidez y resistencia

ξ = Amortiguamiento

En la ecuación 50 a, b y c se definen:

$$a = a_1 + a_2\gamma \quad \text{Ec (51)}$$

$$b = b_1 + b_2\gamma + \frac{b_3}{\gamma^2} \quad \text{Ec (52)}$$

$$c = c_1 + c_2\gamma \quad \text{Ec (53)}$$

Las constantes de las ecuaciones 51-53 dependen del tipo de suelo y se enlistan en la tabla 7

Tabla 7. Valores de los parámetros para determinar el factor de amortiguamiento

Parámetro	$T_s \leq 0.5$	$0.5 < T_s \leq 1.0$	$1.0 < T_s \leq 1.5$	$1.5 < T_s \leq 2.0$	$2.0 < T_s \leq 2.5$	$2.5 < T_s \leq 3.0$	$3.0 < T_s \leq 4.0$
	A	B	C	D	E	F	G
T_c	2.6	2.5	1.3	1.8	2.2	$2.29 + 0.71\alpha$	$2.82 + 0.94\alpha$
a_1	$4.18 - 0.95\alpha$	$0.7 + 0.8\alpha$	$0.56 + 0.3\alpha$	$0.38 + 0.59\alpha$	$0.34 + 0.59\alpha$	$0.25 + 0.57\alpha$	0.89α
a_2	$1.43 - 13.62\alpha$	$-0.22 + 0.67\alpha$	0.43α	$0.29 - 0.13\alpha$	$0.25 + 0.05\alpha$	$0.12 + 0.67\alpha$	$0.17 + 0.65\alpha$
b_1	$3.9 - 0.82\alpha$	$4.4 - 6.5\alpha$	$4.6 - 7.8\alpha$	$4.7 - 8.5\alpha$	$4.31 - 6.9\alpha$	$4.2 - 6.5\alpha$	$6.4 - 10.6\alpha$
b_2	$1.85 - 17.26\alpha$	$-4.16 + 4.94\alpha$	$-5.01 + 7.75\alpha$	$-6.71 + 13.21\alpha$	$-5.41 + 8.42\alpha$	$-4.65 + 6.39\alpha$	$-7.57 + 12.43\alpha$
b_3	0	$0.04 - 0.07\alpha$	$0.03 - 0.04\alpha$	$0.03 - 0.05\alpha$	$0.03 - 0.04\alpha$	$0.06 - 0.1\alpha$	$-0.03 + 0.06\alpha$
c_1	$0.16 + 0.18\alpha$	-5.7	-7.07	-8.13	-8.97	-9.77	-4.58
c_2	$0.04 - 0.93\alpha$	0	0	0	0	0	0
d	$-0.92 + 0.59\alpha$	2161	6.35	6.8	5.32	3.49	2.22



Del estudio realizado para obtener este factor de modificación resaltan las siguientes conclusiones:

1. Las demandas de desplazamiento en zona firme son hasta 10 veces menores que las demandas en suelo blando⁴, como se anticipó en el capítulo 1, figura 2.
2. En la zona blanda de la Ciudad de México la demanda de desplazamiento es muy sensible al cociente de resistencias, es decir a la proporción que el CRP aportará a la resistencia total de la estructura.
3. Los valores de Pseudoaceleración pueden reducirse hasta un 85% al equipar la estructura con disipadores histeréticos.
4. En periodos cortos, la adición de disipadores a la estructura no asegura una menor demanda de desplazamiento sino que lo incrementa. Discrepando de las anteriores propuestas en que la demanda sísmica siempre se reducía.

La relevancia de las conclusiones obtenidas es poder contar con suficiente información para seleccionar de manera eficiente las características del sistema disipador, y así controlar de forma eficiente los niveles de desplazamiento, ya que las mismas combinaciones de α y γ pueden ampliar o reducir la demanda de desplazamiento en función del sitio donde la estructura se encuentre desplantada.

Una vez definidos los espectros es posible determinar el periodo requerido para cada estado límite, de acuerdo con el desplazamiento objetivo. A continuación se muestra el proceso para seleccionar el periodo adecuado.

3.5. Obtención del periodo requerido de la estructura

Para cada estado límite se obtendrá un periodo asociado al desplazamiento objetivo correspondiente a cada uno de ellos. El periodo que regirá para diseñar será el menor de los dos obtenidos, de manera tal que el desplazamiento objetivo no asociado al periodo dominante no será rebasado.

Como se mencionó en el apartado anterior, los espectros de diseño están hechos a partir de osciladores de un grado de libertad, por lo que es necesario transformar el desplazamiento de azotea de un sistema de MGDL al desplazamiento de un S1GDL. La transformación se logra al dividir el

⁴ Se considera suelo blando aquel formado por estratos de arcilla altamente compresible cuyo periodo dominante del suelo sea mayor a 1.5 s.



desplazamiento de azotea, asociado a cada estado límite, entre el factor de participación modal correspondiente (Ecuación 54).

$$d_{s1GDL} = \frac{D_{az}}{\Gamma} \quad \text{Ec (54)}$$

Una vez determinado el desplazamiento del SE1GDL se determina el periodo requerido a partir del espectro de desplazamiento correspondiente a cada estado límite. Para leer de manera adecuada el periodo, se identifica el desplazamiento objetivo, se tiende una línea horizontal hasta cortar con el espectro y la abscisa que corresponda al punto de corte será el periodo objetivo.

Una vez que se conoce el periodo objetivo y el desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad se debe determinar el factor de modificación de la rigidez f_k , este valor debe ser el necesario para que el sistema disipador tenga el desplazamiento de fluencia señalada en la ecuación 55:

$$d_{ys} = \frac{d_{yp}}{Q_s} \quad \text{Ec (55)}$$

Donde:

d_{ys} = Desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad en que los disipadores inician comportamiento inelástico

$d_{yp}=d_{sv}$ = Desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad requerido

Para calcular el factor de modificación de la rigidez se recurre a un proceso iterativo en el cual se hace variar el valor de f_k hasta conseguir que se alcance el desplazamiento de fluencia del disipador. Para lograrlo es necesario conocer el desplazamiento a partir del cual el sistema secundario inicia su incursión en el rango inelástico (ecuación 55)

El proceso inicia proponiendo un valor de f_k , a partir de este valor y utilizando la ecuación 56 se calcula la distorsión de fluencia en cada entrepiso (D_{ey}).

Con ayuda de la ecuación 56.1 se calcula el desplazamiento de fluencia en cada entrepiso (Δ_{yL}). La suma de todos los desplazamientos (Δ_{yL}) es el desplazamiento de fluencia del sistema de MGDL por lo que es necesario convertirlo a propiedades de un 1GDL.



$$DE_y = \frac{f_{ye}}{f_k E \cos \theta \sin \theta} \quad \text{Ec (56)}$$

$$DE_{y\text{promedio}} = \frac{\Delta_{yL}}{h} \quad \text{Ec (56.1)}$$

Donde:

Δ_{yL} = Desplazamiento relativo de fluencia de cada nivel

H = Altura de entrepiso

f_{ye} = Esfuerzo esperado de fluencia del acero. Se considera 1.1 del esfuerzo nominal

f_k = Factor de modificación de la rigidez

E = Módulo de elasticidad del acero

θ = Ángulo respecto a la horizontal que forma el CRP

$DE_{y\text{promedio}}$ = Promedio de las distorsiones de fluencia de cada de cada entrepiso

Para convertir el desplazamiento de MGDL a 1GDL se utiliza la ecuación 3, el valor obtenido con esta ecuación se debe comparar con el obtenido con la ecuación 53, y de ser iguales se da por terminado el proceso.

$$d_{S1GDL} = \frac{\sum(m_i d_i^2)}{\sum(m_i d_i)} \quad \text{Ec (3)}$$

Donde:

m_i = Masa del i-ésimo nivel

d_i = Desplazamiento de fluencia del i-ésimo nivel

El valor de f_k estará sujeto a las restricciones del proveedor usualmente el factor f_k tiene valores entre 1.1 a 2.5.

Una vez determinada la distorsión de fluencia del disipador se debe comparar con la distorsión permisible para el estado límite TO (definida en el apartado 3.2 Niveles de desempeño). Si la distorsión de fluencia del disipador es menor a la distorsión límite para el estado Totalmente Operacional (TO), entonces la distorsión para el estado límite TO tomará el valor de la distorsión de fluencia de los disipadores.



También es necesario comparar los periodos requeridos por cada estado límite. El objetivo de la comparación es determinar qué estado límite rige. El nivel de desempeño que gobernará el diseño será el que requiera de un menor periodo.

3.6. Distribución de rigidez y resistencia del sistema primario y secundario

Una vez que se conoce la rigidez del sistema de un grado de libertad es necesario distribuir la rigidez y resistencia entre los subsistemas que conforman el sistema total. Para lograrlo se toman las expresiones propuestas por Segovia (2015).

SISTEMA PRIMARIO

$$K_p = \alpha K_T \quad \text{Ec (57)}$$

$$V_{yp} = K_p d_{yp} \quad \text{Ec (58)}$$

Donde:

α = Relación de rigideces

K_p = Rigidez del sistema principal

V_{yp} = Cortante actuante sobre el sistema principal

SISTEMA SECUNDARIO

$$K_s = (1 - \alpha) K_T \quad \text{Ec (59)}$$

$$V_{ys} = K_s d_{ys} \quad \text{Ec (60)}$$

Donde:

K_s = Rigidez del sistema secundario

V_{ys} = Cortante actuante sobre el sistema secundario

SISTEMA DUAL



$$K_T = K_p + K_s$$

Ec (61)

$$V_{yT} = V_{yp} + V_{ys}$$

Ec (62)

3.7. Diseño del sistema primario

El siguiente paso, es conocer de manera preliminar los perfiles de acero que formarán el marco, para una buena aproximación se utiliza la ecuación propuesta por Schultz en 1997 (Ecuación 63). Esta ecuación permite conocer la inercia de vigas y columnas requerida para lograr la rigidez objetivo.

$$K_j = \left(\frac{24}{h_j^2} \right) \left(\frac{1 + C_j}{\frac{2}{\sum Kc_j} + \frac{1}{\eta_s \sum Kv_j} + \frac{1}{\eta_i \sum Kv_{j-1}}} \right)$$

Ec (63)

Donde:

K_j = Rigidez objetivo del j-ésimo nivel

h_j = Altura del j-ésimo entrepiso

C_j = Factor de corrección que toma en cuenta los efectos de frontera para el primer nivel, segundo nivel y último nivel

Kc_j = Rigidez de las columnas en el j-ésimo nivel

Kv_j = Rigidez de las vigas en el j-ésimo nivel

η_s = Factor que considera la diferencia de alturas entre el piso en estudio y el superior

η_i = Factor que considera la diferencia de alturas entre el piso en estudio y el inferior

$$Kc_j = Ic_j * \frac{E}{h}$$

Ec (64)

$$Kv_j = Iv_j * \frac{E}{Lv}$$

Ec (65)

$$C_1 = \frac{\sum Kc_1}{22 \sum Kv_1}$$

Ec (66)

$$C_2 = \frac{\eta_i \sum Kc_2}{32 \sum Kv_1}$$

Ec (67)



$$C_n = -\frac{\sum Kc_n}{55 \sum Kv_n} \quad \text{Ec (68)}$$

$$\eta_i = \sqrt{\frac{h}{h_i}} \quad \text{Ec (69)}$$

$$\eta_s = \sqrt{\frac{h}{h_s}} \quad \text{Ec (70)}$$

Donde:

I_{c_j} = Inercia de las columnas en el j-ésimo nivel

E= Módulo de elasticidad del material

H= Altura del entrepiso inferior (i), superior (s) o en estudio (j)

La rigidez objetivo se obtiene a partir de la ecuación propuesta por Borzognia y Bertero (2004). Ecuación 71:

$$K_i = \begin{cases} \left(\frac{K_p}{W_e} \right) W_i + K_{i+1} \left(\frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{\phi_i} \right) & \text{si } i = 1 \\ \left(\frac{K_p}{W_e} \right) \left(\frac{\phi_i}{\phi_i - \phi_{i-1}} \right) W_i + K_{i+1} \left(\frac{\phi_{i+1} - \phi_i}{\phi_i - \phi_{i-1}} \right) & \text{si } 1 < i < n \\ \left(\frac{K_p}{W_e} \right) \left(\frac{\phi_n}{\phi_n - \phi_{n-1}} \right) W_i & \text{si } i = n \end{cases} \quad \text{Ec (71)}$$

Donde:

K_i = Rigidez objetivo del i-ésimo nivel

K_p = Rigidez del sistema principal

W_e = Peso del sistema equivalente

W_i = Peso del i-ésimo nivel

K_{i+1} = Rigidez del nivel superior

ϕ_{i+1} = Forma modal del nivel superior

ϕ_i = Forma modal del i-ésimo nivel

ϕ_n = Forma modal del nivel de azotea

Para seleccionar los perfiles estructurales se harán tres grupos, dividiendo el número de niveles en igual proporción. A partir del promedio de la inercia requerida en los tres niveles agrupados se selecciona un perfil con momento de inercia cercano.

Una vez definidos los perfiles comerciales preliminares, se modelarán en un programa de análisis estructural para asegurarse que se cumple con el periodo



objetivo, permitiendo una variación máxima del 2%. En caso de no cumplir con el periodo objetivo se deberá aumentar o reducir la sección de acuerdo con lo requerido, hasta encontrar las secciones definitivas que logren satisfacer el periodo requerido por el sistema principal .

Con apoyo del software se analiza la estructura. Se somete a fuerzas laterales producidas por el sismo, considerando únicamente la masa del sistema principal. Las fuerzas se obtienen y distribuyen en cada nivel de acuerdo con las ecuaciones:

$$c_p = \frac{V_{yp}}{W_e} \quad \text{Ec (72)}$$

$$W_e = \frac{[\sum(W_i\phi_i)]^2}{\sum(W_i\phi_i^2)} \quad \text{Ec (73)}$$

$$V_{bp} = \frac{c_p W_e}{R} \quad \text{Ec (74)}$$

$$F_{ip} = \frac{W_i\phi_i}{\sum(W_i\phi_i)} V_{bp} \quad \text{Ec (75)}$$

Donde:

C_p = Coeficiente sísmico para el sistema primario

W_e =Peso modal efectivo

V_{bp} = Cortante basal para el sistema primario

R = Factor de sobrerresistencia

F_{ip} = Fuerza sísmica en el nivel i

Durante el diseño se debe asegurar que los miembros estructurales no superen el 100% de su capacidad para cumplir con resistencia. Una vez que se asegura que los elementos son los requeridos para lograr el periodo de diseño y son lo suficientemente resistentes se da por terminada esta etapa del proceso.

3.8. Diseño del sistema secundario

Una vez conocida la estructura principal se debe definir la estructura secundaria, para lograrlo basta con determinar el área del núcleo de los CRP de manera que aporten la cantidad necesaria de rigidez y resistencia de acuerdo con los parámetros seleccionados al inicio del proceso. Por lo que para



determinar el área final del núcleo rigen dos parámetros: 1) rigidez y 2) resistencia.

POR RIGIDEZ:

Para determinar el área del núcleo por rigidez es necesario utilizar el proceso de la etapa anterior (Ecuación 71).

La rigidez del CRP se calculará como:

$$K_L = K_d \cos^2 \theta \quad \text{Ec (76)}$$

$$K_d = f_k \frac{E A_N}{L_d} \quad \text{Ec (77)}$$

Donde:

K_L = Rigidez del CRP proyectada al marco

K_d = Rigidez axial del CRP

θ = Ángulo de inclinación del CRP respecto a la horizontal

f_k = Factor de modificación de la rigidez

A_N = Área del núcleo del CRP

L_d = Longitud del CRP

POR RESISTENCIA:

El cálculo del área por resistencia, a diferencia del caso anterior, no requiere de iteraciones (Ecuación 78). Para conocer el cortante que actúa en el nivel es necesario distribuirlo de acuerdo con las ecuaciones 79-82.

$$A_{ni} = \frac{V_{di}}{\text{Número de CRP} \times F_{ye} \times \cos(\theta)} \quad \text{Ec (78)}$$

$$c_d = \frac{V_{ys}}{W_e} \quad \text{Ec (79)}$$

$$W_e = \frac{[\sum(W_i \phi_i)]^2}{\sum(W_i \phi_i^2)} \quad \text{Ec (80)}$$

$$V_{bd} = \frac{c_d W_e}{R} \quad \text{Ec (81)}$$



$$F_{id} = \frac{W_i \phi_i}{\sum (W_i \phi_i)} V_{bd}$$

Ec (82)

Donde:

A_{ni} = Área del núcleo del dissipador en el i-ésimo nivel

V_{di} = Cortante actuante en el i-ésimo nivel

F_{ye} = Esfuerzo de fluencia del material del núcleo

C_d = Coeficiente sísmico para el sistema secundario

W_e = Peso modal efectivo

V_{bd} = Cortante basal para el sistema secundario

R = Factor de sobrerresistencia igual a 1

F_{id} = Fuerza sísmica en el nivel i

El área final será la mayor entre las dos calculadas (requisito por rigidez y por resistencia) y se ajustará a un área comercial proporcionada por el proveedor.

3.9. Comprobación

Finalmente, ya conocidas las dimensiones particulares de los elementos que componen cada subsistema estructural se deben modelar con ayuda de un software de análisis estructural y comprobar que el periodo de la estructura sea bastante cercano al planteado para lograr los objetivos de desplazamiento.



4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

4.1. Ubicación

La estructura propuesta se desplantará en el terreno limitado al norte por la calle Tolstói, al Oriente por el Circuito Interior Melchor Ocampo, al sur por Paseo de la Reforma y al poniente por la Calzada General Mariano Escobedo y Tolstói. En la Colonia Anzures, alcaldía Miguel Hidalgo, Ciudad de México, la figura 25 muestra en color rojo el sitio del predio seleccionado. La edificación se desplantará en una zona con periodo dominante de 1.0 s, correspondiente al límite entre las zonas tipo II y III, la figura 26 señala la ubicación del predio respecto a las distintas zonas geotécnicas.

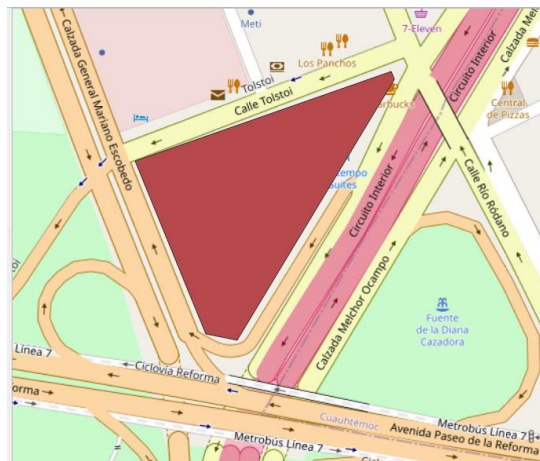


Figura 25. Ubicación del predio seleccionado.

La zona II (o de transición) está formada, en su mayoría, por estratos arenosos y estratos limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; por otro lado, la zona III (o lacustre) está integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla; los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales (Reglamento de construcciones del Distrito Federal, 2004). Particularmente, la zona III se caracteriza por presentar efectos amplificadores de la intensidad sísmica debido a lo explicado en el capítulo 1. Las coordenadas geográficas que se utilizarán para la obtención de los espectros de diseño son: 19.424808, -99.177774.

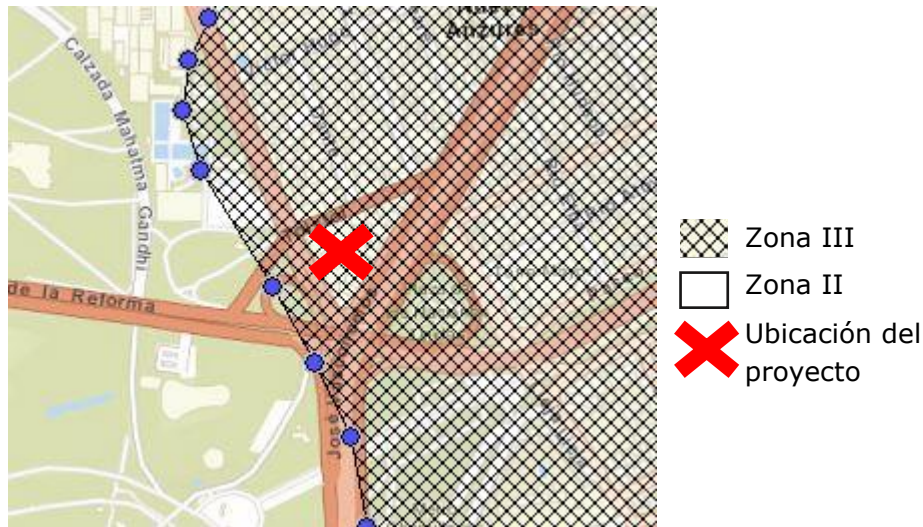


Figura 26. Ubicación del proyecto respecto a las zonas geotécnicas de la norma

4.2. Descripción

La estructura será destinada para oficinas, tendrá una dimensión en planta constante de 32 metros (m) por 32 m. Con una altura de entrepiso de 4 m para el primer nivel y 3.5 m para el resto de los niveles, en total serán 9 niveles; por lo que tendrá una altura de 32 m.

La solución estructural será un sistema dual formado por marcos de acero A572 Gr 50 (sistema principal) y contravientos restringidos al pandeo (sistema secundario). Las columnas tendrán una separación constante de 8 m en ambos sentidos. La estructuración general está representada en la figura 27.

El sistema de piso estará formado por Losacero (figura 28). Este sistema estará apoyado sobre vigas secundarias conectadas a cortante. Las vigas secundarias tendrán una separación de 2.0 m entre cada viga.

De acuerdo con el uso de la estructura, la edificación se clasifica en el subgrupo B1. Una vez definida la geometría general de la estructura se inicia con el prediseño de esta.

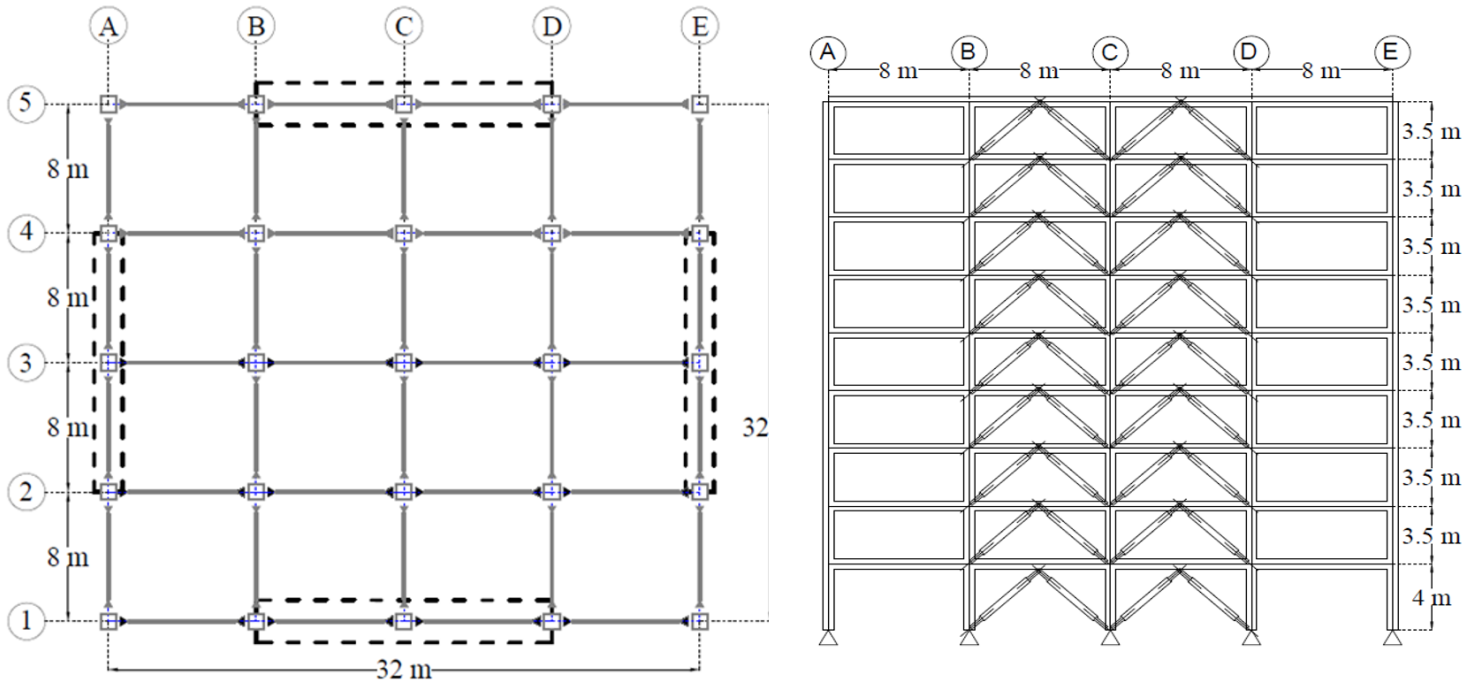


Figura 28. Planta y alzado de la estructura

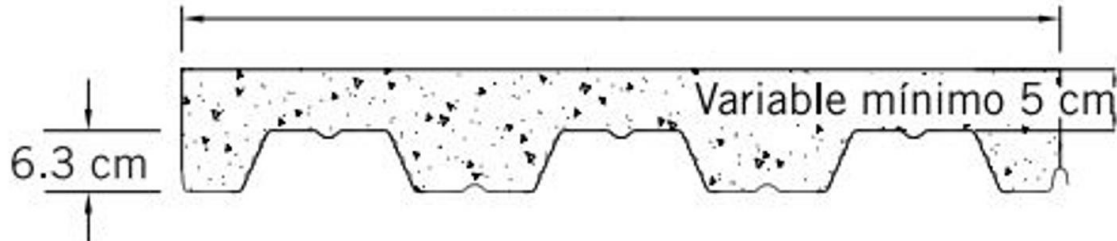


Figura 27. Sistema de piso Losacero Ternium, Tomado de: Manual de Instalación Ternium Losacero Sección 4

4.3. Bajada de cargas

4.3.1. Cargas vivas

Las cargas vivas actuantes sobre la estructura (tabla 8) se consideran de conformidad con las NTC-Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones (NTC-CADEE).

Las cargas vivas se definen como las fuerzas que se producen por uso y ocupación de las estructuras y no tiene un carácter permanente.



Tabla 8. Carga viva de acuerdo con las NTC-CADEE

Uso	Carga viva máxima kg/m ²	Carga viva máxima instantánea kg/m ²
Oficinas, despachos y laboratorios	250	180

4.3.2. Cargas muertas

De acuerdo con las NTC-CADEE la carga muerta se define como: el peso de los elementos estructurales, acabados y los elementos que tienen una posición permanente.

En las tablas 9 y 10 se muestran las consideraciones para el cálculo de la carga muerta de los entrepisos y azotea, respectivamente. Mientras que las tablas 11 y 12 muestran las cargas totales que actúan en cada nivel.

Tabla 9. Carga muerta en azotea

AZOTEA			
CONCEPTO	Espesor m	Peso volumétrico kg/m ³	PESO Kg/m ²
Impermeabilizante	0.003	1697	5.091
Enladrillado	0.02	1500	30
Firme de mortero	0.02	2100	42
Relleno de tezontle	0.04	1250	50
Losacero (calibre 22, espesor de concreto de 5 cm)	--	--	212
Instalaciones	--	--	20
Plafón	--	--	20
Carga muerta adicional por concreto	--	--	20



Carga muerta adicional por mortero	--	--	20
------------------------------------	----	----	----

Tabla 10. Carga muerta en entrepiso

ENTREPISO TIPO	
CONCEPTO	PESO Kg/m ²
Muros divisorios	100
Acabado de piso	80
Losacero (calibre 22, espesor de concreto de 5 cm)	212
Instalaciones	20
Plafón	20
Carga muerta adicional por concreto	20
Carga muerta adicional por mortero	20

Tabla 11. Carga sobre azotea

Carga total sobre azotea	
Concepto	Carga kg/m ²
Sobrecarga Muerta=	420
Carga Viva Máxima=	100
Carga Viva Instantánea=	70
Carga Viva Media=	15



Tabla 12. Carga sobre entrepiso

Carga total sobre entrepiso tipo	
Concepto	Carga kg/m ²
Sobrecarga Muerta=	472
Carga Viva Máxima=	250
Carga Viva Instantánea=	180
Carga Viva Media=	100

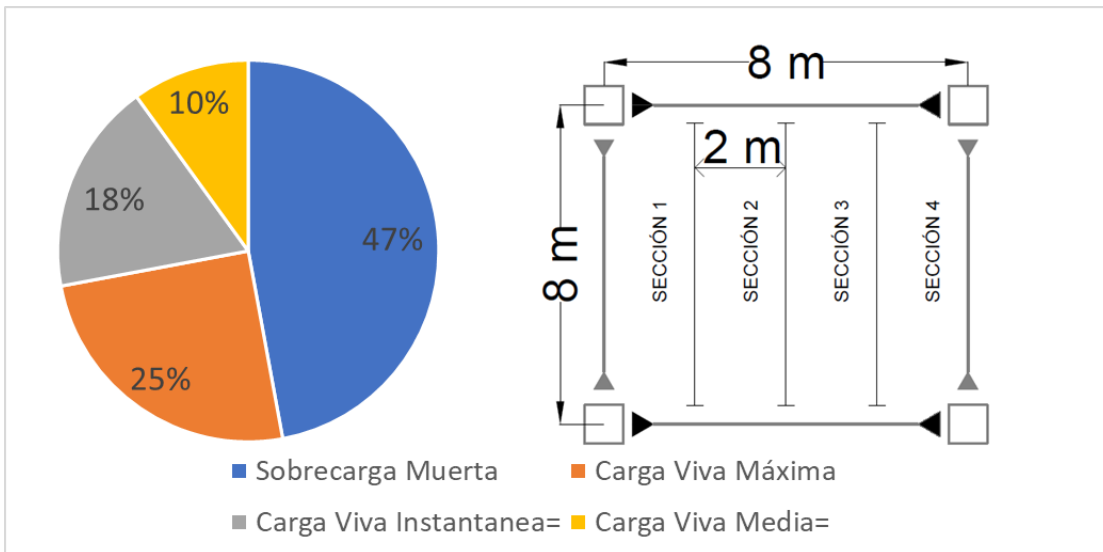


Figura 29. Distribución de cargas en entrepiso tipo.

4.4. Proceso de diseño

Para definir las secciones que formarán la estructura se seguirá el proceso explicado en el capítulo 3. Los pasos del procedimiento son:

1. Definir parámetros de diseño: cocientes de rigidez y resistencia.
2. Definir niveles de desempeño.
3. Definir las formas modales esperadas y factor de participación.
4. Definir las demandas sísmicas.
5. Obtener el periodo requerido de la estructura para cumplir con los niveles de desempeño seleccionados.
6. Distribuir la rigidez entre ambos subsistemas.



7. Diseñar el sistema primario de acuerdo con los requerimientos de rigidez y resistencia.
8. Diseñar el sistema secundario de acuerdo con los requerimientos de rigidez y resistencia.

A continuación, se resumen los resultados de cada etapa del procedimiento:

Los cocientes de rigidez y resistencia se seleccionan de acuerdo con las recomendaciones de Segovia y Ruiz (2014)

Tabla 13. Parámetros de diseño (sección 3.1)

Cociente de rigidez	$\alpha=0.3$
Cociente de resistencia	$\gamma=0.3$
Demanda de ductilidad	$Q_s=5.44$

Los niveles de desempeño son:

Tabla 14. Niveles de desempeño (Sección 3.2)

Estado límite	Distorsión límite	Desplazamiento de Azotea cm	COD
Totalmente Operacional	0.002	5.3	1.2
Seguridad de vida	0.012	32	1.2

Para calcular el factor de participación es necesario conocer la forma modal esperada, en la siguiente tabla se presenta la forma modal relativa o normalizada respecto al máximo valor y el factor de participación correspondiente.



Tabla 15. Formas modales y factor de participación (Sección 3.3)

Nivel	Forma modal ductilidad moderada	Forma modal lineal
9	1	1
8	0.9231	0.8906
7	0.8382	0.7813
6	0.7454	0.6719
5	0.6445	0.5625
4	0.5357	0.4531
3	0.4189	0.3438
2	0.2942	0.2344
1	0.1615	0.1250
Γ	1.3745	1.4448

4.4.1. Definición de demandas sísmicas

Los espectros sísmicos se obtienen con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2020, esta norma utiliza la plataforma "online" (SASID) para obtener los espectros sísmicos de pseudoaceleración.

La aplicación online requiere de los siguientes datos de entrada:

- Ubicación: 19.424808, -99.177774
- Factor de hiperestaticidad: 1
- Factor de importancia: Grupo B1
- Factor de irregularidad: 1

Al introducir los datos requeridos, el sistema genera de manera automática el espectro elástico. En la figura 30 se muestra el espectro de pseudoaceleración para el sitio en estudio.

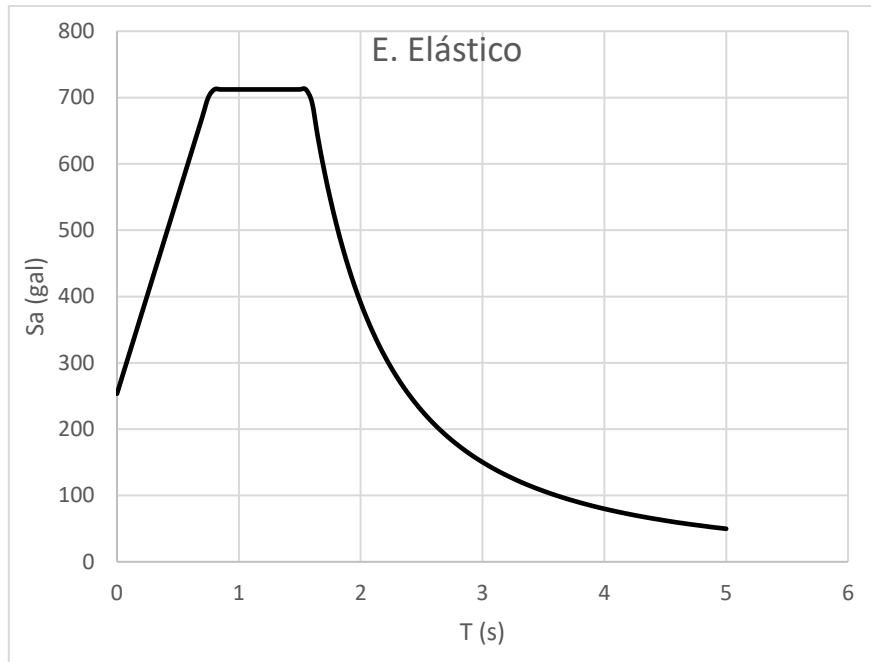


Figura 30. Espectro elástico (NTC-DS-2020).

A partir del espectro elástico de pseudoaceleración se obtiene el espectro elástico de desplazamiento. Este espectro se modifica por el factor K_s y factor F_{md} para obtener las demandas correspondientes al estado límite totalmente operacional y seguridad de vida, respectivamente. El factor F_{md} toma en cuenta la disipación de energía aportada únicamente por los disipadores. En la figura 31 se muestra el espectro elástico y los espectros modificados de desplazamiento.

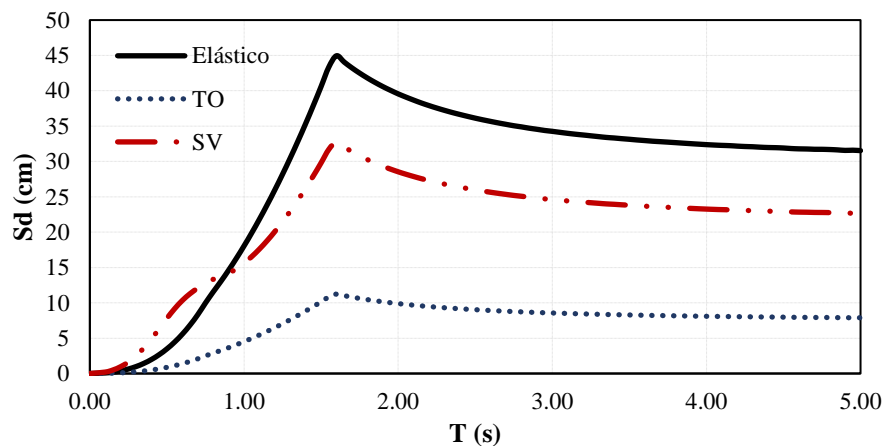


Figura 31. Espectros de desplazamiento: Elástico, Seguridad de Vida y Totalmente Operacional. (Modificado por F_{md})



El periodo que rige para el diseño se muestra en la tabla 16, resaltado en negritas. Este resulta de seleccionar el menor de los periodos obtenidos para cada estado límite, de acuerdo con lo indicado en la sección 3.5 "Obtención del periodo requerido de la estructura"

La tabla 17 resume la distribución de rigidez y resistencia de cada sistema de acuerdo con los parámetros seleccionados.

Tabla 16. Periodo requerido para cada estado límite

ESTADO LÍMITE	PERIODO REQUERIDO
Seguridad de vida	1.31 s
Totalmente operacional	0.89 s

Tabla 17. Distribución de rigidez y resistencia entre sistemas

Sistema primario	Sistema secundario	Sistema dual
$T_p = 1.62 \text{ s}$	$T_s = 1.06 \text{ s}$	$T_t = 0.89 \text{ s}$
$d_{yp} = 19.26 \text{ cm}$	$d_{ys} = 3.54 \text{ cm}$	$K_t/W = 0.05 \text{ 1/cm}$
$K_p/W = 0.02 \text{ 1/cm}$	$K_s/W = 0.04 \text{ 1/cm}$	$V_{yt}/W = 0.42$
$V_{yp}/W = 0.30$	$V_{ys}/W = 0.13$	

Donde:

T = Periodo del sistema primario (p), secundario (s) o dual (t), respectivamente.

d_y = Desplazamiento de fluencia del sistema primario (p) o del sistema secundario (s), respectivamente.

K = Rigidez del sistema principal (p), secundario (s) o dual (t)

V_y = Cortante que provoca la fluencia en el sistema primario (p) o secundario (s)

Una vez conocidos los parámetros de cada sistema, el siguiente paso es definir los perfiles estructurales que formarán el sistema principal. La tabla 18 resume los perfiles estructurales seleccionados para el sistema principal. Estos perfiles son del tipo W (de acuerdo con el AISC) para las vigas, mientras que para las



columnas se ha seleccionado perfiles cuadrados huecos (HSS, de acuerdo con el AISC) con una sección de 55x55 cm y espesor de pared "tc", señalado en la tabla 18.

Posteriormente, se muestran (tabla 19) las características del sistema secundario. Las dimensiones de los elementos se calcularon de acuerdo con los apartados "3.7 Diseño del sistema primario" y "3.8 Diseño del sistema secundario", respectivamente.

Tabla 18. Propiedades del sistema principal

Nivel	m	K	Inercia Viga	Sección	Inercia Columna	tc	tc promedio
	t s ² /cm	t/cm	cm ⁴		cm ⁴	cm	cm
9	0.581	233.00	57744.91		101053.59	0.96	
8	0.766	233.00	67840.70	W24x55	118721.23	1.14	1.59
7	0.766	233.00	44950.15		78662.76	0.74	
6	0.766	372.80	85194.54		149090.45	1.46	
5	0.766	372.80	96439.48	W24x76	168769.09	1.67	1.59
4	0.766	372.80	81398.22		142446.89	1.39	
3	0.766	466.00	104136.83		182239.46	1.81	
2	0.766	466.00	125033.15	W24x84	218808.02	2.23	1.91
1	0.766	466.00	66282.53		132565.06	1.28	

Tabla 19. Propiedades del sistema secundario

Nivel	m	Nº de CRP	Long del disipador m	fk	Área calculada cm ²	Área comercial cm ²
	t*s ² /cm					
9	0.5636	8	5.315	1.721	22.186	23
8	0.7447	8	5.315	1.721	22.186	23
7	0.7447	8	5.315	1.721	22.186	23
6	0.7540	8	5.315	1.721	35.497	35
5	0.7540	8	5.315	1.721	35.497	35
4	0.7540	8	5.315	1.721	35.497	35
3	0.7601	8	5.315	1.721	44.371	45
2	0.7624	8	5.315	1.721	44.371	45
1	0.7644	8	5.657	1.721	44.371	45

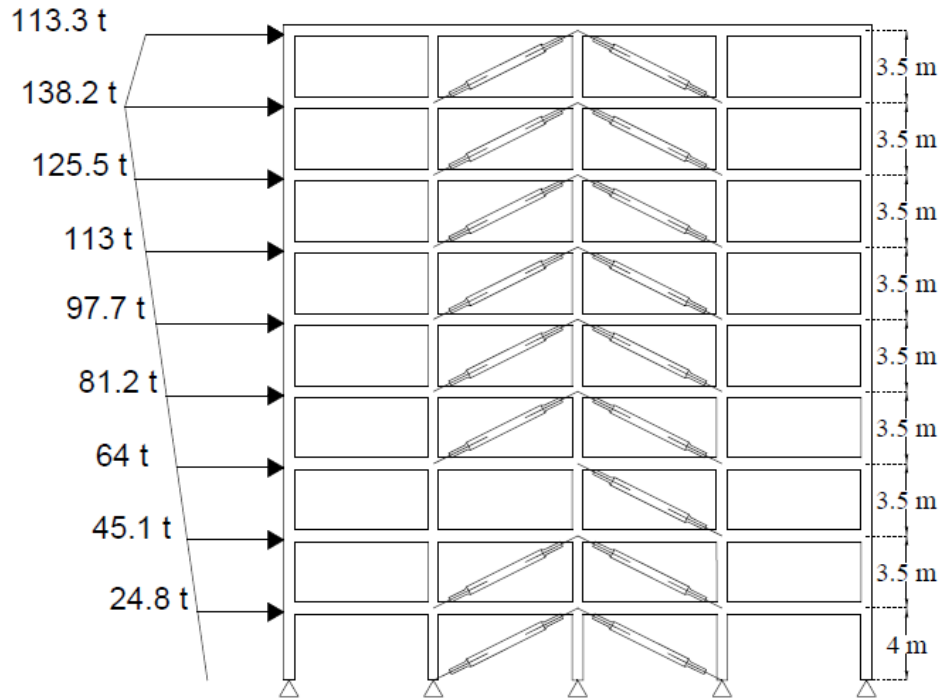


Figura 32. Distribución de fuerzas en la estructura.

4.5. Resultados

Por último, se comprueban los resultados del proceso de diseño. La tabla 20 muestra los periodos obtenidos para cada sistema. El periodo calculado del sistema secundario se obtiene con la ecuación 83:

$$T_s = 2 \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{T_t^2} - \frac{1}{T_p^2}}} \quad \text{Ec (83)}$$

Tabla 20. Periodos objetivo vs Periodos obtenidos

	PERIODO OBJETIVO s	PERIODO CALCULADO s
Sistema principal	1.617	1.624



Sistema secundario	1.058	1.076
Sistema dual	0.885	0.897

La tabla 21 resume los perfiles y secciones del sistema estructural:

Tabla 21. Resultados del proceso de diseño: Dimensiones del sistema estructural

NIVEL	VIGA	COLUMNA		ÁREA DEL NÚCLEO DEL CRP cm ²	fk
		DIMENSIÓN cm	ESPESOR cm		
9	W24x55	55	1.59	23	1.721
8	W24x55	55	1.59	23	1.721
7	W24x55	55	1.59	23	1.721
6	W24x76	55	1.59	35	1.721
5	W24x76	55	1.59	35	1.721
4	W24x76	55	1.59	35	1.721
3	W24x84	55	1.91	45	1.721
2	W24x84	55	1.91	45	1.721
1	W24x84	55	1.91	45	1.721

Con base en la cantidad de acero requerido por la estructura se obtiene una densidad de acero de 55.65 Kg/m².

Con apoyo del software de análisis estructural (ETABS V16) se somete la estructura al espectro correspondiente al estado límite Totalmente Operacional obteniendo un desplazamiento de azotea de 5.03 cm. Las distorsiones obtenidas para cada entrepiso se resumen en la tabla 22.



Tabla 22. Distorsiones

TOTALMENTE OPERACIONAL	
NIVEL	DISTORSIÓN
9	0.000951
8	0.001435
7	0.001734
6	0.001721
5	0.001864
4	0.001921
3	0.001712
2	0.001662
1	0.001268

Como se puede observar en la tabla 22 la máxima distorsión del edificio resulta en el nivel 4. Esta distorsión es similar a la planteada como objetivo de diseño (0.002), variando en 0.0001.

Para generar los resultados de la tabla 22 se utilizó el programa de cómputo ETABS v16, se trata de un software de la compañía CSI, enfocado al análisis estructural y dimensionamiento de edificios. El software requiere como datos de entrada: características del material, geometría general de la estructura, dimensionamiento de los elementos estructurales, cargas actuantes sobre la estructura y la demanda sísmica a la que será sometida.

Para el caso de seguridad de vida no es posible realizar un análisis lineal, dado que el espectro modificado considera la no linealidad de los disipadores, por lo que la respuesta debe ser calculada mediante análisis no lineal para corroborar los desplazamientos objetivos de diseño y las respectivas distorsiones.



5. CONCLUSIONES

En este trabajo se aplicó un método de diseño estructural basado en el control de desplazamiento. El método está orientado a satisfacer las necesidades de la filosofía de diseño basada en desempeño. Para la aplicación del método se definieron conceptos claves como: objetivos de diseño, factor de amortiguamiento, método para la distribución de rigideces.

Una vez realizado el análisis modal a la estructura resulta relevante que los resultados obtenidos son muy cercanos a los valores establecidos al inicio del método. Es decir, la distorsión máxima de la estructura no rebasó la distorsión permisible y el desplazamiento máximo obtenido no provocaría daños en el sistema estructural. Los resultados se presentan en la tabla 22 "Distorsiones". Es importante señalar que los resultados obtenidos son para el estado límite dominante, en este caso para el estado límite Totalmente Operacional.

Por otro lado, para corroborar los resultados correspondientes al estado límite de Seguridad de Vida (SV) es necesario recurrir a análisis no lineales. La utilización de estos análisis permitiría conocer los niveles de desplazamiento así como corroborar que los disipadores sean los únicos elementos estructurales dañados. De esta forma se comprobaría el cumplimiento del estado límite. El factor de amortiguamiento "Fmd" (para la modificación del espectro de desplazamiento) es de utilidad para conseguir resultados que cumplan con el objetivo de desplazamiento planteado desde la primera propuesta estructural.

En la actualidad los métodos de diseño basados en desplazamiento consideran hipótesis simplificadoras que se aproximen a la realidad, por ejemplo, en este caso particular el método no considera la interacción suelo-estructura. Tampoco considera el caso de una arquitectura que no sea sensiblemente simétrica tanto en planta como en elevación, lo anterior provocaría que modos superiores contribuyan de manera importante en la respuesta.

El método de diseño planteado difiere de los que comúnmente se enseñan en las aulas dentro de la Facultad, pues plantea un procedimiento inverso; es decir, se inicia con un desplazamiento objetivo procurando no rebasarlo mientras que en los métodos tradicionales la revisión del desplazamiento se deja en última instancia.



BIBLIOGRAFÍA

- Aguilera Reveles, A. M. (2011). *Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado*. Distrito Federal, México.
- Alberto Sánchez Badillo, A. T. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de Aplicación. *Ingeniería sísmica*(78), 47-71. Recuperado el 02 de 03 de 2020, de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000100003&lng=es&nrm=iso
- Avilés, R. S. (2001). *Dispositivos para el control de vibraciones*. Valdivia.
- Bayona Viveros, J. A. (Enero de 2013). *Sismicidad y Mecanismo de Ruptura en el Suroeste del Golfo de México*. Ciudad de México, México. Recuperado el 13 de 03 de 2020, de <http://132.248.9.195/ptd2013/enero/0687550/Index.html>
- Bojórquez Mora, E., Chávez López, R., Ruiz Gómez, S. E., & Reyes Salazar, A. (2014). Una medida de intensidad sísmica que predice el comportamiento no lineal y el efecto de los modos superiores. *Ingeniería sísmica*, 1-33.
- Castillo, T., & Ruiz, S. E. (2014). Reduction factor for seismic design spectra with viscous dampers. *Journal of Earthquake Engineering*, 323-349.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. Ciudad de México: Pearson.
- Chopra, K., & Goel, K. (2001). *Improved Direct Displacement-based Design Procedure for Performance-Based Seismic Design of Structures*. Washington, D.C.
- Cortés Pérez, J. J. (2012). *Comportamiento de estructuras ante acciones sísmicas utilizando amortiguadores viscosos como sistemas de disipación pasiva de energía. Tesis de Licenciatura "*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- DAMPO SYSTEMS S.A. de C.V. (-). *Manual de diseño de estructuras equipadas con disipadores histeréticos*. Ciudad de México: DAMPO.



Daza, D. (21 de 09 de 2017). *Peru 21*. Recuperado el 13 de Marzo de 2020, de <https://peru21.pe/ciencia/cinturon-fuego-pacifico-produce-fuertes-terremotos-376813-noticia/>

Delgado De Agrela, K. F. (2018). *Método generalizado de diseño basado en desplazamiento directo para edificios con disipadores viscosos no lineales y alternativamente con histeréticos*. Ciudad de México: IINGEN.

Dirección General de Divulgación de la Ciencia. (30 de Mayo de 2016). *Fundación UNAM*. Recuperado el 13 de Marzo de 2020, de <http://www.fundacionunam.org.mx/ecopuma/la-unam-te-explica-la-historia-hidrologica-de-la-cuenca-de-mexico/>

FEMA. (2018). *FEMA 58 Seismic Performance Assessment of Buildings*. Washington: FEMA.

Gobierno de la Ciudad de México. (2004). Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Artículo 170. Distrito Federal, Distrito Federal, México.

Guerrero, H., Ji, T., Teran-Gilmore, A., & Escobar, A. (2016). A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with buckling-restrained braces. *Elsevier. Engineering Structures*, 141-154.

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero. (2014). *Manual de Construcción en Acero* (5° ed.). Ciudad de México: Limusa.

Lázaro, M. P. (2008). *DESARROLLO Y APLICACIÓN DE ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME EN LA EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS BASADOS EN EL DESEMPEÑO*. CIUDAD DE MÉXICO: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM TESIS.

Mayoral, J. M., Alberto, Y., Mendoza, M. J., & Romo, M. P. (Mayo de 2009). Seismic response of an urban bridge-support system in soft clay. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(5), 925-938. Recuperado el 13 de 03 de 2020, de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726108002169#fig8>

Meli, R. (1995). *Diseño Estructural*. Distrito Federal: Limusa.



- Mendoza Abundis , I. J. (2019). *Cocientes de espectros de respuesta para sistemas con amortiguamiento viscoso no lineal en distintas zonas de la Ciudad de México. Tesis de Licenciatura*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería.
- Moehle, J., & Deierlein, G. (2004). A Framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering. *13° World Conference on Earthquake Engineering*.
- Nangullasmu, H. (2011). *Propuesta de criterios de diseño sísmico conforme a reglamento para marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores histeréticos Tesis de Maestría, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana*.
- Orellana, M. A., Ruiz, S. E., & Rodríguez-Castellanos, A. (2021). Displacement Spectra Damping Factors for Preliminary Design of Structures with Hysteretic Energy-Dissipation Devices. *Journal of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1080/13632469.2021.1913455>.
- Oviedo, J. A., & Del Pilar, M. (Diciembre de 2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *EIA(6)*, 105-120. Recuperado el 23 de 06 de 2020
- Palazzo, B., Castaldo, P., & Marino, I. (2015). The Dissipative Column: A New Hysteretic Damper. *Buildings*, 163-178.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structure*. Pavia: IUSS Press.
- Rodriguez, V. C. (2019). *Diseño de disipadores de energía sísmica del tipo contraventeos restringidos al pandeo (CRP)*. Ciudad de México.
- Rojas Jaramillo, P. A. (2014). *Tesis de Licenciatura: Análisis modal del banco de ensayo de vibraciones del laboratorio del departamento de ingeniería mecánica*. Chile: Universidad del Bío-Bío.
- Schultz, A. E. (1992). Approximating lateral stiffness of stories in elastic frames. *Journal of Structural Engineering*, 243-263.



Segovia Ochoa, V. A. (2015). *Criterio de diseño sísmico óptimo por desplazamiento para edificios con disipadores histeréticos*. Distrito Federal.

Segovia, V., & Ruiz, S. E. (2017). Direct Displacement-Based Design for Buildings with Hysteretic Dampers, using Best Combinations of Stiffness and Strength Ratios. *Journal of Earthquake Engineering*, 752-775.

Sullivan, T. J., Priestley M, J. N., & Calvi, G. M. (2006). *Seismic Design of Frame-Wal Structures*. Pavia, Italia: IUSS Press.

Tehranizadeh, M. (2001). Passive energy dissipation device for typical steel frame building in Irán. *Engineering Structures*, 643-655.

Teran Gilmore, A., & Virto Cambray, N. (2009). Preliminary design of low-rise buildings stiffened with buckling-restrained-braces by a displacement-based approach. *Earthquake Spectra*, 185-211.

Terán, A. G. (Julio-Diciembre de 2010). El futuro del diseño sismorresistente de las edificaciones de concreto reforzado: Una visión basada en la sustentabilidad. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 2(1), 2-16. Recuperado el 13 de 03 de 2020, de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112010000100001

Yu-Yuan, L., Kuo-Chun, C., Meng-Hao, T., & Ting-Fu, W. (2002). Displacement-Based Seismic Design for Building. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 89-98.

Los registros acelerográficos proporcionados han sido producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM.