



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UNA
ESTRUCTURA DE HOSPITAL CON DISIPADORES DE ENERGÍA DEL TIPO CRP

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ERIBERTO ELÍAS BALLINAS DÍAZ

TUTOR:
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

Ciudad de México, 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ
Secretario: Dr. OSCAR LÓPEZ BATÍZ
Vocal: Dr. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
1^{er.} Suplente: Dr. ADRIÁN POZOS ESTRADA
2^{do.} Suplente: Dr. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

FIRMA

RESUMEN

Se presentan y se comparan tres propuestas de reforzamiento sísmico de la estructura de un hospital ubicada en la ciudad de Puebla. El reforzamiento es a base de disipadores de energía del tipo contraventeo restringido al pandeo (CRP). Se utiliza una metodología de diseño basada en desempeño. Mientras que en una de las propuestas los CRPs se distribuyen a partir del concepto de diseño de estructuras rígidas, en las otras dos, los CRPs se distribuyen usando una configuración muy usada en la práctica profesional, es decir, usando diagonales simples. Se realizan análisis estructurales no lineales de la estructura y se revisa la capacidad de carga de los elementos estructurales usando el programa de cómputo CANNY-E. La estructura se sometió a múltiples registros sísmicos compatibles con la amenaza sísmica local antes y después del reforzamiento con CRPs. El diseño preliminar para el área de acero en el núcleo de los CRPs se realizó evaluando a la estructura como un sistema dual equivalente de un grado de libertad. Los resultados muestran que con el diseño por conceptos de estructura rígida se presenta una mayor disipación de energía por parte de los CRPs, una mejor distribución de esfuerzos en los elementos estructurales, reducción de la respuesta dinámica ante los terremotos simulados, y menores demandas en la cimentación. Para esa alternativa, se requieren CRPs con menores núcleos, lo que reduce su costo y permite un refuerzo de la estructura más económico.

ABSTRACT

Three proposals for seismic reinforcement of a hospital structure located in Puebla City with a type of energy dissipators; namely, Buckling Restrained Braces (BRBs) are presented. A performance-based design methodology was used. For one of the proposals the BRBs were distributed based on the concept of design of rigid structures. For the other two, the BRBs were distributed using a configuration commonly used in professional practice, i.e., using simple braces. Nonlinear numerical analysis of structure were conducted using the finite element software CANNY-E. The structure was subjected to multiple seismic records compatible with the local seismic hazard before and after reinforcement with BRBs. The preliminary design of the BRBs was performed by evaluating the structure as a dual equivalent system of one degree of freedom. The results show that the design by rigid structure concepts presents greater energy dissipation by the BRBs, better distribution of stresses in the structural elements and reduction of the dynamic response to the simulated earthquakes. For this alternative, BRBs with smaller cores were required, which reduces their cost and allows more economic reinforcement.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), el apoyo económico recibido durante mis estudios de maestría.

Agradecimientos al Dr. José Alberto Escobar Sánchez por haberme dirigido la tesis.

Agradecimientos especiales al Dr. Héctor Guerrero Bobadilla por el tiempo que me dedico para compartirme su conocimiento y ayudarme con la realización de esta tesis.

CONTENIDO

RESUMEN.....	III
ABSTRACT	IV
AGRADECIMIENTOS.....	V
CONTENIDO	VI
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	1
1.3. OBJETIVOS Y ALCANCES.....	2
1.3.1 Objetivo general.....	2
1.3.2 Objetivos particulares.....	2
1.4. CONTENIDO DE LA TESIS.....	2
2. ESTADO DEL ARTE	4
2.1. INTRODUCCIÓN.....	4
2.2. INVESTIGACIONES SOBRE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON CRPS.....	4
2.3. INVESTIGACIONES SOBRE DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON CRPS.....	5
2.4. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO.....	7
2.5. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO.....	8
2.5.1 Capacidad de deformación de marcos de concreto reforzado.....	8
2.5.2 Análisis dinámico no lineal.....	9
2.5.3 Modelos de histéresis.....	9
2.5.4 Degradación de rigidez.....	9
2.6. CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO.....	10
2.7. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE MARCOS EQUIPADOS CON CRPS.....	11
3. ESTRUCTURA ESTUDIADA.....	13
3.1. RECOPIACIÓN DE DATOS.....	13
3.2. MODELO MATEMÁTICO.....	14
3.2.1. Consideraciones generales.....	14
3.2.2. Asignación del modelo de histéresis de los elementos estructurales.....	14
3.2.3. Geometría de la estructura y de los elementos estructurales.....	15
3.2.4 Cargas.....	16
3.3. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO EN LA ESTRUCTURA.....	17
3.4. NIVELES DE DISEÑO SÍSMICO.....	18
3.5. ACELEROGRAMAS UTILIZADOS.....	18
3.6. ANÁLISIS PASO A PASO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL (SIN CRPS).....	19
3.6.1 Parámetros considerados para el análisis.....	19
3.6.2 Resultados.....	19
4. ESTRUCTURA REFORZADA	23
4.1. PROCEDIMIENTO PARA EL REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL.....	23
4.2. DISTRIBUCIONES PROPUESTAS DE LOS CRPS.....	23
4.3. DISEÑO DE LOS CRPS.....	24
4.3.1. Transformación del sistema de MGDL al sistema equivalente de 1GDL.....	25
4.3.2. Análisis de desplazamientos con el sistema equivalente de 1GDL.....	26
4.3.3. Desplazamientos con el sistema dual equivalente de 1GDL.....	26
4.3.4. Áreas de los núcleos de los CRPs.....	28
4.4. CAPACIDAD DE CARGA LATERAL.....	29
4.5. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA REFORZADA.....	30
4.5.1. Distorsiones de entrepiso.....	30
4.5.2. Amortiguamiento histerético y energía disipada.....	32

4.5.3.	Reacciones en la cimentación	35
4.5.4.	Probabilidad de colapso	36
4.5.5.	Probabilidad de daño en elementos no estructurales	37
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		38
REFERENCIAS		40

1. INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la parte central del país existen edificaciones vulnerables a sufrir daños estructurales ante terremotos de gran intensidad, como los reportados por el CENAPRED (1999) en el sismo de Tehuacán, Puebla, en 1999. La mayoría de estas edificaciones fueron diseñadas con códigos vigentes a la fecha de su construcción, mismos que probablemente no cumplan con las recomendaciones de los códigos de la actualidad. Hacer caso omiso a este problema puede provocar pérdidas materiales, económicas y de vidas humanas enormes; como las de México (1985), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Kobe (1995). Existen tres alternativas para estos edificios: reforzarlos; demolerlos y reconstruirlos; o aceptar los niveles de riesgo actuales siempre que cumplan al menos los niveles de seguridad de resistencia (Downs et al, 1991).

Se pueden realizar revisiones a las edificaciones partiendo de una filosofía de comportamiento sísmico basada en desempeño, en la cual la estructura tiene que cumplir con objetivos en términos de distorsiones de entrepiso para demandas a diferentes intensidades sísmicas. Desde sus inicios, en el análisis de estructuras resistentes a cargas sísmicas se consideraron indirectamente los desplazamientos como un parámetro trascendental para describir el comportamiento inelástico de las estructuras. En estudios realizados en sistemas de un grado de libertad (IGDL), se observó que era posible relacionar las demandas de ductilidad de desplazamiento con la resistencia de una estructura, suponiendo que los desplazamientos máximos inelásticos no son significativamente diferentes a los desplazamientos elásticos obtenidos de sistemas con el mismo periodo de vibración y nivel de amortiguamiento (Veletsos y Newmark, 1960). Mientras que en un diseño tradicional, se requiere conocer el periodo fundamental de la estructura, con la aceleración y la masa, se calcula la fuerza de inercia que se aplica a la estructura como una fuerza horizontal; el diseño basado en desplazamientos se realiza estableciendo desplazamientos objetivos para distintos niveles de intensidad, entonces la resistencia y la rigidez de la estructura dependerán de los desplazamientos obtenidos.

De acuerdo con el comité de visión 2000 (SEAOC, 1995), se proponen cuatro niveles de desempeño (operación completa, operación inmediata, seguridad de vida y colapso preventivo) y cuatro niveles de diseño sísmico (frecuente, ocasional, raro y muy raro). También ofrece una clasificación de objetivos: instalaciones de seguridad crítica (instalaciones que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos como toxinas, materiales radiactivos o explosivos), instalaciones esenciales/peligrosas (instalaciones críticas después del terremoto como hospitales, centro de comunicaciones, policías, bomberos, etc.) e instalaciones básicas (todas las demás estructuras).

Para proporcionarle a la edificación mayor rigidez, resistencia, ductilidad y sobre todo, capacidad de disipación de energía de manera estable a costos bajos, una de las soluciones para reforzarla contra los cuatro niveles de intensidad sísmica, consiste en colocar disipadores de energía sísmica, como contraventeos restringidos al pandeo (CRPs).

1.2. JUSTIFICACION

La parte central del país presenta un riesgo sísmico muy elevado por su alta densidad poblacional y su expansión a varias fuentes sísmicas. Actualmente se conocen distintas fuentes sísmicas que afectan el territorio mexicano, como las ubicadas en las costas mexicanas y los sismos profundos y de mediana profundidad que se dan al interior del país (sismos intraplaca) en los estados centrales (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

De las brechas que pueden generar eventos sísmicos, las más importantes al día de hoy son: la brecha de Michoacán, brecha de Tehuantepec y en especial la brecha de Guerrero. Esta brecha se enfatiza por su gran quietud sísmica, de 100 años aproximadamente.

En esta brecha ocurrieron seis sismos de gran magnitud de 1845 a 1911 que generaron daños importantes, por lo que existe suficiente potencial para que se produzcan más (<http://www.cenapred.unam.mx>).

No menos importante que los sismos de subducción generados en las costas mexicanas, los sismos intraplaca presentan un alto peligro sísmico, un ejemplo muy conocido es el llamado sismo de Tehuacán en Puebla, región donde se encuentra ubicado la edificación en estudio. Por lo anterior, en esta tesis se presenta una propuesta de reforzamiento del hospital de San Alejandro, localizado en la ciudad de Puebla con la finalidad de evaluar los beneficios de los CRPs y el efecto de su configuración en la altura del edificio.

1.3. OBJETIVOS Y ALCANCES

1.3.1 Objetivo general

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal proponer el reforzamiento del hospital del IMSS San Alejandro en Puebla, con disipadores del tipo CRP. Evaluar sus beneficios y el efecto de su configuración en la altura del edificio.

1.3.2 Objetivos particulares

- Evaluar el desempeño sísmico del edificio ante posibles movimientos sísmicos compatibles con la amenaza local.
- Comparar la respuesta del hospital sin contraventeos y con contraventeos restringidos al pandeo utilizando análisis estáticos no-lineales y análisis dinámicos paso a paso con el programa de análisis estructural CANNY-E.
- Comparar diferentes distribuciones de contraventeos, para obtener el diseño más adecuado al tipo de estructura.
- Exponer los beneficios de las distribuciones basadas en la ideología de diseño de estructuras rígidas.
- Lograr, mediante el diseño de reforzamiento con CRPs, un sistema inelástico con el concepto de fusibles estructurales, mismos que estarán diseñados para dañarse y, al mismo tiempo, para proteger a la estructura principal, que deberá permanecer esencialmente sin daño.

1.4. CONTENIDO DE LA TESIS

En este trabajo se presentan cuatro capítulos, los cuales se encuentran relacionados con el proceso de investigación y reforzamiento del hospital en estudio.

En el primer capítulo se realiza una introducción, permitiendo al lector informarse brevemente sobre la problemática que se plantea investigar, la justificación de esta tesis, así como los objetivos (generales y particulares) y alcances que encaminaron el desarrollo de este trabajo de tesis.

El segundo capítulo describe brevemente la bibliografía más relevante relacionada con este estudio y se presentan, las bases teóricas para soportar los criterios de diseño propuestos para el reforzamiento del hospital.

En el tercer capítulo se hace una evaluación de la estructura sin refuerzo. Se presentan los resultados en términos de distorsiones de entrepiso.

En el cuarto capítulo se describe el criterio de diseño, el proceso y las bases utilizadas para la incorporación del refuerzo. Se desarrolla el procedimiento para el cálculo de área de acero en el núcleo de los dispositivos disipadores de energía para las propuestas planteadas. Se presentan también resultados del análisis de la estructura reforzada. Los resultados obtenidos se presentan en términos de: distorsiones, desplazamientos, energía disipada, probabilidad de colapso y de daños a elementos no estructurales.

Al final se presentan las conclusiones y recomendaciones que se generaron producto de esta investigación, siguiendo con las referencias bibliográficas consultadas para este estudio.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. INTRODUCCIÓN

El estudio del reforzamiento de estructuras de concreto a base de CRPs no es tan común en México. El uso de este tipo de sistemas para disipar energía ha sido ampliamente estudiado en países como Japón y los EE.UU. Tanto es así que en Japón el 70% de los edificios con alturas mayores a 60 metros poseen algún tipo de dispositivo para disipar energía (Wada et al., 2003). Los tipos de reforzamiento a estructuras existentes que están estructurados a base de marcos, normalmente se realizan con contraventeos metálicos convencionales. Su diseño se basa en los esfuerzos a los que son demandados, producto de la gran rigidez que presentan. El uso de estos contraventeos aporta mucha rigidez a la estructura pero poca capacidad para disipar energía, pues aumenta los esfuerzos en los elementos estructurales así como los esfuerzos en la cimentación.

Actualmente, la eficiencia observada en investigaciones acerca de CRPs, tanto para reparación, como para el diseño de estructuras nuevas, ha despertado el interés de usarlos en México. Tanto es así que ya se presenta un método de diseño en las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras Metálicas 2016 (NTCEM – 2016).

A continuación se presentan algunos resultados obtenidos por investigadores tanto en proyectos de reparación como en proyectos de diseño de estructuras nuevas y en estudios analíticos.

2.2. INVESTIGACIONES SOBRE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON CRPs

Chiodi et al., (2012), presentaron la evaluación del desempeño sísmico de un edificio de cuatro niveles que fue diseñado únicamente ante cargas gravitacionales. Este presenta una baja resistencia lateral y ductilidad limitada. La evaluación estructural se realizó debido al cambio de uso del edificio. La rehabilitación se dio con amortiguadores del tipo CRPs. En el estudio adoptaron un enfoque de diseño que supone una estructura primaria con comportamiento elástico y una estructura secundaria con comportamiento inelástico (CRPs). Como resultado de las pruebas lograron una respuesta elástica en la estructura primaria.

Mahrenholtz et al., (2014), propusieron un método para mejorar y reforzar estructuras de concreto con disipadores de energía del tipo CRPs. La evaluación muestra que la propuesta del método de diseño adecuado es factible e incrementa la resistencia así como la ductilidad para un desempeño sísmico adecuado.

Della Corte, (2015), presentó los resultados de un reforzamiento de una estructura a través de contraventeos restringidos al pandeo. El reforzamiento se obtuvo siguiendo tres objetivos principales; 1) que los dispositivos fueran fáciles de desmontar, esto para poder hacer una revisión de estos después de un terremoto y poder reemplazarlos fácilmente; 2) que los dispositivos no intervinieran con las funciones del edificio y 3) que no intervinieran o dañaran la estética del edificio. Los tres objetivos fueron cumplidos.

Almeida, (2016), presentó un estudio de reforzamiento de estructuras de concreto reforzado con contraventeos restringidos al pandeo. Las estructuras a reforzar fueron diseñadas sin consideraciones de resistencia sísmica. La eficacia de la solución del reforzamiento, inicialmente diseñada de acuerdo con Kasai et al., (1998), se evaluó mediante análisis numéricos estáticos y dinámicos no lineales. Los resultados de estos análisis llevaron al desarrollo de un método de diseño con el fin de optimizar las

dimensiones de los CRPs. El desarrollo se basó en el método simplificado para predecir la respuesta de un sistema pasivo, mediante la creación de un sistema equivalente de un grado de libertad. Los resultados confirmaron que el reforzamiento dado por la metodología usada, aumentó significativamente la resistencia, la capacidad de deformación y la disipación de energía. Reduciendo así, los daños en la estructura original.

2.3. INVESTIGACIONES SOBRE DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON CRPs

Kim y Seo, (2004), presentaron un procedimiento de diseño directo basado en desplazamientos para estructuras a base de marcos de acero reforzados con CRPs. El sistema estructural propuesto está conectado a la estructura principal en forma de conexión articulada. La estructura principal se diseñó por cargas verticales, mientras que para las cargas laterales, se planteó la hipótesis que los CRPs lo resistieran al 100%. A través de análisis modal espectral y paso a paso, Kim y Seo, (2004) lograron que los modelos diseñados por el método propuesto cumplieran con los objetivos de diseño planteados.

Terán y Virto, (2009), presentaron una metodología basada en el control de desplazamientos laterales para el diseño por desempeño de un sistema de contraventeos desadheridos. La metodología aplica al caso de estructuras de baja altura. En el artículo, la metodología propuesta se aplicó para el diseño sísmico de un edificio de cinco pisos ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México. Se evaluaron las características mecánicas globales de dicho edificio, y su desempeño sísmico ante excitaciones sísmicas generadas en esa zona. En esta metodología se estableció una serie de relaciones explícitas entre las propiedades estructurales de un contraventeo (ángulo de inclinación, área transversal y esfuerzo de fluencia) y las características mecánicas que aportó al edificio (rigidez, resistencia y desplazamiento de fluencia lateral). Las relaciones se dan por las ecuaciones 2.1 a 2.3.

$$\frac{K_L}{(A/L)} = \frac{E \cos^2 \theta}{\gamma + \eta(1-\gamma)} \quad (2.1)$$

Esta ecuación representa la rigidez lateral que aporta un contraventeo a un entrepiso dado (K_L) y que se relaciona con el área del núcleo (A). Donde L es la longitud total del contraventeo, E el módulo de elasticidad y θ su ángulo de inclinación. γ es el cociente de la longitud del núcleo del contraventeo L_c entre L . η es el cociente entre los esfuerzos axiales promedio fuera del núcleo y en el núcleo del contraventeo.

Para la distorsión de entrepiso en la que se presenta la fluencia de un contraventeo, se estableció la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{\Delta_L}{h}\right)_y = \frac{f_y[\gamma + \eta(1+\gamma)]}{E \operatorname{sen} \theta \cos \theta} \quad (2.2)$$

donde Δ_L y h son el desplazamiento lateral relativo y la altura del entrepiso, respectivamente; f_y el esfuerzo de fluencia del contraventeo. La ecuación (2.2) permite establecer el esfuerzo de fluencia requerido para los contraventeos en función de la distorsión de entrepiso a la que debe fluir el sistema de contraventeos.

Por último, establece una relación entre el área del núcleo y el cortante lateral (V_L) con que contribuye el contraventeo al cortante lateral de entrepiso. La ecuación 2.3 permite establecer el área requerida para el sistema de contraventeo en función de su geometría.

$$V_L = A f_y \cos \theta \quad (2.3)$$

Maley et al., (2010), propusieron un método de diseño basado en desplazamientos para sistemas duales de acero que incorporan CRPs. La validez del método se estableció a través de un estudio que consideró diseño de edificios de 6, 9, 12 y 18 pisos. Para el análisis no lineal en la historia se consideró diez acelerogramas compatibles con el espectro de diseño de la región. Los resultados mostraron que el método de diseño por desplazamientos propuesto proporcionó un buen control de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso en la estructura. Además, el artículo demuestra cómo el trabajo conjunto de los marcos resistentes a momento en paralelo con los CRPs, pueden ser un medio efectivo para limitar las deformaciones residuales laterales en los edificios.

Segovia, (2015), propuso un procedimiento de diseño utilizando los conceptos de diseño por desplazamiento directo que permite controlar la contribución de rigidez y resistencia entre dos sistemas estructurales. En el procedimiento propuesto se definió como parámetros de diseño principal, la distribución de rigideces y la de resistencias. La metodología de diseño propuesta se aplicó a un edificio de ocho niveles, formado por marcos de acero utilizando CRPs como disipadores de energía sísmica. Dicho edificio se encuentra ubicado en la zona de suelo blando de la ciudad de México. La investigación incluyó un estudio paramétrico considerando diferentes valores de α y γ , con el fin de recomendar valores óptimos para los parámetros de diseño en términos de efectividad de control de la respuesta y los costos iniciales de ambos sistemas. Como resultado Segovia, (2015), obtuvo que el intervalo óptimo de relación de rigideces α es entre 0.25 a 0.30, independientemente de la configuración en la que se instalen los CRPs, es decir, aportan un 28% a 35% la resistencia del conjunto estructural.

Guerrero et al., (2016), continuaron con la misma ideología de mantener la estructura en el intervalo elástico y los contraventeos haciéndolos funcionar como fusibles a la estructura. A diferencia del método anterior (Terán y Virto, 2009) para calcular las secciones transversales de acero en el núcleo de los CRPs, este método no se basó principalmente en la rigidez de la diagonal, sino el diseñador decide asignarle de manera directa el porcentaje de participación que tendrán los CRPs en la estructura. Esto es fue posible evaluando la estructura como un sistema dual equivalente a 1GDL (figs. 2 .1 y 2.2).

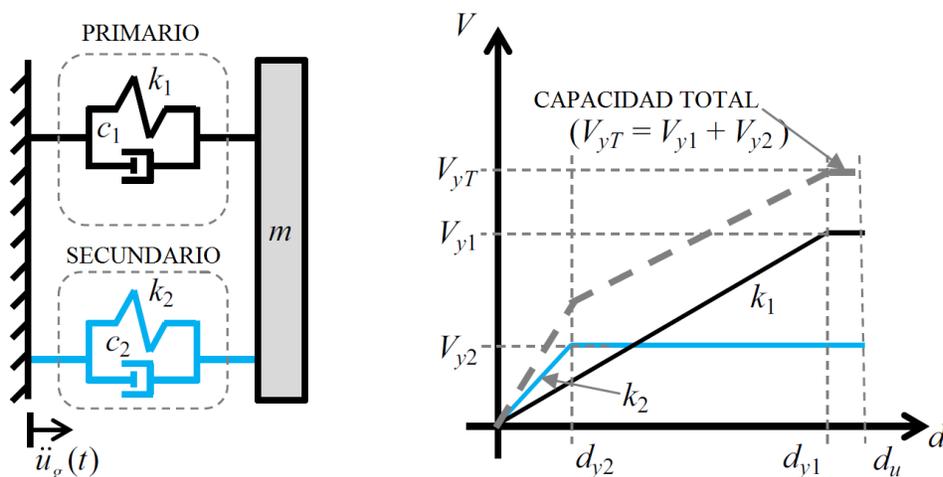


Fig. 2.1 Oscilador dual equivalente a 1GDL y sus curvas de comportamiento, Guerrero et al., 2016.

El sistema dual equivalente a 1GDL está compuesto por dos subestructuras independientes, estructura primaria y secundaria (figura 2.2). La estructura primaria está compuesta por marcos que en su rigidez se consideran conexiones rígidas en los nudos (figura 2.2b) y, por otra parte, la estructura secundaria está compuesta por marcos con diagonales con conexiones articulados como se muestra en la figura (2.2c).

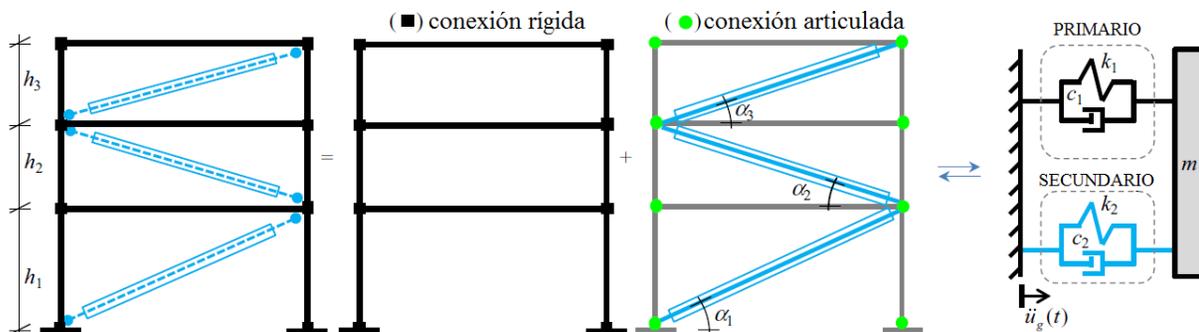


Fig. 2.2 Estructura de MGDL equipada con CRPs representado por un oscilador dual equivalente de 1GDL (Guerrero et al., 2016)

En la metodología de Guerrero et al., (2016) se obtuvieron los desplazamientos de la estructura en un sistema equivalente de 1GDL definiendo distorsiones máximas de entrepiso. Estas distorsiones máximas son para los niveles de desempeño sísmico que el diseñador proponga. Después de decidir la colocación de los dispositivos a partir del comportamiento del sistema equivalente a 1GDL, se procede a simular el sistema dual con la ecuación de movimiento (2.4) la cual incluye el amortiguamiento ζ_2 que es proporcionado por las diagonales, habiendo previamente escogido el porcentaje de participación de los CRPs.

$$\ddot{u}(t) + 2(\xi_1 + \xi_2) \frac{2\pi}{T} \dot{u}(t) + \left[\frac{f_{s1}(u, \dot{u})}{m} + \frac{f_{s2}(u, \dot{u})}{m} \right] = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.4)$$

donde u , \dot{u} y \ddot{u} , es el desplazamiento, velocidad y aceleración respectivamente; \ddot{u}_g es la aceleración del suelo, ξ_1 y ξ_2 es la relación de amortiguamiento para el sistema primario y secundario del oscilador dual; T es el periodo del oscilador dual; m es la masa modal; $f_{s1}(u, \dot{u})$ y $f_{s2}(u, \dot{u})$ son las fuerzas de cada sistema (primario y secundario) del oscilador dual.

2.4. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

En los últimos años, varias investigaciones han abordado la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño de estructuras con el fin de plantear un diseño sísmico de manera más racional a comparación del diseño basado en resistencias. Varios han introducido la filosofía de diseño sísmico por desempeño en sus recomendaciones y reglamentos, por ejemplo: Fema 356 (Fema, 2000) y Visión 2000 (SEAOC, 1995).

El comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) propuso un proceso de diseño para estructuras de seguridad crítica y objetivos de desempeño que consta de tres fases:

- *Establecimiento de objetivos y procedimientos del proyecto.* Consiste en plantear los objetivos de diseño, que deben reflejar las expectativas del funcionamiento de la estructura y los procedimientos implementados para el finiquito de la obra. Los objetivos de diseño dependen de la sismicidad del sitio y del tipo de estructura. Estos se relacionan en parejas con el nivel de diseño sísmico y el nivel de desempeño sísmico esperado para diferentes intensidades sísmicas.
- *Desarrollo del diseño.* Aquí se presentan los procesos de diseño que se realizan para alcanzar los objetivos planteados anteriormente. Incluyen dimensiones y detallado de los sistemas estructurales y no estructurales.
- *Desarrollo de la construcción.* Es donde interviene el contratista que debe tener un programa interno de control de calidad. Del mismo modo, el propietario de la construcción debe tener un

programa de aseguramiento de calidad independiente que prevé la inspección en el lugar. La inspección para este tipo de estructuras debe ser de tiempo completo por el ingeniero de diseño.

Para cada tipo de instalación existe una relación entre los objetivos de desempeño y la recurrencia del sismo. En la fig. 2.3 se ilustra de manera clara las relaciones.

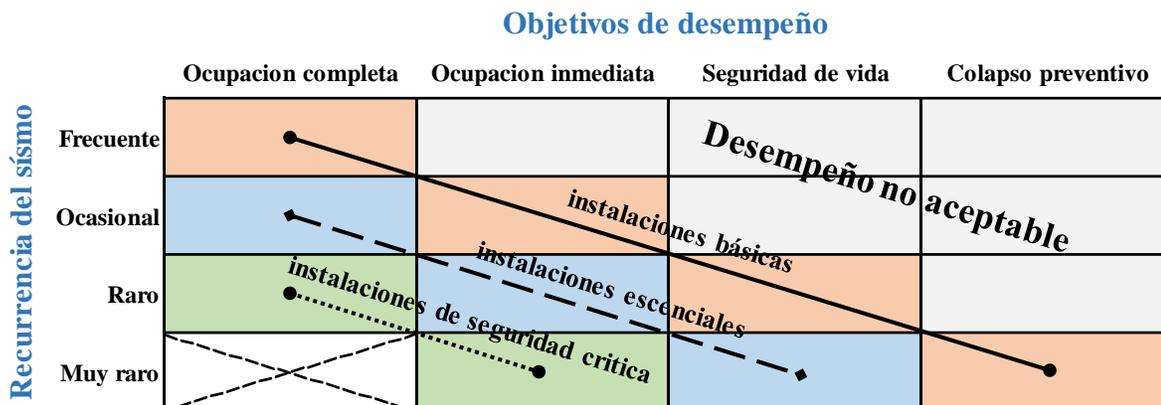


Fig. 2.3 Objetivos de desempeño sísmico (adaptada de Visión 2000, SEAOC, 1995)

Por su parte las NTCDS del RCDF (2004) en el apéndice A, también presentan un tipo de dimensionamiento basado en desempeño. Estas normas proponen un diseño a partir de límites de distorsiones de entrepiso para dos objetivos de desempeño, estado límite de servicio y estado límite de seguridad contra colapso.

2.5. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

2.5.1 Capacidad de deformación de marcos de concreto reforzado

Los marcos de concreto reforzado han sido extensamente utilizados como sistemas resistentes ante acciones sísmicas para la construcción de edificios. Para el diseño y construcción de un marco dúctil se deben tener en cuenta las propiedades importantes que lo rigen; rigidez, resistencia y ductilidad. La rigidez lateral de una estructura es la propiedad que ayuda a regular los desplazamientos laterales para que se encuentren dentro de los límites permitidos por normas y reglamentos que, además de esta propiedad, depende que las vibraciones no se amplifiquen excesivamente. La resistencia, por su parte representa el límite de proporcionalidad entre carga lateral y desplazamientos. Por último la ductilidad es la encargada de disipar la energía ingresada por los movimientos en el suelo a través de deformación.

La capacidad de una estructura para poder acomodar desplazamientos laterales y fluir, depende de las propiedades de los elementos estructurales que la componen y esta, a su vez, del comportamiento de las secciones transversales y de los materiales de los que están hechos (Bazán y Meli, 2005). El marco adopta un comportamiento con base en la resistencia y capacidad de deformación de las vigas y columnas. El comportamiento de los elementos se puede representar mediante su relación momento – curvatura.

La fluencia de la estructura se puede determinar a partir de los desplazamientos laterales con un punto de referencia. Se considera como desplazamiento de fluencia cuando alguno de sus elementos estructurales alcanza su límite elástico al aplicar fuerzas laterales en la estructura. Los reglamentos sobre diseño sísmico simplifican y consideran que todos sus elementos fluyen a la misma relación de carga, lo cual es muy difícil de lograr ya que en realidad todos los elementos fluyen a diferentes niveles de carga

lateral. El mecanismo de viga débil-columna fuerte permite mantener estable el sistema estructural y alcanzar niveles de ductilidad global mayores a las de un mecanismo de falla frágil.

2.5.2 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal (ADNL) es actualmente la técnica más eficiente para poder predecir la respuesta dinámica de las estructuras sometidas a movimientos sísmicos. Para poder realizar un ADNL es necesario contar con registros de aceleraciones de terreno ya sean reales, simulados o una combinación de estos. Para realizar ADNLs se requiere de programas de cómputo especializados que sean capaces de representar el comportamiento hysterético de cada uno de sus elementos e incluirlos en el comportamiento global de la estructura. La necesidad del uso de los ADNLs ha incrementado a medida que cada vez existen estructuras con formas singulares que requieren este tipo de análisis y también gracias a las herramientas informáticas con las que hoy se cuentan.

2.5.3 Modelos de histéresis

Para poder realizar análisis no lineales, ya sean estáticos o dinámicos, es indispensable el uso de modelos hysteréticos que representen los fenómenos importantes que contribuyen a la respuesta no lineal de un sistema estructural. Los modelos hysteréticos son representaciones gráficas de modelos matemáticos que permiten caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales como: muros, columnas y vigas. Un modelo de histéresis muy aceptado es el modelo de Takeda (Takeda et al., 1970). El modelo de Takeda consta de 16 reglas que trabajan sobre una envolvente trilineal. Este modelo determina las características de rigidez en las etapas de agrietamiento, fluencia, descarga y recarga en ciclos sucesivos (Takeda et al., 1970). También existe el modelo de los tres parámetros de Park (Park et al., 1987) que incorpora la degradación de resistencia, degradación de rigidez, respuesta no simétrica y una envolvente trilineal monótona. Una manera de simplificar los modelos sofisticados es utilizando el modelo bilineal simple, este modelo se ha utilizado para modelar el comportamiento inelástico tanto de estructuras de acero como de concreto.

Los modelos de histéresis se construyen a partir de los datos de rigidez, resistencia y demás parámetros para construir relaciones de fuerza-deformación representando el fenómeno físico y las propiedades mecánicas de los elementos estructurales. A partir de las relaciones momento-curvatura se puede determinar el comportamiento hysterético de la curva carga-deformación para miembros cargados cíclicamente (Park y Paulay, 1975).

2.5.4 Degradación de rigidez

Las demandas de ductilidad a las que están expuestos los elementos estructurales de concreto reforzado ante cargas cíclicas reversibles generan una disminución de rigidez en la recarga. Esto se debe a factores como la pérdida de recubrimiento, interacción entre esfuerzos cortantes o esfuerzos axiales. El nivel de degradación depende mucho de la historia de carga sísmica, el nivel de deformación del elemento, el número de ciclos y de su modo de falla. La degradación de rigidez afecta, a nivel global, la estructura. En este cambio, la estructura migra en su periodo fundamental de vibrar. El suceso puede beneficiar a la respuesta dinámica o perjudicarla hasta niveles de colapso; como es el caso de las estructuras de mediana altura en el sismo de 1985 en la ciudad de México.

Los sistemas degradantes con periodo mayor al periodo dominante del suelo experimentan, en promedio, desplazamientos similares a los obtenidos con sistemas bilineales con las mismas características de rigidez, resistencia y amortiguamiento.

2.6. CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO

Una de las ventajas por las cuales conviene hacer uso de CRPs en las estructuras es: disminuir las demandas de velocidad, aceleración, fuerza cortante en los entresijos y controlar demandas plásticas en los elementos estructurales.

Este tipo de dispositivos se consideran sistemas de disipación de energía pasiva. Estos deben tener las siguientes características (Teran y Virto, 2009): las propiedades mecánicas de estos sistemas permanecen casi constantes durante la excitación sísmica y la disipación de energía se da por fricción o fluencia del material.

Una condición que debe tener un dispositivo cuando disipa energía a base de la fluencia del material es que su ciclo histérico sea altamente estable en presencia de deformaciones plásticas importantes, tanto máximas como acumuladas (Terán y Virto, 2009).

Los CRPs están compuestos por una placa de acero en el núcleo que disipa energía a través de su deformación axial (tensión y compresión), seguido de un espacio vacío. Después, una funda de concreto confinante restringe su pandeo, finalizando con un tubo de acero normalmente HSS que mantiene el material confinante y aporta restricción contra el pandeo. En la Fig. 2.4, se muestra lo descrito anteriormente.

El núcleo será capaz de presentar modos de pandeo superiores, dependiendo de la carga crítica de pandeo de Euler. Mientras que el soporte lateral es aportado por el tubo de acero y el confinamiento conseguido por el concreto (Iwata et al., 2000).

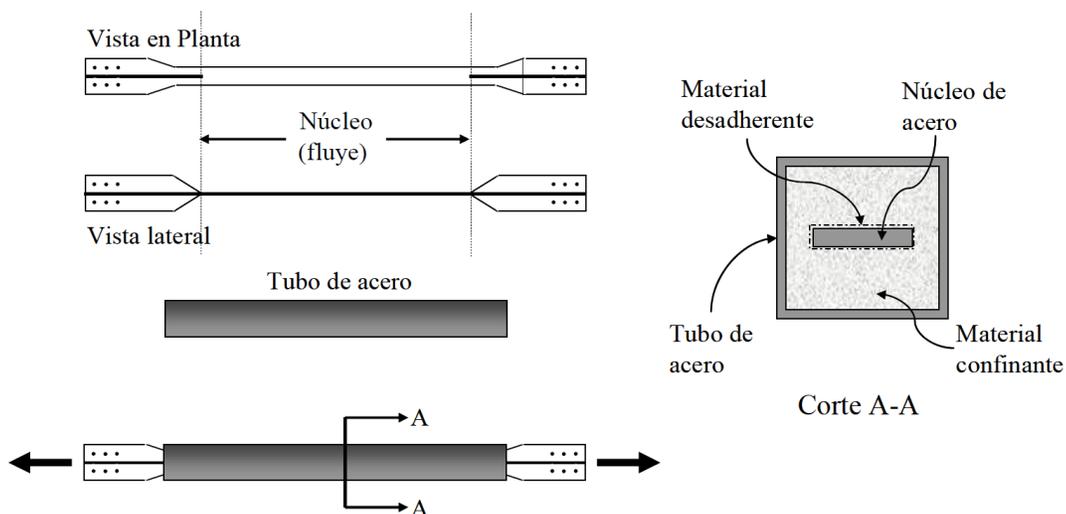


Fig. 2.4 Esquema de los CRPs (Terán y Virto, 2009)

El espacio entre la placa de acero y el recubrimiento de concreto es para que el acero tenga margen de fluir y después sea restringido por el concreto. Esto con la finalidad de que al deformarse a compresión y a tensión, se libere la mayor cantidad de energía posible. Una de las condiciones que debe tener este dispositivo es que el núcleo y el mortero confinante no estén en contacto directo. Esto se hace con el fin de evitar que la resistencia a compresión de la barra sea significativamente mayor que su resistencia a tensión. Por lo anterior, en este tipo de contraventeos a diferencia de los convencionales, se puede asegurar una capacidad similar en tensión y compresión sin que se pandee por efectos de esbeltez. En la fig. 2.5a, se muestra el comportamiento histérico de los CRPs comparado con el de los contraventeos

convencionales. En esta figura se puede observar que los contraventeos convencionales pierden capacidad a compresión cuando este se pandea, provocando inestabilidad en los ciclos histeréticos debido a la degradación de rigidez y resistencia.

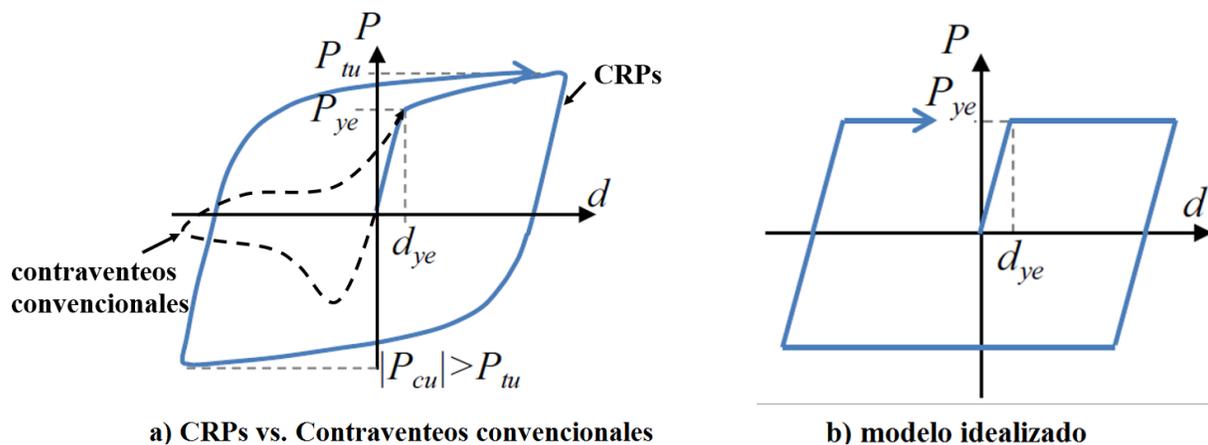


Fig. 2.5 Comportamiento histerético de CRPs.

Las pruebas experimentales llevadas a cabo con contraventeos restringidos al pandeo indican un comportamiento muy estable ante la presencia de deformaciones inelásticas severas, tanto para cargas monótonas crecientes, como para cargas cíclicas reversibles (Terán y Virto, 2009). En la fig. 2.5b, se muestra un modelo idealizado que se puede utilizar para simplificar el comportamiento histerético de los CRPs.

La finalidad de la implementación de este sistema consiste en mantener las columnas y vigas en el intervalo de comportamiento elástico durante un evento sísmico, siendo los CRPs los que incurrieren en el intervalo no lineal y así, logren disipar la mayoría de la energía impuesta por el sismo.

2.7. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE MARCOS EQUIPADOS CON CRPs

Existen diferentes tipos de arreglos de contraventeos en una estructura. Los más comunes se muestran en la fig. 2.6. En los diferentes tipos de arreglos, la distribución de las fuerzas laterales en los elementos estructurales se comportan de diferente manera. La idea principal de los contraventeos es llevar la fuerza lateral a la cimentación. Mientras más elementos estructurales participen en la transmisión de cargas de fuerzas horizontales se dice que el sistema de contraventeos es más eficiente (Ji, 2003).

Los arreglos convencionales como los mostrados en la fig. 2.6, son los más utilizados en la práctica común y permitidos por las nuevas NTCEM del RCDF (2016). Sin embargo, esto no implica que sean las distribuciones más eficientes en cuanto a la transmisión de cargas laterales y costo del sistema, ya que estos interactúan con pocos elementos estructurales.

Las NTCEM del RCDF (2016) recomiendan que el ángulo que forme el CRP con la vertical sea entre 30 y 60 grados. También, que los marcos provistos de CRP se encuentren distribuidos de forma simétrica en planta, para evitar efectos de torsión innecesarios a la estructura.

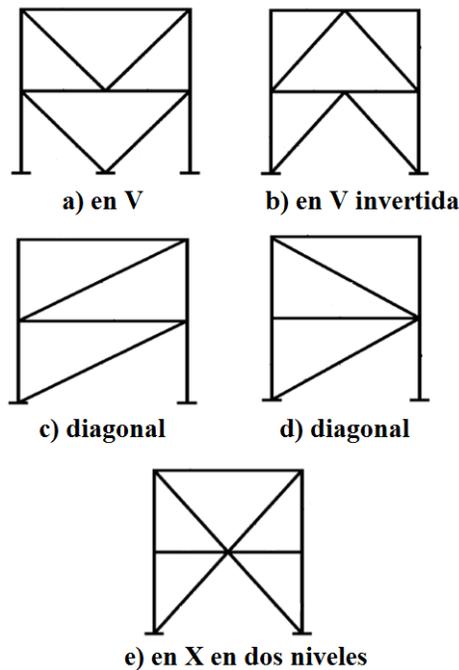


Fig. 2.6 Configuraciones de contraventeos, NTCEM-16

Para poder lograr una distribución de contraventeos que logre mejorar la eficiencia de la rigidez lateral en una estructura, Ji (2003) propuso una solución conceptual de estructuras rígidas. Esta corresponde a tres conceptos estructurales:

1. Trayectoria de fuerza directa. La trayectoria de la fuerza lateral a la cimentación será la más corta y directa como sea posible.
2. Distribución de fuerza uniforme. La transmisión de cargas debe distribuirse uniformemente en el mayor número de elementos estructurales posible.
3. Componentes de fuerzas pequeñas. Entre más elementos participen en la transmisión de cargas, las fuerzas internas serán menores en los elementos estructurales.

Como se mencionó anteriormente, existen muchas opciones para el arreglo de las diagonales. Sin embargo, Ji (2003) toma en cuenta cinco criterios para los arreglos de contraventeos que son:

- Criterio 1. Los contraventeos deberán ser provistos en cada uno de los niveles, desde la base hasta la azotea de la estructura.
- Criterio 2. En cualquier nivel, los contraventeos deberán ser ligados con los contraventeos vecinos.
- Criterio 3. Los contraventeos deberán ser ligados siguiendo el mismo ángulo de trayectoria en donde la geometría de la estructura lo permita.
- Criterio 4. los contraventeos en el nivel superior y cualquier crujía deberán ser directamente ligados al contraventeo del nivel inferior.
- Criterio 5. Si son requeridos contraventeos extras, estos deberán estar ligados siguiendo los cuatro criterios anteriores.

3. ESTRUCTURA ESTUDIADA

3.1. RECOPIACIÓN DE DATOS

El hospital, cuya planta se muestra en la fig. 3.1, se localiza en el número 2721 de la calle 10 Poniente, en la colonia San Alejandro de la ciudad de Puebla. Fue construido a finales de los años setenta y está formado por tres cuerpos; de los cuales destaca la torre (edificio B) de nueve niveles sobre el terreno. En el sismo de Tehuacán, en 1999, la torre del hospital permaneció funcionando según los reportes del CENAPRED (1999) y los otros dos conjuntos fueron evacuados por daños en la estructura.

La cimentación de la torre consiste en un cajón y pilas circulares de concreto reforzado. El cajón de cimentación tiene una losa de 30 cm de espesor y contratraves de 1.8 m de peralte. Las pilas perimetrales tienen 1.7 m de diámetro, mientras que las interiores tienen 1.3 m. Todas ellas tienen 17 m de longitud apoyándose en la capa dura que se encuentra bajo un estrato de arcillas y limos de alta compresibilidad. Esta información fue proporcionada por el ingeniero consultor en mecánica de suelos del proyecto inicial, quien se encontraba en el lugar al momento de la visita que hicieron miembros del CENAPRED, en 1999.

La torre está estructurada a base de marcos y losas macizas de concreto reforzado. Según calas mostradas en planos, el refuerzo longitudinal de las columnas está proporcionado por paquetes de dos barras del no. 10 en las cuatro esquinas y el refuerzo transversal mediante estribos cerrados del no. 4 con una separación de 10 cm. Se tienen 3 geometrías de las columnas, en centímetros, de 90x50, 90x30, 80x50 y 70x50.

En el informe realizado por el CENAPRED (1999) reporta. “Según el encargado de los trabajos de rehabilitación en el momento de la visita, el sismo (Tehuacán) provocó fugas de agua potable en tuberías de cobre en alrededor de seis puntos del edificio, concentrados en los pisos superiores y azotea”.

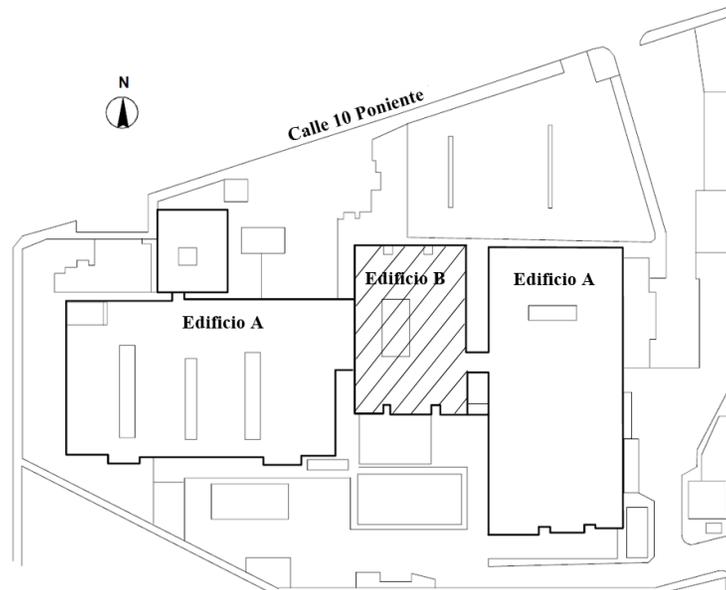


Fig. 3.1 Planta de conjunto del hospital, CENAPRED (1999)

3.2. MODELO MATEMÁTICO

3.3.1. Consideraciones generales

Para el análisis de la estructura, se usó el programa CANNY-E (Li, 2010). Este emplea el modelo de Resortes Múltiples (mRM) capaz de representar el comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado sometidas a carga axial y flexión biaxial. El programa realiza análisis no lineal asignando a cada elemento estructural una ley de histéresis. Cuenta con una biblioteca donde se encuentran varios modelos de histéresis, clasificándolos en cuatro grupos según las propiedades mecánicas del elemento: modelos uniaxiales, modelos de cortante biaxial, modelos para flexión biaxial y modelos para el mRM.

Los modelos de histéresis se construyen a partir de los datos de rigidez, resistencia y demás parámetros para construir relaciones de fuerza-deformación representando el fenómeno físico y las propiedades mecánicas de los elementos estructurales.

3.3.2. Asignación del modelo de histéresis de los elementos estructurales

En el caso de las columnas se asignó el mRM por la precisión aceptable con el que cuenta el programa CANNY-E con ensayos en laboratorio. El modelo de histéresis es creado por el programa automáticamente con la geometría de la columna, la distribución de acero longitudinal, el acero transversal y propiedades de los materiales. Se le asignaron 80 resortes para el área de concreto y 30 resortes para el área de acero longitudinal. Las propiedades de los resortes de concreto son diferentes para el núcleo confinado y para los resortes de concreto de recubrimiento.

Para las trabes se eligió un modelo de histéresis bilineal degradante para flexión uniaxial (fig. 3.2). Este modelo tiene una degradación de rigidez igual en la descarga en el lado positivo y en el negativo. La recarga sigue la línea de descarga sin cambiar la rigidez. La nueva fluencia puede suceder antes de que el desplazamiento cambie de signo.

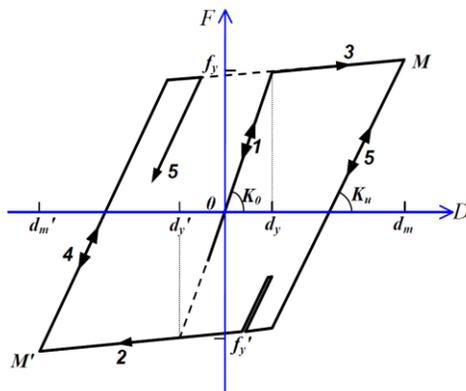


Fig. 3.2 Modelo bilineal degradante

La fluencia del elemento se presenta en las líneas 2 y 3 de la figura (3.2). La rigidez de descarga se representa en las líneas 4 y 5 y con la siguiente ecuación:

$$K_u = K_0 \left(\frac{d_y - d'_y}{d_m - d'_m} \right)^\theta \quad (3.1)$$

donde θ varía entre 0 y 0.7.

K_0 se obtiene a partir del módulo de elasticidad y la inercia del elemento. La resistencia a flexión se tomó de la curva momento-curvatura, previamente simplificada a una curva bilineal como se muestra en la fig. 3.3. Los modelos de histéresis para cortante y para deformación axial se propusieron completamente elásticos (fig. 3.4).

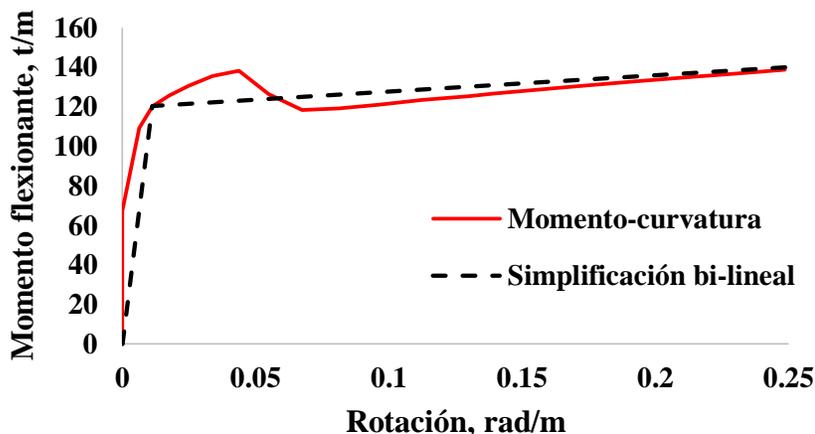


Fig. 3.3 Simplificación de la curva momento-curvatura a una curva bilineal

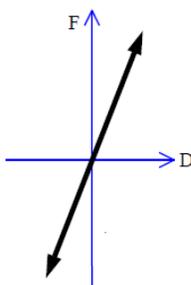


Fig. 3.4 Histéresis uniaxial elástica

Para el modelo de histéresis en los CRPs se utilizó un modelo bilineal en compresión y tensión para garantizar un comportamiento histérico estable. Este modelo es válido según reportan modelos experimentales; como por ejemplo Guerrero et al., (2016) y Merritt et al., (2003). Su fluencia depende del área de acero contenida en el núcleo. Se modeló con conexiones articuladas. Por simplicidad no se restringió la ductilidad de los dispositivos, suponiendo que no fallan durante un sismo severo.

3.2.3. Geometría de la estructura y de los elementos estructurales

La estructura cuenta con cuatro crujías en el lado corto (T) y seis en el lado largo (L), de 7.20 m de claro cada una. Tiene una altura total de 38.1 m, el primer entresolio con 4.5 m y los demás de 4.2 m de altura. Las propiedades de los materiales utilizados y las dimensiones de las secciones se resumen en las tablas 3.1 y 3.2.

Tabla 3.1 Materiales utilizados

Resistencia a compresión del concreto (f'_c)	250 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	4,200 kg/cm ²
Separación de estribos en columnas	12 cm

Tabla 3.2 Secciones utilizadas

	Nivel	Sección, cm
Columnas	Niv 1 y 3 =	90X50
	Niv 4 - 6 =	80X50
	Niv 7 - 9 =	70X50
	Niv 3 - 9 _{extremos} =	90X30
Vigas	Primarias =	70x30
	Secundarias =	60X25

Los CRPs tienen una longitud total de 8.5 m para el primer nivel su zona de fluencia es de 5.7 m mientras que sus extremos sin fluencia son de 1.4 m cada uno. Para los demás niveles la zona de fluencia disminuye a 5.5 m. El acero utilizado es A36 y tiene un esfuerzo de fluencia nominal de 2530 kg/cm².

3.2.4 Cargas

Las tablas 3.3 y 3.4 muestran las cargas consideradas para la estructura en estudio.

Tabla 3.3 Cargas de entepiso

Descripción	Carga
Acabado de piso	100 kg/m ²
Instalaciones	40 kg/m ²
Muros divisorios	100 kg/m ²
Sobre carga por reglamento	40 kg/m ²
Carga de losa	240 kg/m ²
Cancelería	60 kg/m ²
SubTotal	580 kg/m ²
Carga viva	250 kg/m ²
Carga viva reducida	180 kg/m ²

Tabla 3.4 Cargas de azotea

Descripción	Carga
Losa maciza	240 kg/m ²
Relleno p/pendiente	100 kg/m ²
Mortero + enladrillado	90 kg/m ²
Impermeabilizante	10 kg/m ²
Sobrecarga RCDF	20 kg/m ²
Plafón e instalaciones	30 kg/m ²
SubTotal	490 kg/m ²
Carga viva	100 kg/m ²
Carga viva reducida	70 kg/m ²

También se agregó una carga de fachada de 150 kg/m en todo el perímetro de la estructura.

Los nudos rígidos en la unión viga-columna se modificaron con un factor de 0.5 en sus dimensiones tal como recomienda la literatura especializada en el tema. Las secciones se modelaron como secciones gruesas por conveniencia al diseño de los CRPs.

Como resultado del modelo se obtuvo un periodo dominante de vibración en la dirección larga del edificio (L) de $T_L=1.66$ s y en la dirección corta (T) un periodo de $T_T=1.30$ s. Estos periodos son similares a los obtenidos en los estudios de vibración ambiental realizados por una empresa consultora (César Méndez Franco S.C., 2011). Los registrados en los estudios de vibración ambiental fueron: 1.58 s en L y de 1.23 s T.

Los periodos son ligeramente más altos en el modelo matemático porque se está tomando en consideración que durante el sismo el edificio tenga una ocupación completa de la carga viva, a diferencia del nivel de carga observado cuando se realizaron las pruebas de vibración ambiental.

3.3. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO EN LA ESTRUCTURA

Se estableció cuatro objetivos de diseño a evaluar: operación completa, ocupación inmediata, seguridad de vida y colapso preventivo. En la tabla 3.5 se muestran las distorsiones límite en cada objetivo.

Tabla 3.5 Distorsiones límite

Estado límite	Distorsión máxima permisible	Distorsión máxima permanente
Operación completa	0.2	Nulo
Operación inmediata	0.5	Nulo
Seguridad de vida	1.5	0.5
Prevención de colapso	3	3

Las distorsiones máximas permisibles de Operación completa y Prevención de colapso se obtuvieron del apéndice A de las NTCDS del RCDF (2004). La distorsión del 3% en Prevención de colapso y el 0.2% en servicio (Operación completa) que propone las NTC-2004 prevé el daño de elementos no estructurales y de instalaciones. Ocupación inmediata y Seguridad de vida se obtuvieron de recomendaciones del comité Visión 2000 (SEAOC). En una estructura de hospital las instalaciones son de mucha importancia para su funcionamiento, ya que en el sismo de Tehuacán, el hospital en estudio sufrió daños en las instalaciones (CENAPRED, 1999).

El objetivo principal de establecer distorsiones máximas de entrepiso, es proteger la estructura de demandas severas de deformación inelástica. Es por eso que para sismos frecuentes y ocasionales no se permite ningún tipo de deformación inelástica en la estructura, para así evitar que ese tipo de deformaciones se acumulen y pongan en riesgo la estructura en un posible evento de mayor intensidad (raro o muy raro).

En el modelo con contraventeos para los estado límite de operación completa y ocupación inmediata no se permitirá formación de rotulas plásticas en la estructura primaria (vigas y columnas) y tampoco fluencia en la estructura secundaria (CRPs). En el estado límite de seguridad de vida y colapso preventivo

no se permitirá rotaciones plásticas y fluencia en la estructura principal; únicamente se permitirá fluencia en la estructura secundaria es decir, los CRPs.

3.4. NIVELES DE DISEÑO SÍSMICO

La zona donde se ubica el hospital en estudio carece de información de eventos sísmicos de gran intensidad. Cuenta únicamente con registros de aceleraciones sísmicos de 2012 a la fecha. Con los acelerogramas disponibles se hicieron comparaciones de aceleraciones con otras estaciones con características similares y que contaran con información suficiente de sismos de gran intensidad. Con base en esas comparaciones y extrapolando información, se propusieron los siguientes niveles de diseño sísmico (Tabla 3.6).

Tabla 3.6 Niveles de diseño sísmico

Probabilidad de ocurrencia	Intensidad sísmica (pga)
50% en 50 años	0.02g
20% en 50 años	0.05g
10% en 50 años	0.12g
2% en 50 años	0.20g

Cada nivel de intensidad sísmica (0.025g, 0.05g, 0.12g y 0.2g) fue relacionado con los estados límite de operación completa, ocupación inmediata, seguridad de vida y colapso preventivo, respectivamente. Las probabilidades de ocurrencia se obtuvieron de las recomendaciones de visión 2000, (SEAO, 1995).

3.5. ACELEROGRAMAS UTILIZADOS

Para el análisis dinámico no lineal se utilizaron diez acelerogramas escalados para los diferentes niveles de intensidad sísmica propuestos en la sección anterior. Se tomaron acelerogramas de diferentes estaciones siempre y cuando presentaran características similares del suelo y periodo dominante en su espectro de respuesta. En la figura 3.5 se muestran los espectros de respuesta en L para presentar la validez de los acelerogramas utilizados.

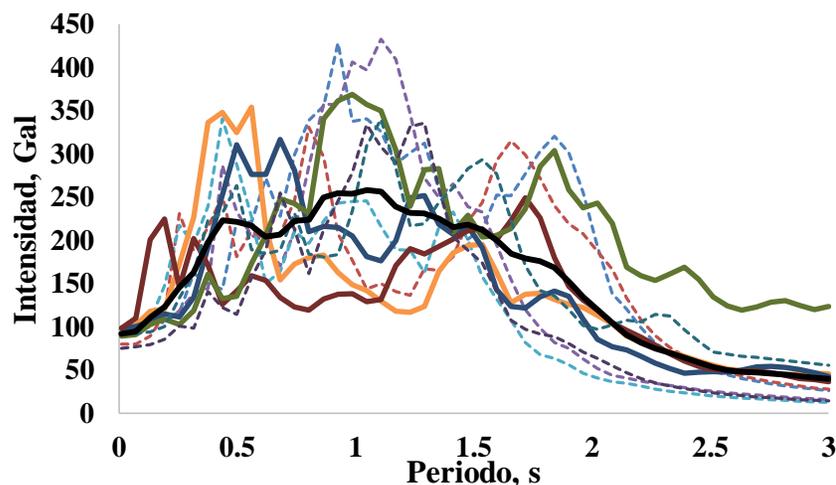


Fig. 3.5 Espectros de respuesta de los sismos utilizados

Las líneas continuas de la fig. 3.5 representan los espectros de respuesta obtenidos de acelerogramas de estaciones ubicadas en la ciudad de Puebla. Una de estas está ubicada en el jardín del Hospital en estudio y la otra a 2 km del hospital aproximadamente. Las líneas punteadas representan los espectros de respuesta obtenidos de estaciones ubicadas en la Ciudad de México. Los espectros de respuesta fueron obtenidos a partir de acelerogramas filtrados entre 0.1 y 10 Hz con el programa Degtra (Ordaz y Montoya, 2002) y escaldos a una intensidad de 0.1g. Los detalles de los registros utilizados se muestran en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Sismos utilizados para el análisis

Estación		Fecha	Magnitud	Tipo de suelo
Nombre	Clave			
San Alejandro, Puebla	SAPP	20/03/2012	7.4	Depósitos lacustres
San Alejandro, Puebla	SAPP	18/04/2014	7.2	Depósitos lacustres
SISMEX. Puebla	SXPU	24/10/1980	7.0	Travertino
SISMEX. Puebla	SXPU	19/09/1985	8.1	Travertino
CIBELES, DF	CI05	25/04/1989	6.9	arcillas
CIBELES, DF	CI05	15/06/1999	5.4	arcillas
IMSS, campo libre, DF	S834	11/01/1997	6.5	arcillas
IMSS, campo libre, DF	S834	15/06/1999	5.4	arcillas
Unidad colonia IMMS, DF	UC44	25/04/1989	6.9	arcillas
Unidad colonia IMMS, DF	UC44	30/09/1999	7.5	arcillas

3.6. ANÁLISIS PASO A PASO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL (SIN CRPs)

3.6.1 Parámetros considerados para el análisis

En el análisis, la estructura se consideró con base empotrada. Para los sismos frecuentes de intensidad 0.025g la estructura se modeló con un porcentaje de amortiguamiento de 3 % y para los restantes de 5%.

Los parámetros a revisar de la estructura fueron los siguientes:

- Comportamiento global de la estructura.
- Distorsiones de entrepiso de manera general.
- Revisión de distorsiones con respecto a los niveles de desempeño sísmicos propuestos para estructuras de objetivo básico y esencial según indican las recomendaciones de visión 2000.

En el comportamiento global de la estructura, descrito en el siguiente subcapítulo, se muestran los desplazamientos horizontales en cada uno de los nueve niveles de la estructura. En el siguiente punto se hace un análisis del comportamiento de las distorsiones de manera general indicando, con ayuda de las figuras, que entrepiso presenta mayor daño. En el último punto, se hacen las revisiones de distorsiones con respecto a los niveles de desempeño sísmico y con ayuda también de las figuras identificar cuales no cumplen con el objetivo básico y el objetivo esencial para el tipo de estructura en estudio.

3.6.2 Resultados

La figura 3.6 muestra los desplazamientos laterales en cada uno de los nueve niveles de la estructura para una intensidad de 0.2 g. Los desplazamientos laterales no ofrecen mucha información sobre el daño a elementos estructurales y no estructurales, pero sí es importante hacer la revisión para que esos desplazamientos no afecten estructuras cercanas. En la figura 3.6 se indica, en color rojo, el

desplazamiento que presento inestabilidad numérica en el programa de análisis y distorsión mayor a la permitida en prevención de colapso.

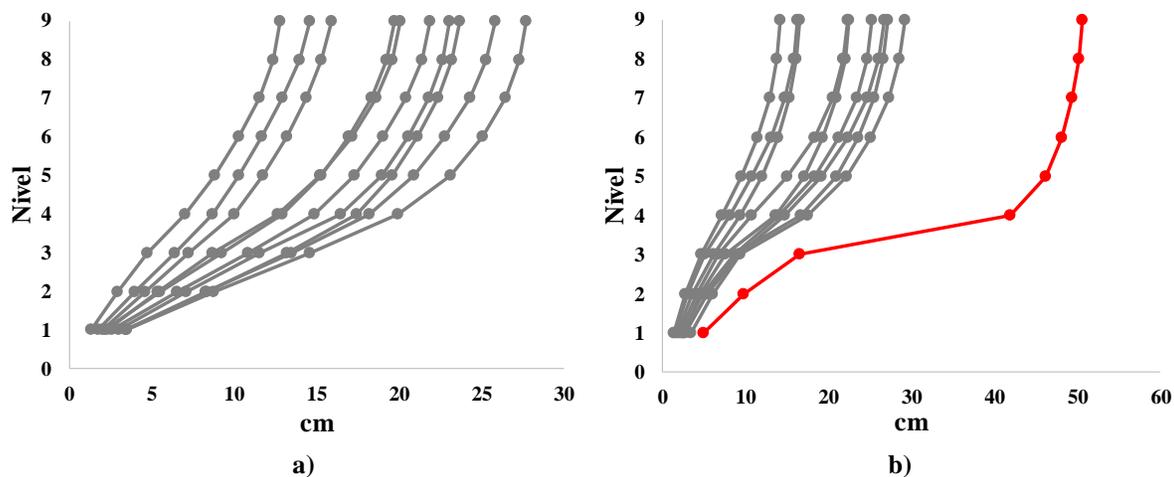


Fig. 3.6 Desplazamientos laterales con intensidad de 0.2 g

El daño a elementos estructurales y no estructurales se relaciona con las distorsiones de entrepiso. Esta diferencia de desplazamientos entre un nivel y otro, se puede relacionar con las rotaciones demandadas en columnas y traveses; es por esto que este parámetro es utilizado en este tipo de análisis.

Las figuras 3.7 a 3.10 resumen las distorsiones máximas demandadas en cada uno de los entrepisos para los cuatro niveles de intensidad, respectivamente. El eje de las abscisas representa las distorsiones de entrepiso (θ_T y θ_L) y en las ordenadas el número de entrepiso, siendo las figuras a y b correspondientes a las distorsiones en T y L, respectivamente. Las líneas en color rojo, indican cuando alguno de los entrepisos sobrepasó los niveles de desempeño sísmico para estructuras de objetivos básicos. Las líneas en color azul, indican cuando algunos entrepisos sobrepasaron los niveles de desempeño sísmico para estructuras con objetivos esenciales.

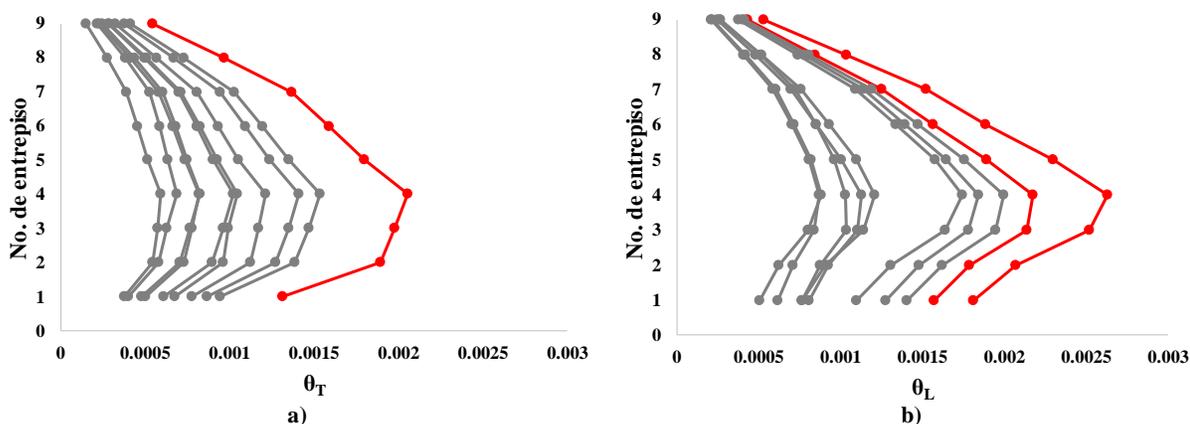


Fig. 3.7 Distorsiones con intensidad de 0.025 g

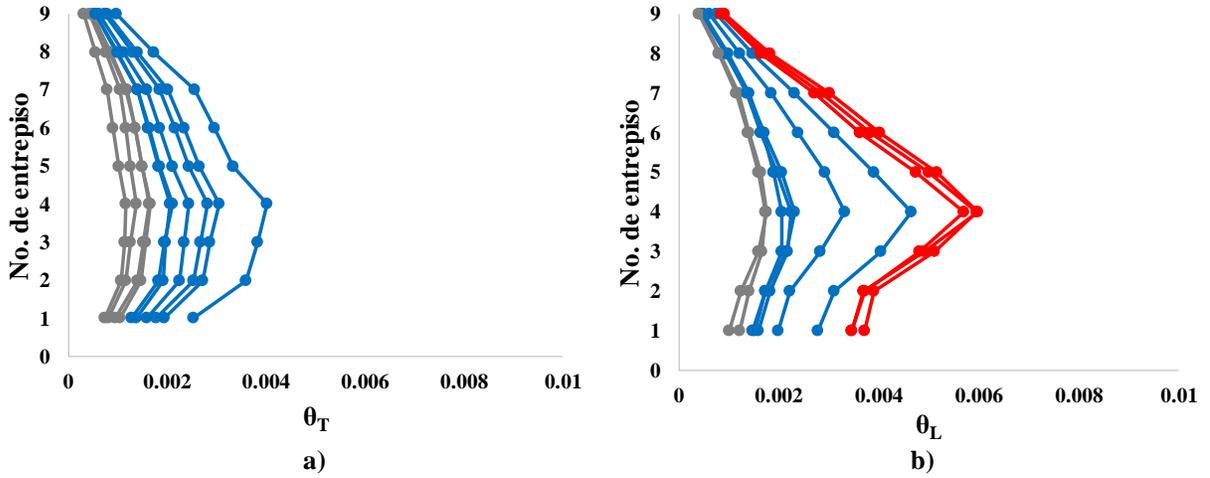


Fig. 3.8 Distorsiones con intensidad de 0.05 g

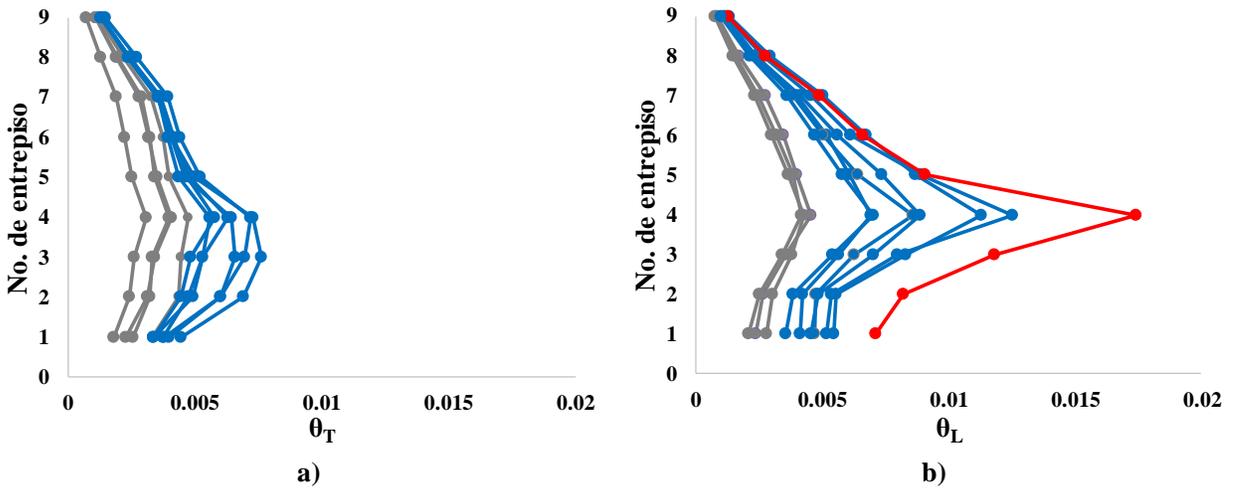


Fig. 3.9 Distorsiones con intensidad de 0.12 g

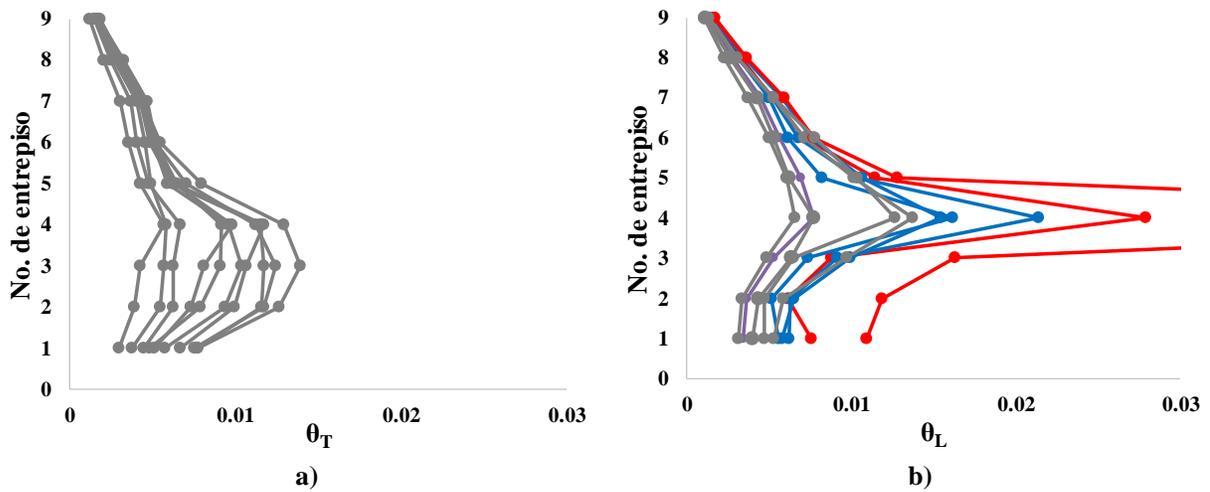


Fig. 3.10 Distorsiones con intensidad de 0.2 g

En las figuras 3.7 a 3.10 se puede observar que el lado corto del edificio (T) presenta menores distorsiones, esto por una mejor distribución de rigidez en los entrepisos. Por otra parte, el lado largo (L), no presenta una distribución de rigidez adecuada por el comportamiento mostrado en las gráficas y por el cambio de secciones en las columnas observadas en los planos. Se puede observar que el entrepiso situado entre el 4to y 5to nivel presenta las mayores distorsiones y en muchos casos sobrepasan las distorsiones límite de los objetivos propuestos. Con una intensidad de 0.2 g el colapso podría presentarse en algunos sismos por causa del entrepiso débil.

En uno de los sismos se presenta una distorsión de 0.07 que equivale a 25 cm aproximadamente de diferencia en desplazamiento ente un nivel y el otro. Esto se define como colapso ya que el programa presenta inestabilidad numérica. Por simplicidad, también se consideró colapso cuando se sobrepasaron las distorsiones del 3% descrita en los objetivos de desempeño. Un análisis de por qué se presenta una distorsión tan grande en dicho entrepiso, mostró que una causa adicional al entrepiso blando son los efectos P-Delta, causados por las distorsiones altas en la estructura.

Además de presentar distorsiones y desplazamientos grandes en ambas direcciones (fig. 3.6), la estructura presenta una degradación de resistencia y rigidez de sus elementos estructurales en la mayoría de los sismos simulados. Aunque las distorsiones en el lado corto cumplen en su mayoría con las distorsiones límite, es necesario reforzar en ese sentido para evitar degradación de rigidez en los elementos estructurales y evitar afectaciones de manera directa al comportamiento global de la estructura.

En la mayoría de los casos se observó que la estructura no cumplió con los límites de desempeño para estructuras de objetivo esencial y en mucho de los casos tampoco cumplió los objetivos para estructuras básicas.

En todos los casos es importante que la estructura cumpla con los niveles de desempeño para estructuras esenciales, en especial para intensidades con índices de probabilidades de ocurrencia muy raras, ya que estas están relacionadas con su funcionalidad. Al no cumplir con estos niveles de desempeño, el edificio es propenso a que se dañen instalaciones, elementos estructurales y no estructurales, que afecten su funcionalidad.

Los resultados obtenidos indican que efectivamente los CRPs se deben adicionar a la estructura para incrementar su rigidez lateral y disminuir las distorsiones de entrepiso.

El refuerzo de sólo algunos entrepisos podría no ser la solución más efectiva. Hacer eso llevaría a distorsiones en entrepiso muy altas en entrepiso vecinos, disipación de energía únicamente en la estructura principal, mayores esfuerzos en la cimentación y, por tanto, se requeriría un refuerzo económicamente mayor.

El reforzamiento realizado con CRPs podría llevar a una solución económicamente menor en comparación con refuerzos con contraventeos convencionales. Además se puede lograr hacer aún más económico, implementando distribuciones de contraventeos a partir de la ideología de diseño de estructuras rígidas, recomendado por Ji (2003).

4. ESTRUCTURA REFORZADA

4.1. PROCEDIMIENTO PARA EL REFORZAMIENTO DEL HOSPITAL

A continuación se presenta un resumen del procedimiento, paso a paso, implementado para el refuerzo con CRPs.

- a) Recopilar información acerca del hospital en estudio.
- b) Modelar la estructura y comparar los periodos de vibración de la estructura con las pruebas de vibración ambiental que se realizaron con anterioridad.
- c) Definir los objetivos de desempeño sísmico basado en distorsiones límite de entrepiso (Operación completa, Ocupación inmediata, Seguridad de vida y Colapso preventivo).
- d) Definir los niveles de diseño sísmico (frecuente, ocasional, raro y muy raro).
- e) Obtener la curva de capacidad de la estructura primaria, mediante un análisis tipo empujón (pushover)
- f) Convertir el sistema de MGDL a un sistema equivalente de 1GDL y simular movimientos sísmicos para cada nivel de diseño.
- g) Revisar si los desplazamientos cumplen con los objetivos de desempeño sísmico.
- h) Proponer un porcentaje de participación de la estructura secundaria. En este paso se utiliza la metodología propuesta por Guerrero et al., (2016).
- i) Calcular la rigidez lateral requerida por entrepiso.
- j) Proponer distintos arreglos de CRPs.
- k) Obtener las áreas de acero requeridos para cada una de los arreglos de CRPs.
- l) Verificar con el modelo matemático si la estructura reforzada cumple con los objetivos de desempeño para cada uno de los niveles de diseño sísmico descritas anteriormente.

4.2. DISTRIBUCIONES PROPUESTAS DE LOS CRPs

Se hacen tres propuestas de reforzamiento y se comparan para obtener la más conveniente. Las primeras dos propuestas tienen la misma distribución de contraventeos; que es utilizada en la práctica común, a base de diagonales simples en zigzag en cada nivel (figs. 4.1b y 4.1c). La tercera propuesta realiza una distribución de CRPs a partir de la ideología de diseño de estructuras rígidas que se describe en Ji, (2003) (fig. 4.1d). La diferencia entre las propuestas 1 y 2 es que en la segunda se colocó una área de acero menor en los CRPs. Esto para observar las ventajas y desventajas de la distribución 2 con diferente rigidez lateral. Las distribuciones 2 y 3 tienen CRPs con las mismas áreas de acero. Su comparación directa permite observar las diferencias entre distintas distribuciones de CRPs.

En la figura 4.1, se muestran los tres arreglos propuestos en los contraventeos. Estos arreglos corresponden al lado corto del edificio (T). Para los arreglos en L, se realizó de la misma manera; para los arreglos 1 y 2, los contraventeos se colocaron en las crujías laterales; para la propuesta 3, se colocó de manera similar que en T, siguiendo la geometría del edificio.

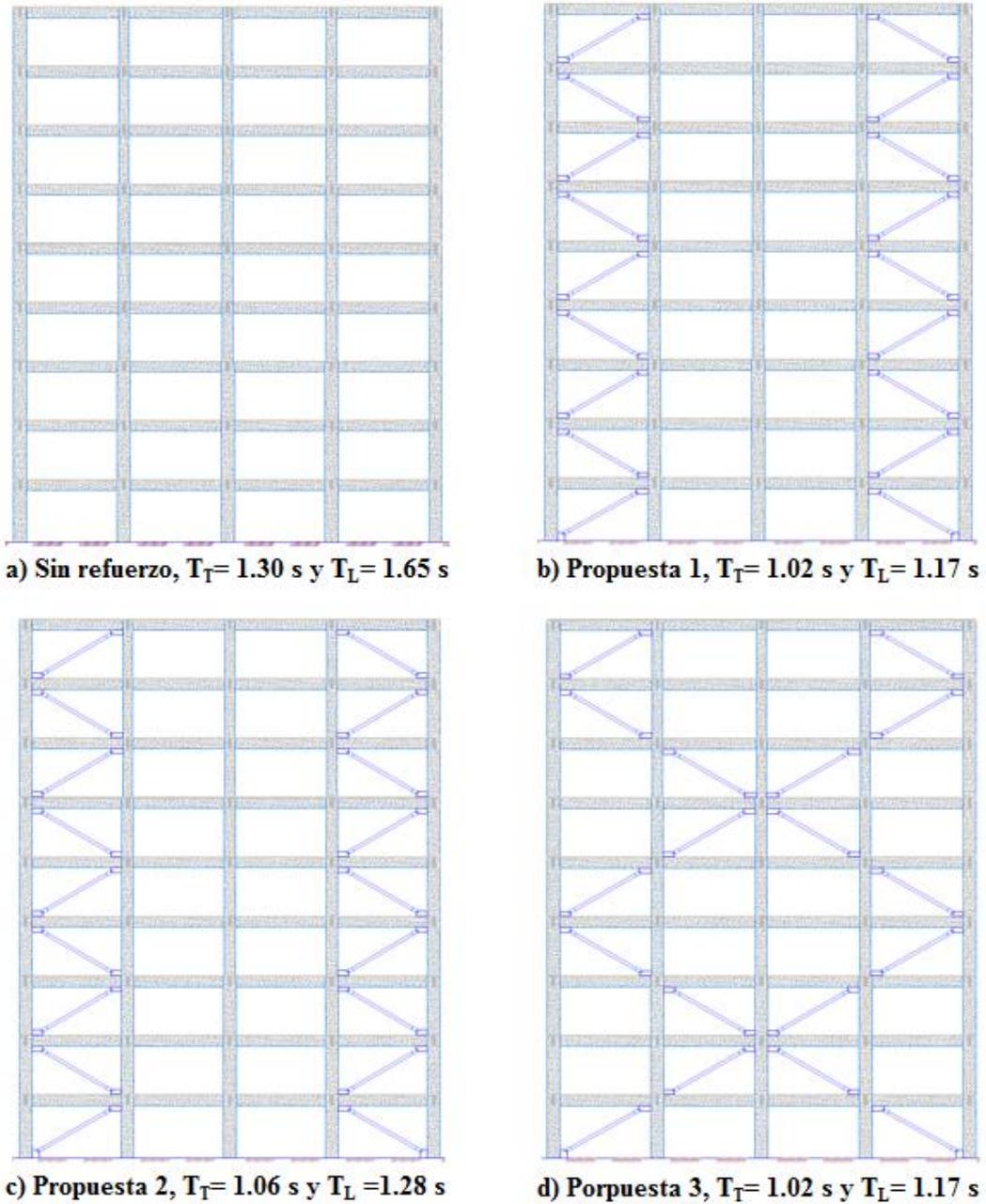


Fig. 4.1 Distribuciones propuestas para los CRPs

4.3. DISEÑO DE LOS CRPs

Para el diseño de los CRPs, se necesitó de la siguiente información: desplazamiento de fluencia, periodo fundamental de vibrar y la masa en cada nivel de la estructura.

4.3.1. Transformación del sistema de MGDL al sistema equivalente de 1GDL

El sistema equivalente de 1GDL se obtiene utilizando los desplazamientos en cada piso, d_i , multiplicados por la masa en cada piso, m_i . Así, el desplazamiento d_{max} , para una estructura equivalente a 1GDL se calcula con la ecuación propuesta por Priestley et al., (2007):

$$d_{max} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i d_i} \quad (4.1)$$

donde N es el número de pisos y m_i la masa en el i-ésimo nivel.

En las figs. 4.2 y 4.3 se presenta el desplazamiento de fluencia en dirección de T y L por medio de la curva de capacidad (curva Push-Over). La curva idealizada se obtuvo usando el principio de energías iguales, que consiste en igualar las áreas que generan la curva idealizada con la curva de capacidad dentro y fuera de estas, al colocarlas en una misma gráfica.

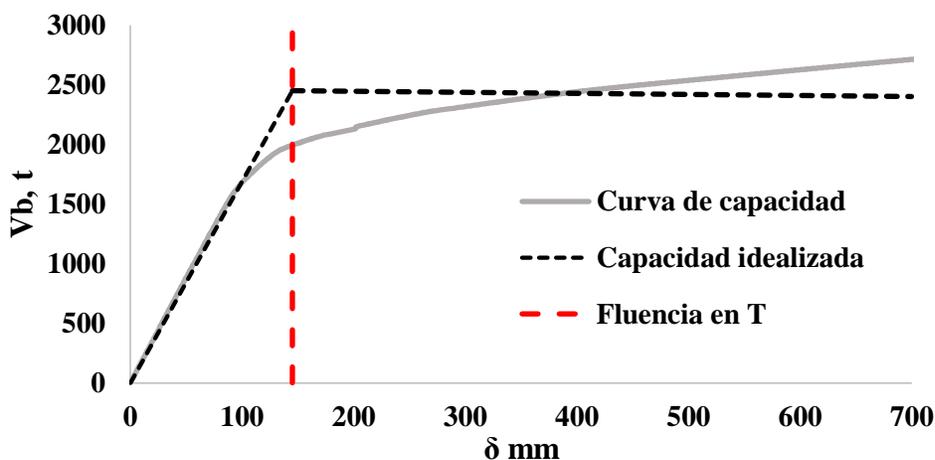


Fig. 4.2 Curva de capacidad en dirección T

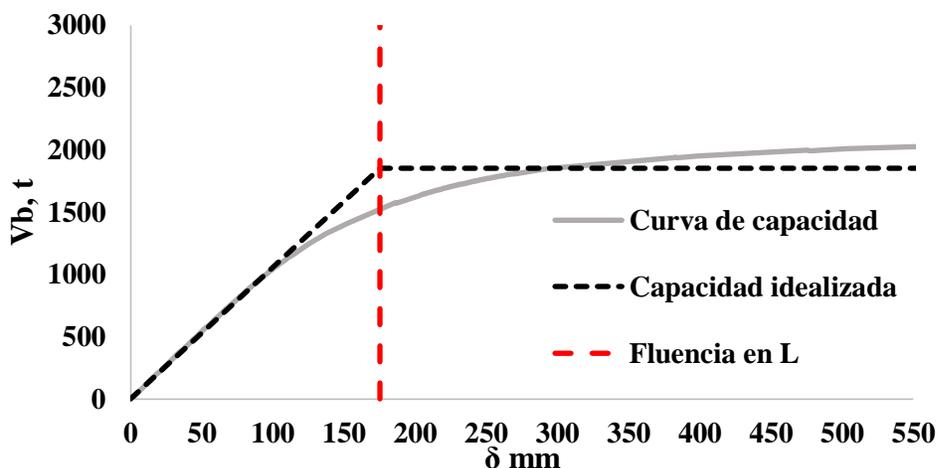


Fig. 4.3 Curva de capacidad en dirección L

Tomando en cuenta la fluencia en la curva idealizada representada en las figuras 4.2 y 4.3, los desplazamientos de fluencia son: 150 mm en T y 175 mm en L.

4.3.2. Análisis de desplazamientos con el sistema equivalente de 1GDL

Con el sistema equivalente de 1GDL se realizó la simulación de los diez sismos descritos en la sección 3.5 para cada uno de los cuatro niveles de intensidad. Los resultados se presentan en las figuras 4.4 y 4.5. La demanda de desplazamientos descritos en las figuras 4.4 y 4.5 son percentil 85% de los desplazamientos. El percentil 85% refleja una medida estadística confiable para representar la demanda de desplazamientos, aunque el diseñador puede elegir otro percentil de acuerdo con sus propios criterios.

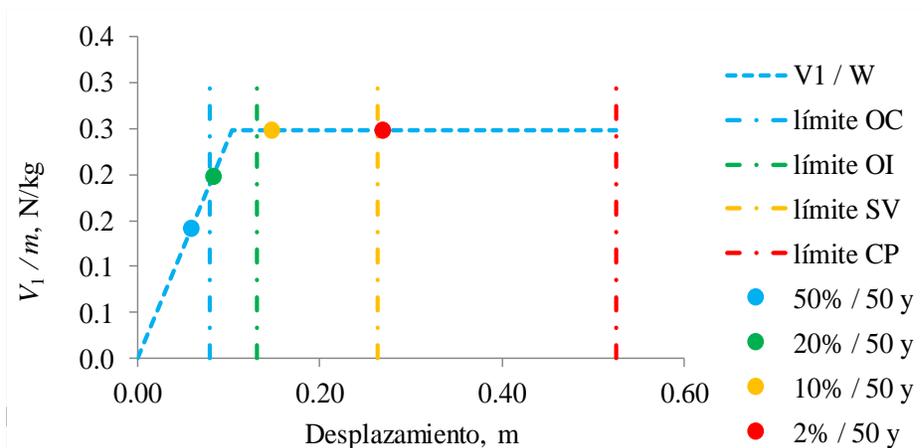


Fig. 4.4 Demanda de desplazamientos del sistema con 1GDL en T

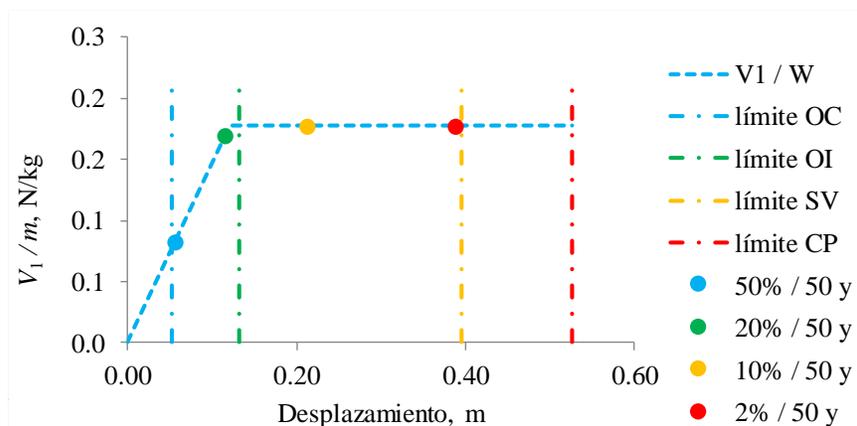


Fig. 4.5 Demanda de desplazamientos del sistema de 1GDL en L

En las figuras 4.4 y 4.5 se puede observar que en la simplificación de 1GDL los desplazamientos no superan los límites de las tres intensidades mayores; pero sí el de ocupación completa. Sin embargo, sí incursionan en el intervalo inelástico de la estructura para los sismos de intensidad 0.12g y 0.20g. El objetivo será mantener los desplazamientos en el intervalo elástico y alcanzar el objetivo de ocupación completa en ambos ejes incorporando los CRPs como estructura secundaria.

4.3.3. Desplazamientos con el sistema dual equivalente de 1GDL

Siguiendo la metodología utilizada, se determinó la participación de cada una de las estructuras, primaria y secundaria. Se hicieron varias combinaciones de porcentajes de participación para que se cumpliera el

objetivo de mantener los desplazamientos de la estructura principal en el intervalo elástico con referencia a las curvas idealizadas de capacidad. Los desplazamientos fueron los siguientes: 14 cm para el lado corto y 17.4 cm para el lado largo de la estructura, estos desplazamientos son menores a las de fluencia en las curvas idealizadas. Los porcentajes de participación fueron los siguientes: en el lado corto (eje X): 75% en la estructura primaria y 25% en la estructura secundaria; para el lado largo (eje Y): 68% en la estructura primaria y 32% en la estructura secundaria. Los desplazamientos se presentan en las figs. 4.6 y 4.7.

Con la finalidad de mantener bajos los esfuerzos de la cimentación, el cortante basal, los esfuerzos en conexiones y los esfuerzos en los elementos estructurales existentes, se decidió mantener baja la participación de los CRPs. El dotar de más capacidad la estructura secundaria (CRPs) resultaría contraproducente a los objetivos planteados.

En las figuras 4.6 y 4.7 se presentan las relaciones de desplazamiento (percentil de 85%) para los 10 sismos usados. También se aprecian las participaciones relativas de cada sistema (secundario y primario). Las líneas punteadas representan el porcentaje de participación y la línea continua representa la suma de las participaciones. Los cuatro puntos marcados están relacionados con los desplazamientos para cada nivel de intensidad o probabilidad de ocurrencia de los sismos. Por ejemplo, 50/50 representa un sismo frecuente con una probabilidad de ocurrencia del 50% en 50 años y corresponde a una intensidad sísmica de 0.025g (ver Tabla 3.6).

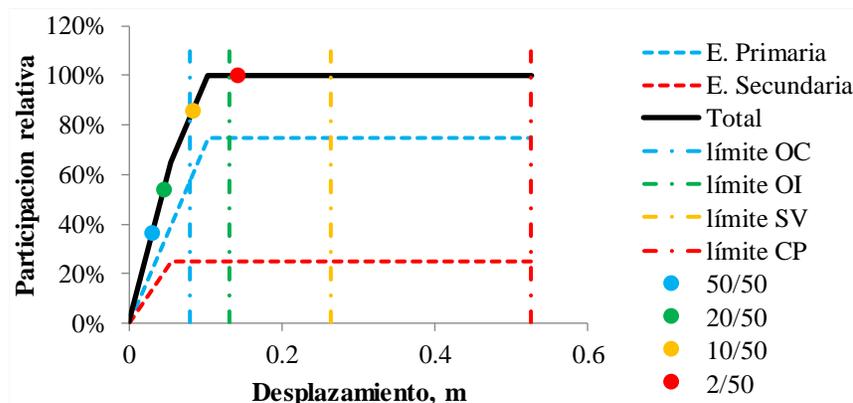


Fig. 4.6 Demanda de desplazamientos del sistema dual en T

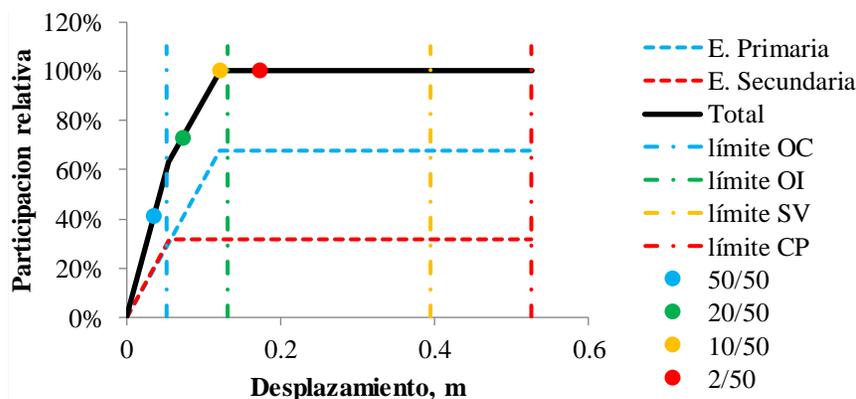


Fig. 4.7 Demanda de desplazamientos del sistema dual en L

Es importante destacar que al sistema dual de 1GDL se le proporcionó amortiguamiento extra al propuesto en la estructura principal. Pues la evidencia experimental indica que el amortiguamiento aumenta significativamente debido a la fricción producida por la interacción ente el núcleo y la funda de los CRPs (Guerrero et al., 2016). Los niveles de amortiguamiento que se agregaron dependen de la intensidad del sismo, como se muestra en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Niveles de amortiguamiento

Intensidad	0.2g	0.5g	1.2g	2.0g
$\xi_1 =$	0.03	0.05	0.05	0.05
$\xi_2 =$	0.02	0.02	0.03	0.05
$\xi_1 + \xi_2 =$	0.05	0.07	0.08	0.10

4.3.4. Áreas de los núcleos de los CRPs

Con los porcentajes de participación obtenidas para los dos sistemas se obtuvieron las áreas de acero en los núcleos de los CRPs. Siguiendo la metodología empleada, la estructura reforzada con CRPs tiene que alcanzar los siguientes periodos de fundamentales de vibrar: $T_L = 1.16$ s para el lado largo y $T_T = 1.01$ s para el lado corto.

Debido a la configuración en que se encuentran instaladas las diagonales, los periodos objetivos se consiguieron con diferentes áreas de acero en las dos propuestas analizadas, figs. 4.8 y 4.9.

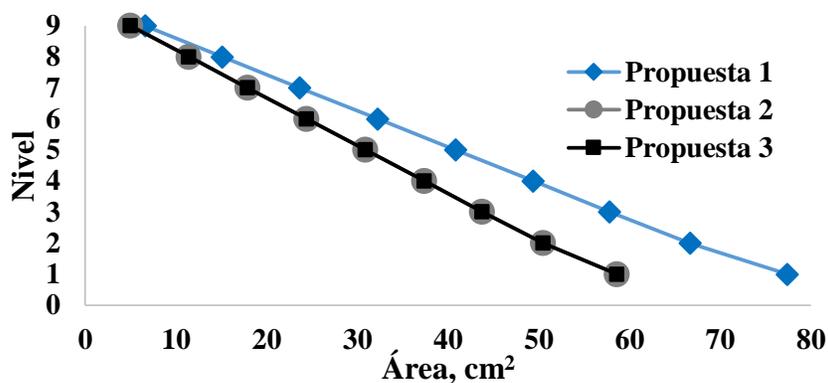


Fig. 4.8 Áreas de acero en T

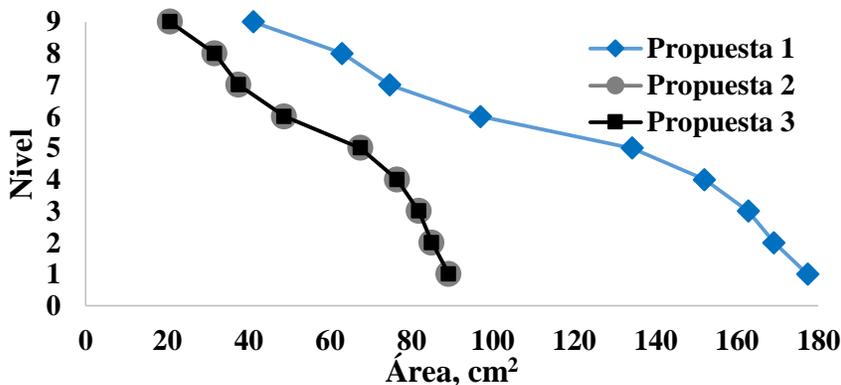


Fig. 4.9 Áreas de acero en L

Las áreas de acero disminuyen significativamente cuando la distribución se realiza con los conceptos de estructura rígida empleados por Ji (2003). En L, la diferencia de áreas de acero es aproximadamente del 50% menor con respecto a la distribución de diagonales simples, y para T, 25% menor, aproximadamente.

4.4. CAPACIDAD DE CARGA LATERAL

Para observar el aumento de capacidad de carga lateral debido al refuerzo de la estructura, se realizó un análisis tipo empujón (pushover). En las figuras 4.10 y 4.11 se muestran las curvas de capacidad antes y después del reforzamiento. También se indica con líneas punteadas la capacidad requerida por el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla (2016) para suelo tipo II, coeficiente de reducción sísmica $Q=2$, 5% de amortiguamiento y factor de importancia $I=1.5$ para hospitales.

En las figuras se observa el aumento de la capacidad de carga lateral en la estructura después de colocar el refuerzo, en ambos ejes del edificio se logra apreciar que la propuesta 1 presenta un aumento mayor de capacidad de carga seguido de las propuestas 3 y 2, respectivamente. La propuesta 1 presenta mayor capacidad de carga debido a que contiene mayor área de acero en los núcleos de los CRPs.

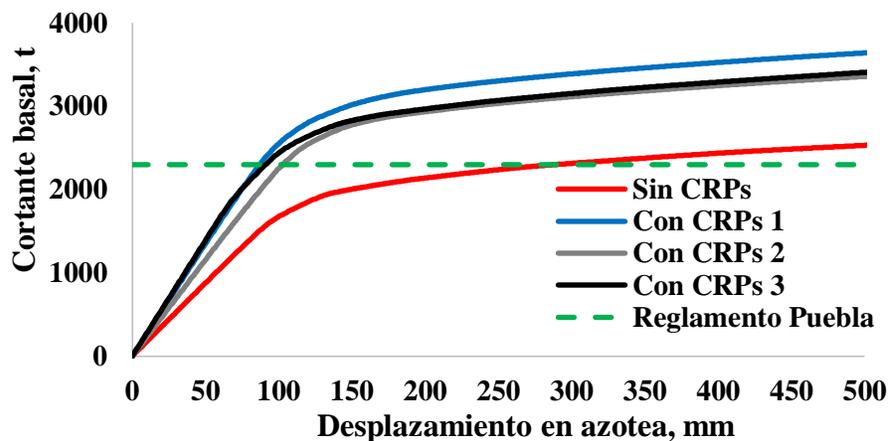


Fig. 4.10 Curva de capacidad en T

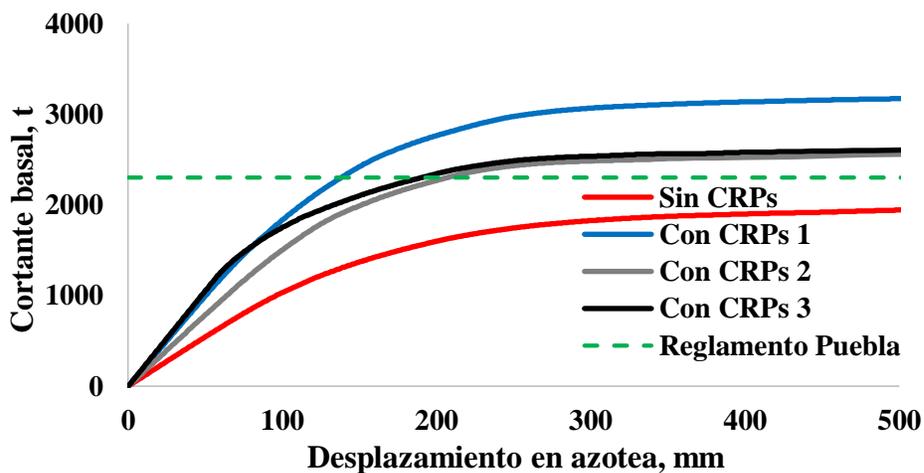


Fig. 4.11 Curva de capacidad en L

Es importante notar que en la estructura sin reforzar, la capacidad de carga lateral en L no cumple con la capacidad requerida por el reglamento vigente del municipio de Puebla, lo que muestra la necesidad de reforzar a la estructura.

4.5. RESPUESTA DINÁMICA DE LA ESTRUCTURA REFORZADA

4.5.1. Distorsiones de entrepiso

A manera de ejemplo, se comparan distorsiones de entrepiso sujeto al registro sísmico de la estación SISMEX, Puebla, con fecha de 19 de septiembre de 1985 (SXP8509), en las cuatro intensidades de diseño para los diferentes tipos de reforzamiento y sin reforzamiento. Se seleccionó el sismo SXP8509 por el motivo que en la estructura sin refuerzo se presentó inestabilidad numérica en el modelo matemático y desplazamientos que sobrepasaron el límite permitido lo cual se define como colapso.

En las figuras 4.12 a la 4.15 se puede observar que las distorsiones de entrepiso redujeron significativamente reforzando la estructura con CRPs. Para una intensidad de 0.2 g se redujo del 7% a alrededor de 1% las distorsiones en L en uno de sus entrepisos, disminuyó alrededor del 85% su distorsión, evitando así el colapso. Con la misma intensidad pero en T hubo una disminución de distorsión del 40%, aproximadamente, en una de sus distribuciones. Para las otras intensidades se observó una disminución de distorsiones de alrededor del 50% en ambos ejes. Es importante notar que, prácticamente, en todos los casos la propuesta 3 presenta las distorsiones de entrepiso menores.

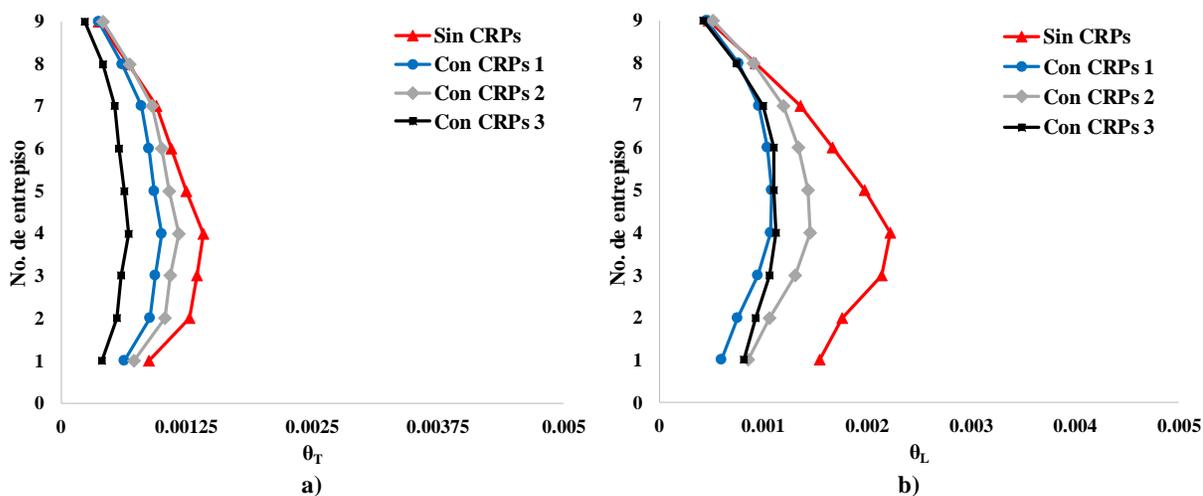


Fig. 4.12 Distorsiones de entrepiso para 0.025 g, registro SXP8509

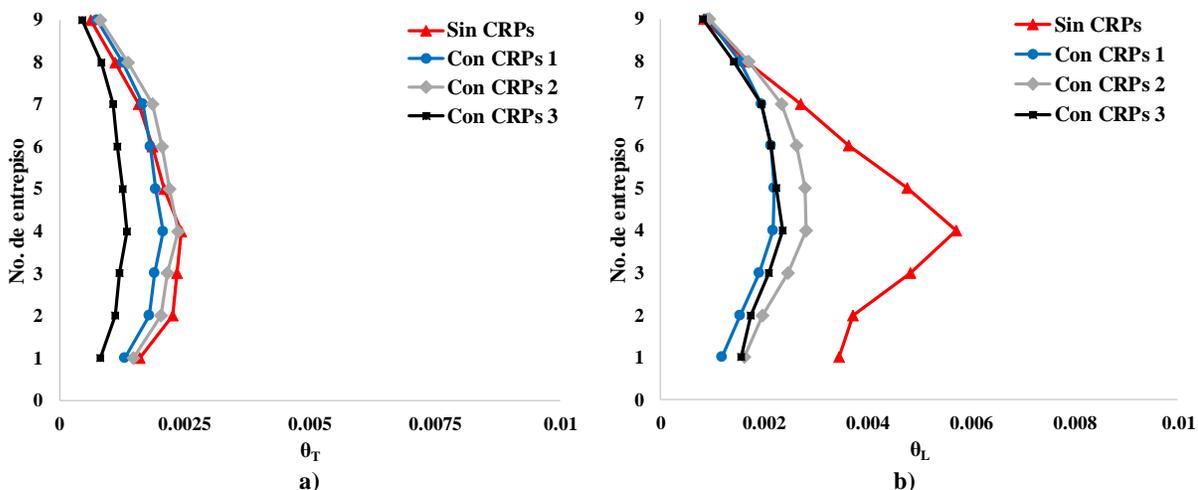


Fig. 4.13 Distorsiones de entrepiso para 0.05 g, registro SXPU8509

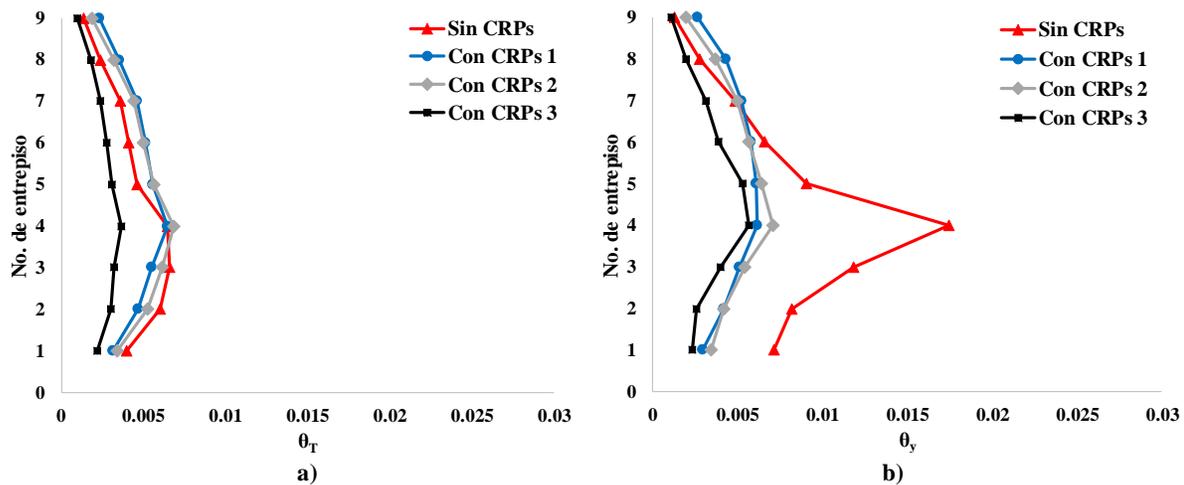


Fig. 4.14 Distorsiones de entrepiso para 0.12 g, registro SXPU8509

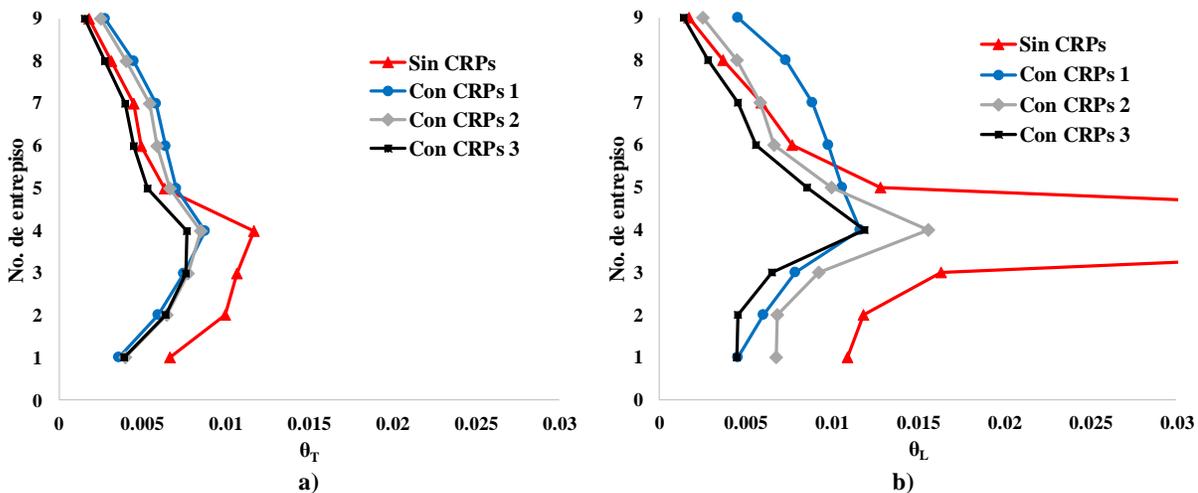


Fig. 4.15 Distorsiones de entrepiso para 0.2 g, registro SXPU8509

4.5.2. Amortiguamiento hysterético y energía disipada

La ventaja más significativa de incorporar CRPs a las estructuras es que disipan grandes cantidades de energía por comportamiento inelástico del material. En esta sección se compara la energía hysterética disipada por los CRPs y la estructura principal para las diferentes propuestas de reforzamiento.

En las figuras 4.16 y 4.17 se muestran las distorsiones del cuarto entreciso en la historia del tiempo para dos de los sismos que provocaron las demandas mayores de desplazamiento. Se muestra el cuarto entreciso porque ahí se presentan las mayores distorsiones de entreciso para todos los sismos tanto en T como en L. Las figuras a y b representan el lado corto y el lado largo de la estructura respectivamente, es decir, las direcciones en T y L. En las figuras se puede observar que los CRPs disminuyen las distorsiones de entreciso máximas de manera muy importante, lo que lleva a que la estructura presente menor daño en sus elementos estructurales. También se observa menor fatiga o ciclos de desplazamientos severos.

La propuesta 2 se realizó con el objetivo de comparar el comportamiento de la estructura equipada con CRPs con la misma área de acero que en la propuesta 3. Se pudo observar que las distorsiones no presentan grandes cambios con diferencias de áreas de acero. Esto aun cuando la propuesta 3 tenía áreas 50% menores en el eje Y con respecto a la distribución de diagonales simples (propuesta 2).

Las figuras 4.18 y 4.19 muestran las distorsiones de entreciso para las distribuciones 1 y 3 y 2 y 3, respectivamente para el registro UC449906. Haciendo una comparación entre las distorsiones del cuarto entreciso en la historia del tiempo entre la propuesta 3 contra las propuestas 1 y 2, se observa que la propuesta 3 presenta una ligera disminución de distorsiones en la historia del tiempo. Prácticamente no presentan diferencias importantes; siendo las distorsiones de la propuesta 1 25% mayores a las de la propuesta 3; y las distorsiones de la propuesta 2, 20% mayores a la propuesta 3.

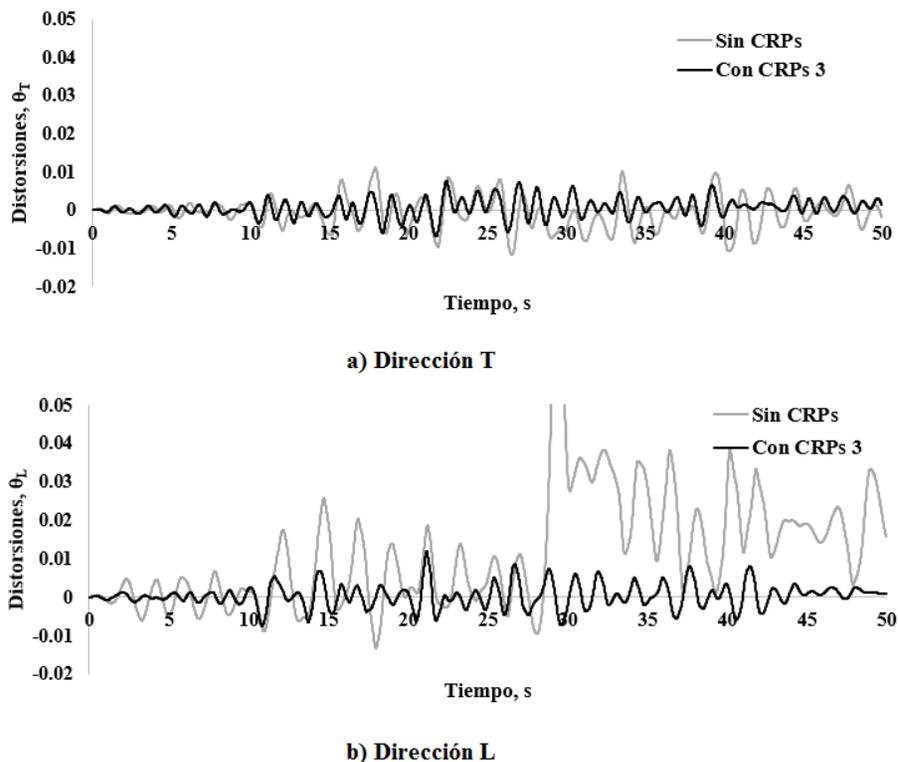
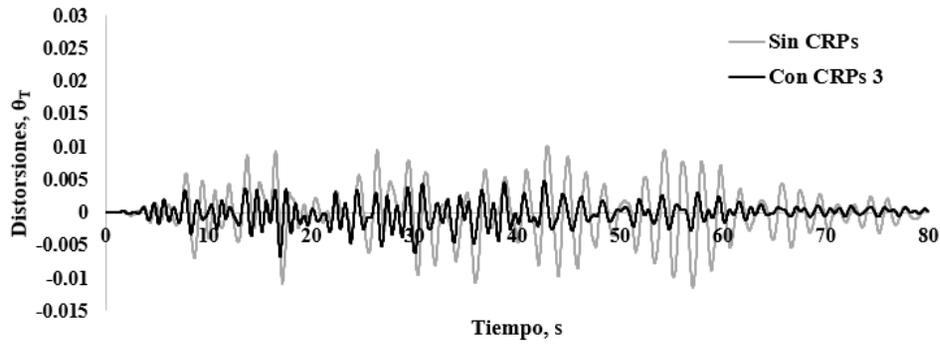
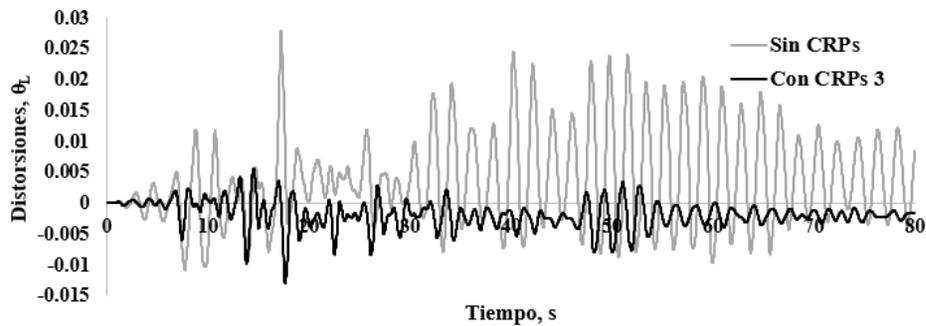


Fig. 4.16 Historia de distorsiones del cuarto entreciso para el registro SXPU8509

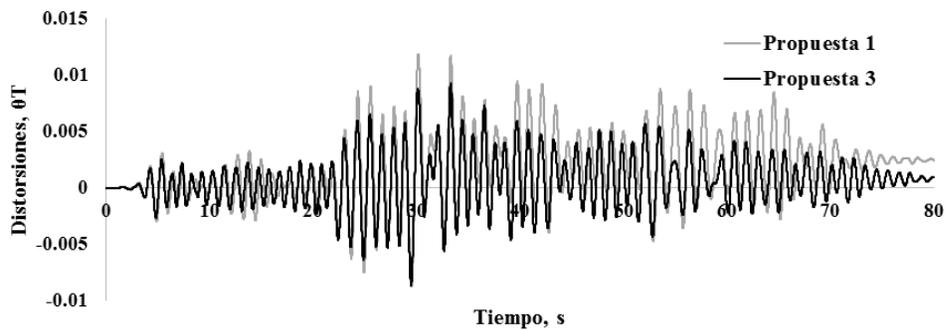


a) Dirección T

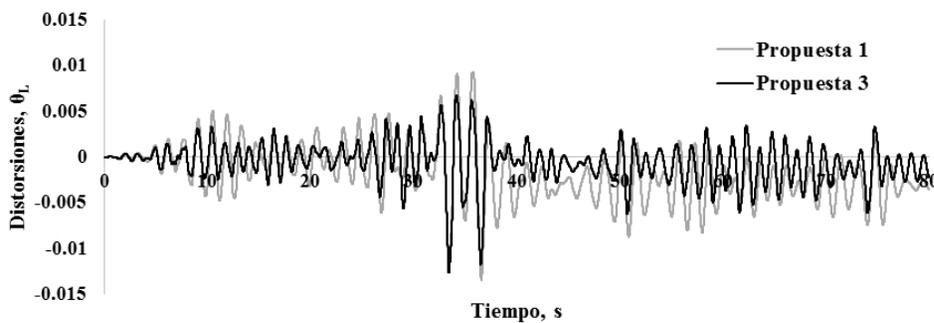


b) Dirección L

Fig. 4.17 Historia de distorsiones del cuarto entpiso para el registro CI058904



a) Dirección T



b) Dirección L

Fig. 4.18 Historia de distorsiones del cuarto entpiso para el registro UC449906

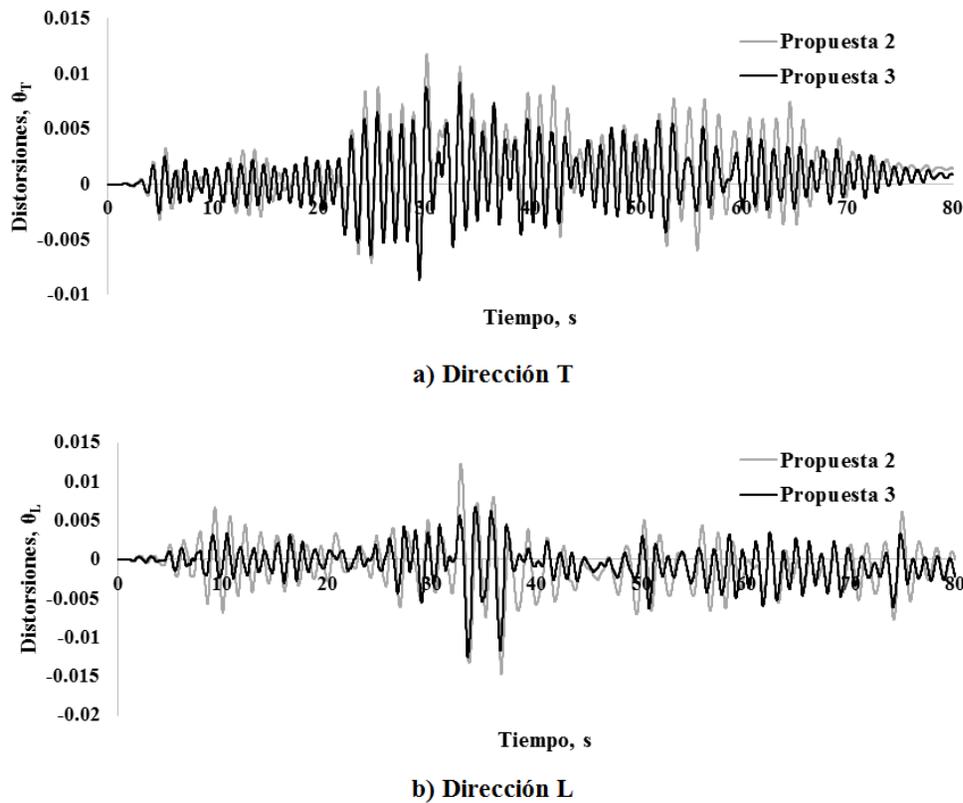


Fig. 4.19 Historia de distorsiones del cuarto entpiso para el registro UC449906

Por otro lado, resulta contraproducente dotar de mayor área de acero a los CRPs ya que la participación de la estructura principal (marcos) resulta mayor que la participación de los CRPs en términos de disipación de energía. Esto se muestra en las figuras 4.20 y 4.21.

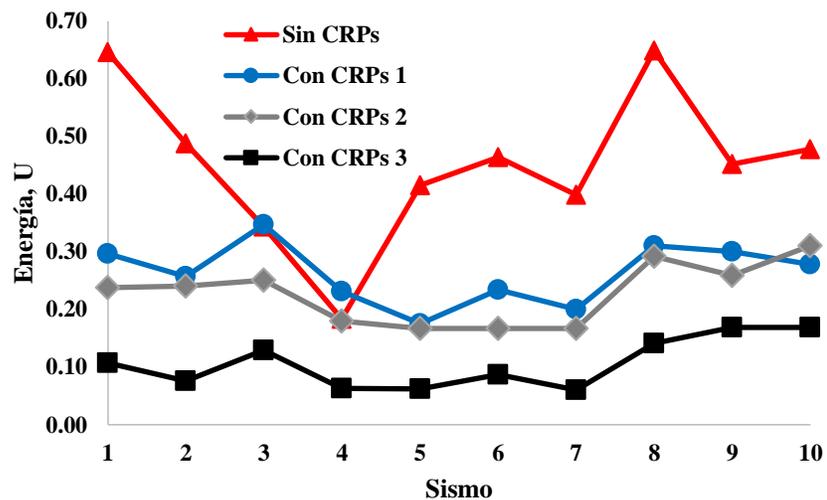


Fig. 4.20 Energía disipada para una intensidad de 0.2g: estructura primaria

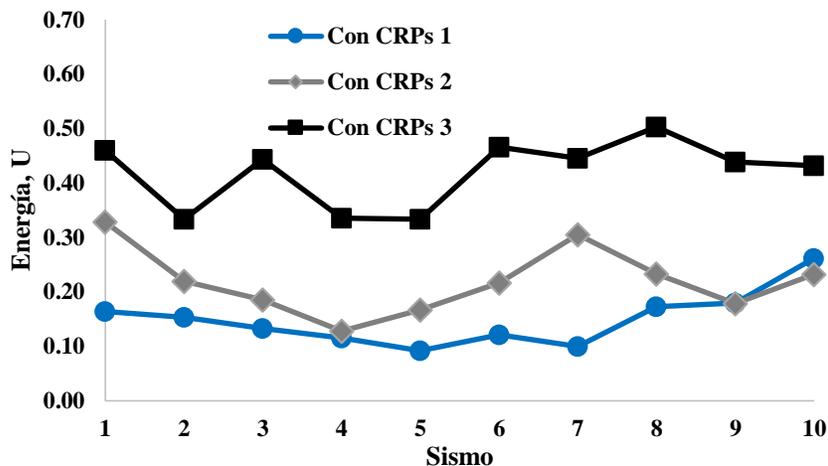


Fig. 4.21 Energía disipada para una intensidad de 0.2g: CRPs

En las figs. 4.20 y 4.21 se muestra la energía disipada por la estructura primaria y por la estructura secundaria, respectivamente, para cada una de las propuestas. Los valores representados están normalizados respecto a la energía total ingresada en la estructura completa.

La propuesta 3 resulta más efectiva pues los CRPs disipan la mayoría de la energía (entre 35% y 50%); mientras que la propuesta 1 resulta la menos eficiente al disipar los CRPs menos energía entre (10% y 25%). Es importante mencionar que la suma de las energías disipada por la estructura primaria y los CRPs no es 100%; debido a que no se está mostrando la energía disipada por el amortiguamiento viscoso.

La eficiencia de la distribución por conceptos de estructura rígida se da por la transmisión de esfuerzos de manera directa como se explica en el capítulo 2.7. Esto hace que para la propuesta 3, los esfuerzos en los elementos de la estructura primaria no sobrepasen el intervalo lineal en la mayoría de los casos, y la liberación de energía sea por los CRPs. En esta propuesta no se sobrepasó la energía disipada por la estructura primaria, en comparación con los CRPs. Por el contrario, las distribuciones con diagonales simples, en algunos casos la estructura primaria disipó más energía que los CRPs.

4.5.3. Reacciones en la cimentación

La ventaja de utilizar distribuciones con conceptos de estructura rígida (como es el caso de la propuesta 3) es que los esfuerzos por carga horizontal se distribuyen mejor en los elementos estructurales a lo largo de los marcos en donde están instalados los CRPs; y no en sólo en una crujía como ocurrió en las distribuciones de las propuestas 1 y 2. Esto llevó a que los esfuerzos en la cimentación fueran menores y mejor distribuidos, lo que se puede apreciar en la figura 4.22. Esta figura refleja el promedio de reacciones verticales mayores en los apoyos en los diez eventos sísmicos con intensidades de 0.2 g, normalizados respecto al promedio de reacciones verticales de la estructura sin contraventeos. Se observa que las reacciones verticales producidas por los sismos aumentan con respecto a la estructura sin contraventeos. Todo depende de la participación de los CRPs en la capacidad total de la estructura y de la distribución de estos. En referencia con la estructura sin contraventeos las reacciones aumentan 18%, 11% y 4% para las propuestas 1, 2 y 3, respectivamente. Cabe mencionar que las reacciones causadas por las propuestas 1 y 2 se concentraron en columnas donde se instalaron los dispositivos.

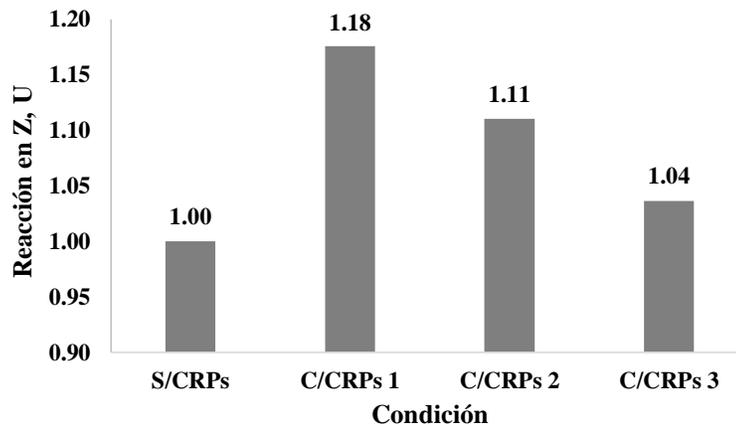


Fig. 4.22 Carga vertical en la cimentación

4.5.4. Probabilidad de colapso

La probabilidad de colapso, dada una aceleración máxima del suelo (p_g), se estimó dividiendo el número de registros sísmicos que generaron el colapso entre el número total de registros en el análisis, en este caso diez. El colapso es determinado cuando sucede alguno de los tres casos siguientes:

- Inestabilidad numérica del programa
- Distorsiones mayores al 3%; como indica el apéndice A de las NTC-2004
- Cuando una o más columnas fallaron por flexo-compresión

En la fig. 4.23 se muestran las funciones de distribución acumulada de colapso de la estructura en estudio. Las distribuciones se formaron variando los valores de la aceleración máxima del suelo.

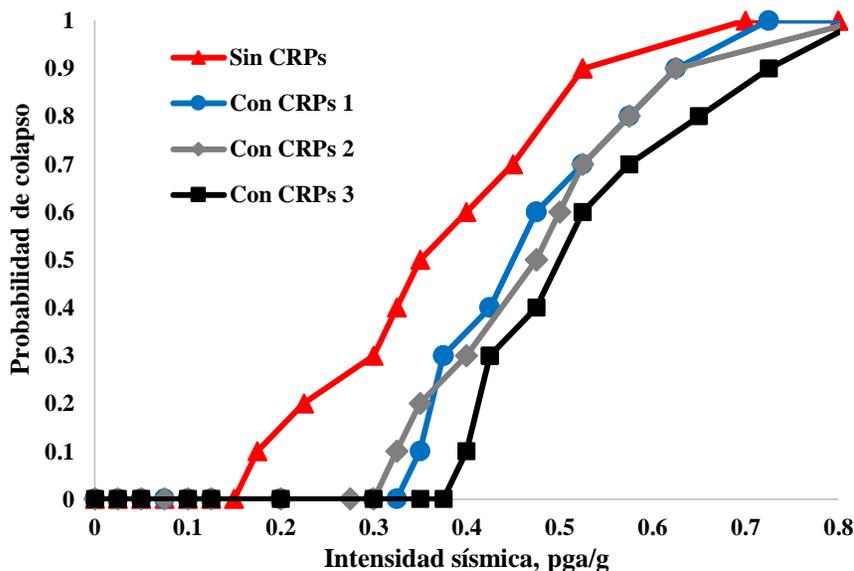


Fig. 4.23 Curvas de probabilidad de colapso

Antes de reforzar la estructura, para una intensidad sísmica de 0.35g se presentó una probabilidad de colapso del 50% mientras que los demás casos alcanzaron las siguientes probabilidades: 30% para la primera propuesta, 20% la propuesta 2, y 0% la propuesta 3. El 50% de probabilidad de colapso se presentó para las siguientes intensidades: 0.45g, 0.475g y 0.50g para las propuestas 1, 2 y 3, respectivamente. Estos resultados sugieren dos beneficios de la propuesta 3: 1) incremento de la capacidad sísmica y 2) disminución de la probabilidad de colapso.

El modo de falla para la estructura sin reforzamiento fue, en todos los casos el de la distorsión máxima de 3%, de igual forma para la propuesta 3. No fue así para la propuesta 1 y 2 donde el modo de colapso fue parcial en los elementos columna por flexocompresión justo donde se ubicaron los contraventeos.

4.5.5. Probabilidad de daño en elementos no estructurales

En esta sección se presenta una curva de probabilidad de daño. Ésta se obtuvo dividiendo el número de registros sísmicos que sobrepasan una distorsión del 0.5% entre el número total de ellos. El valor de 0.5% en las distorsiones para daño a elementos no estructurales se obtuvo de Reyes (1999). Para los daños no estructurales es recomendado revisar las aceleraciones y velocidades en cada nivel, pero por simplicidad los daños a elementos no estructurales y contenidos en el hospital se consideraron el límite de la distorsión descrita anteriormente.

En la fig. 4.24 se muestra una función de distribución acumulada de la probabilidad de daño en elementos no estructurales de la estructura en estudio. Se puede notar en la figura que la distribución efectuada con base en estructuras rígidas (propuesta 3) tiene una mejor eficiencia que las demás. La estructura sin reforzar alcanzó una probabilidad de daño en elementos no estructurales del 50% con 0.06g, mientras que las propuestas 1, 2 y 3 alcanzaron el 50% de probabilidad con 0.682g, 0.11g y 0.15g, respectivamente. De aquí se aprecia claramente que la propuesta 3 es la más conveniente.

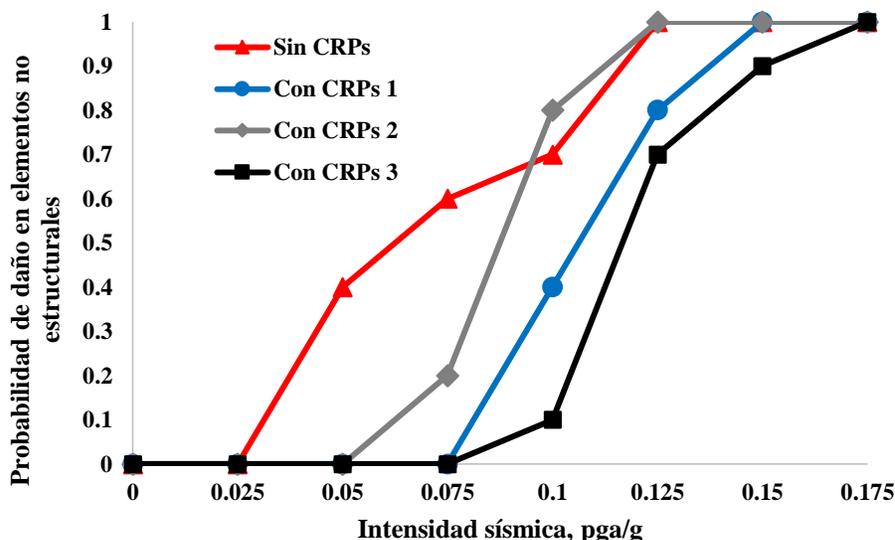


Fig. 4.24 Curva de probabilidad de daño a elementos no estructurales

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se desarrollaron tres propuestas de reforzamiento de la estructura de un hospital de la ciudad de Puebla. Para las propuestas 1 y 2 se realizó una distribución muy utilizada en la práctica profesional, como son diagonales simples en zigzag en todo lo alto de la estructura. La tercer propuesta se realizó a partir de conceptos estructurales de diseño de estructuras rígidas. Los resultados permitieron realizar diferentes comparaciones de interés, como estructuras con diferente área de acero y rigidez en los CRPs pero la misma distribución de contraventeos o estructuras con la misma área de acero pero diferente distribución.

El análisis se realizó con el programa de cómputo para análisis no lineales CANNY-E. Para el diseño del refuerzo, se usó una metodología basada en el control de desplazamientos laterales. Con base en los resultados obtenidos, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Dadas las características de la estructura, las distorsiones de entrepiso se presentaron en el cuarto (de nueve) entrepiso.
- El reforzamiento de la estructura resultó necesaria por las siguientes razones: 1) la estructura sin refuerzo no cumple con los niveles de desempeño sísmico para estructuras con objetivo esencial (como es el caso de hospitales); 2) la estructura presenta niveles de probabilidad de colapso y daños elevados; y 3) la estructura no cumple con los niveles de capacidad requerida por el código vigente de Puebla.
- Las áreas de acero de los elementos estructurales para cada una de las dos propuestas depende del tipo de distribución del reforzamiento que se le asigne.
- En las tres propuestas se logra disminuir las probabilidades de colapso y se cumple con los objetivos de diseño.
- En la propuesta 3 se logró alcanzar la misma rigidez lateral con alrededor de 50% menor cantidad en área de acero para los núcleos de los dispositivos.
- La propuesta 3 es la más efectiva para el reforzamiento. Debido a que :
 - Presenta menor área de acero en los núcleos de los dispositivos para los mismos niveles de rigidez lateral.
 - Reduce en mayor cantidad las distorsiones de entrepiso; en especial las del cuarto entrepiso para todos los objetivos de desempeño sísmico.
 - Distribuye mejor los esfuerzos en la mayoría de los elementos estructurales, a diferencia de las propuestas 1 y 2 que concentran los esfuerzos en muy pocos elementos estructurales. La concentración de esfuerzos provocó que el modo de falla cambiara a flexocompresion y no por desplazamientos laterales.
 - La mayor cantidad de disipación de energía se debe a los CRPs, y no a la estructura primaria.
 - Distribuye de manera uniforme y reduce de manera significativa los esfuerzos a la cimentación en comparación con las propuestas 1 y 2.
 - Presenta un mejor comportamiento en las curvas de probabilidad de colapso y probabilidad de daño no estructural.

De las concusiones presentadas, se identificaron posibles áreas de investigación futura que no fue posible abordar en esta tesis debido a tiempo y alcances de la misma. A continuación se mencionan algunas recomendaciones a partir de los resultados de este trabajo:

- Revisar el comportamiento de los CRPs y la estructura primaria con efectos de interacción suelo-estructura.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Revisar el comportamiento de los CRPs para edificios altos y edificios irregulares donde los conceptos de estructura rígida no puedan emplearse al 100% y los efectos de torsión pudieran ser importantes.
- Comparar la eficiencia de los CRPs contra otros disipadores de energía y los contraventeos convencionales.

REFERENCIAS

- Arroyo, D., Téran, A., Gama E., y Guerrero J. (2009), “Estudio experimental de contravientos restringidos contra pando: desarrollo conceptual y detalles de implementación”, Reporte UAM-A/DMAE-2009/04, México.
- Bazán, E. y Meli, R. (2005), “Diseño sísmico de edificios”, Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores, México D.F, México.
- Li, K. N.(2010), “CANNY-E, three-dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package, users and technical manual”, Canny Consultants PTE LTD, Singapur.
- CENAPRED (1999), “ el sísmo de tehuacán del 15 de juio de 1999”, Infomes Técnicos CENAPRED. México.
- Chiodi, R., Prota, A., Manfredi, G., y Di Sarno, L. (2012), “Nonlinear seismic behavior of an existing rc building retrofitted with BRBs”, 15 WCEE, LISBOA, 2012, España.
- Código Reglamentario para el Municipio de Puebla (2016), “Acciones urbanísticas y edificaciones en el municipio de Puebla”, Periódico Oficial del Estado de Puebla, México.
- Downs, R. E., K. D. Hjelmstad y D. A. Foutch (1991), “Evaluation of two RC buildings retrofit with steel bracing”, Structural Research Series No. 563, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, EUA.
- FEMA (2000), “FEMA 356, prestandart and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, Federal Emergency Agency, Washington, D.C, EUA.
- FEMA (2009), “FEMA P-440A, effect of strength and stiffness degradation on siesmic response”, Federal Emergency Agency, Washington, D.C, EUA.
- Guerrero, H., T. Ji, A. Teran-Gilmore y J. A. Escobar (2016), “A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with Buckling-Restrained Braces”. Engineering Structures. 123, pp. 141–154. DOI:10.1016/j.engstruct.2016.05.015.
- Ji, T. (2003), “Concepts for designing stiffer structures”, personal pages.manchester.ac.uk.
- Kim, J., & Seo, Y. (2004). Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces. Engineering Structures , 26, 543-551.
- Kostoglodov V. y Pacheco J. (1999), “Un catálogo de sismos moderados y grandes ocurridos en México durante el siglo XX”, Poster 100 años de sismicidad en México, Instituto de Geofísica, UNAM, México.
- Mahrenholtz, C., Lin, P., Wu, A., Tsai, K.C., y Hwang, S., Lin, R. (2014), “Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces”, John Wiley & Sons, Ltd.
- Maley, T., Sullivan, T., & Della Corte, G. (2010). “Development of a displacement-based design method for steel dual systems with buckling-restrained braces and moment-resisting frames”, Journal of Earthquake Engineering, 14, 106-140.

- Merritt, S., Uang, C.-M. y Benzoni, G. (2003), “Subassemblage testing of Corebrace Buckling-Restrained Braces”. La Jolla, California: University of California, San Diego. TR-2003/01.
- NTCDEM-16. (2016), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- NTCDS-04. (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Ordaz, M. y Montoya, C. (2002) “Programa DEGTRA A4 versión 4.06”, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Park, R. y Paulay, T. (1975), “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley & Sons, Inc., Canadá.
- Reyes, C. (1999), “El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios”, Tesis doctoral, DEPI, UNAM, México.
- SEAOC (1995), “Vision 2000 – Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, EUA.
- Segovia, V.A (2015), “Criterio de diseño sísmico óptimo por desplazamientos para edificios con disipadores histeréticos”, Tesis de maestría, UNAM, México.
- Terán, A., y Virto, N. (2009), “Diseño Basado en Desplazamientos de Edificaciones Bajas Rigidizadas con Contravientos Desadheridos”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 80, 1-29.
- Veletsos, A.S y Newmark, N.M. (1960), “Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions”, Preceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 895-912, Japan.
- Iwata M, Kato T, Wada A (2000) Buckling-restrained braces as hysteretic dampers. In: Proceeding of the 3rd international conference STESSA, Montreal, QC, Canada, 21–24 August 2000, pp. 33–38. Boca Raton, FL: CRC Press.