



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

SIMULACIÓN HÍBRIDA DE ESTRUCTURAS CON PROBLEMAS DE ENTREPISO
FLEXIBLE REFORZADAS CON CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO

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

PRESENTA:
EMMANUEL ZAMORA ROMERO

DIRECTOR DE TESIS
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX, NOVIEMBRE 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO

Presidente: Dra. Ruiz Gómez Sonia Elba

Secretario: Dr. Muriá Vila David

Vocal: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Primer suplente: Dr. Pérez Gavilán Escalante Juan José

Segundo suplente: Dr. Guerrero Bobadilla Héctor

Lugar donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, CDMX, México

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Rosendo y Alicia, por ser siempre una fuente de inspiración; así como a mis hermanos Carolina, Noé, Ángel, Rosendo, Daniela, Aldo y Oswaldo por su apoyo.

Por sus comentarios, críticas y evaluación al Dr. Escobar y al Dr. Guerrero durante la realización de este documento y durante mis estudios de posgrado.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por los fondos destinados para mis estudios de posgrado reflejado en esta investigación.

Por hacer esto años más amenos y cultivar una gran amistad a Erick, Giovanni, Nina, Noé, Luis y Pedro. Especialmente al último por sus valiosos comentarios a este trabajo.

RESUMEN

Uno de los fenómenos que más daños estructurales causa a las edificaciones son los sismos. Por ello, para la prevención de pérdidas económicas y humanas, la necesidad de aumentar el entendimiento del desempeño de sistemas de protección sísmica (SPS) se vuelve fundamental. Dicho objetivo se cumple de mejor manera mediante estudios experimentales de elementos diseñados para disipar la energía debida a sismos de gran intensidad, ya que el comportamiento es complejo y depende de muchas variables. Con este fin, en el presente trabajo se documenta la realización de pruebas de simulación híbrida (SH). Estas consisten en realizar análisis estructural mediante la combinación de un modelo numérico y un modelo físico a ensayar. En este trabajo, para la SH, se empleó el método pseudodinámico (PSD) de análisis aplicado a una estructura equipada con un contraventeo restringido al pandeo (CRP) y con un contraventeo convencional (CC) sometida a cargas sísmicas.

En las pruebas se simuló numéricamente el comportamiento de un marco plano de 5 pisos, típico de un edificio de vivienda multifamiliar en la Ciudad de México, con problemas de exceso de flexibilidad en la planta baja ante un sismo de gran magnitud. Posteriormente, utilizando SH, se equipó con un CRP y después un CC para estudiar su desempeño con cada uno de los dispositivos y compararla en términos de demanda de ductilidad, comportamiento histórico, distorsiones de entrepiso y aceleraciones de piso. El acelerograma que se empleó en las pruebas fue el componente Este-Oeste del registro del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), cuyo sismo tuvo epicentro en Michoacán, México. Las diferentes pruebas se realizaron escalando el registro mencionado a las intensidades de 10, 25, 50 y 100%.

ABSTRACT

Earthquakes are a major cause of structural damage in buildings. Thus, a crucial point for preventing casualties and financial losses is improving the understanding of the performance of seismic protective systems. This aim is better achieved through experimental testing of the elements specially designed to dissipate the energy added into a structural system during a major earthquake, since modeling this behavior is complex and depends on multiple variables. Considering this outlook, the present work reports the results of experimental pseudo-dynamic tests compiling a numerical analysis and physical model, using a technique called hybrid simulation, on a retrofitted structure equipped with a low-cost buckling-restrained brace and a conventional one under seismic loading.

The testing was conducted at the Institute of Engineering of the National Autonomous University of Mexico. For the tests, a five-story frame was simulated as part of a typical multi-departmental building in Mexico City with problems in the soft ground floor with

flexibility excess. Once the frame was modeled numerically, it was retrofitted with a buckling-restrained brace or a conventional brace, to compare their separate performance in terms of ductility demand, hysteretic behavior, inter-storey drifts and acceleration. The accelerogram used was the reported by the Transports and Communications Secretary Station during the Sep/19/1985 Michoacán, Mexico earthquake, scaled at 10, 25, 50 and 100%.

CONTENIDO

| | |
|---|-----|
| AGRADECIMIENTOS..... | V |
| RESUMEN..... | VII |
| ABSTRACT..... | VII |
| CONTENIDO..... | IX |
| TABLA DE FIGURAS | XI |
| 1. INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1. ANTECEDENTES | 3 |
| 1.1.1. Simulación Híbrida con Pruebas Pseudodinámicas..... | 3 |
| 1.1.2. Contraventeos Restringidos al Pandeo | 5 |
| 1.2. OBJETIVOS, ALCANCES Y JUSTIFICACIÓN..... | 6 |
| 1.2.1. Objetivos..... | 6 |
| 1.2.2. Alcances..... | 7 |
| 1.2.3. Justificación | 7 |
| 2. ESTADO DEL ARTE..... | 9 |
| 2.1. AMENAZA Y RESPUESTA SÍSMICA EN LA CIUDAD DE MÉXICO..... | 9 |
| 2.2. SIMULACIÓN HÍBRIDA Y PRUEBAS PSEUDODINÁMICAS..... | 9 |
| 2.3. CONTROL ESTRUCTURAL CON CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO | 11 |
| 3. MÉTODO EXPERIMENTAL DE PRUEBAS PSEUDODINÁMICAS | 13 |
| 3.1. ALGORÍTMO PSEUDODINÁMICO | 13 |
| 3.2. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA..... | 14 |
| 3.3. ALGORITMOS DE INTEGRACIÓN PARA LA SIMULACIÓN HÍBRIDA..... | 15 |
| 3.4. ERRORES EN SIMULACIÓN HÍBRIDA | 16 |
| 3.4.1. Errores de modelación e implementación | 17 |
| 3.4.2. Errores por experimentación | 17 |
| 3.4.3. Técnicas de mitigación de errores | 17 |
| 4. EQUIPO Y PROGRAMAS UTILIZADOS..... | 19 |
| 4.1. EQUIPO ELECTROHIDRÁULICO | 19 |
| 4.2. PROGRAMA DE ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS OPENSEES | 20 |
| 4.3. PROGRAMA PARA ARREGLO EXPERIMENTAL OPENFRESCO..... | 22 |
| 5. CONFIGURACIÓN DE PRUEBAS PSEUDODINÁMICAS | 24 |

| | | |
|--------|--|----|
| 5.1. | REGISTRO SÍSMICO Y MARCO ESTRUCTURAL | 24 |
| 5.2. | CARACTERÍSTICAS DE CONTRAVENTEOS | 25 |
| 5.2.1. | Restringidos al Pandeo | 26 |
| 5.2.2. | Contraventeo Convencional | 29 |
| 5.3. | ARREGLO EXPERIMENTAL | 29 |
| 5.4. | PROTOCOLO DE PRUEBAS | 32 |
| 6. | RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA | 35 |
| 6.1. | ANÁLISIS ESTÁTICO | 35 |
| 6.2. | ANÁLISIS DINÁMICO | 39 |
| 6.2.1. | Distorsiones de Entrepiso | 39 |
| 6.2.2. | Aceleración de piso | 43 |
| 7. | COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CONTRAVENTEOS | 45 |
| 7.1. | CURVAS HISTERÉTICAS | 45 |
| 7.1.1. | Contraventeo Restringido al Pandeo 1 | 45 |
| 7.1.2. | Contraventeo Restringido al Pandeo 2 | 48 |
| 7.1.3. | Contraventeo Convencional | 51 |
| 7.2. | CURVAS DE ENERGÍA | 54 |
| 8. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 57 |
| | REFERENCIAS | 61 |

TABLA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1. Edificios colapsados por exceso de flexibilidad en planta baja debido al sismo del 19 de septiembre de 2017 en la ciudad de México. 2 | |
| Figura 1.2. Esquema de un paso en un análisis híbrido de una estructura de un GDL | 3 |
| Figura 1.3. Subestructuración en una prueba de SH..... | 5 |
| Figura 1.4. Sección tipo de CRP y curvas histeréticas comunes de contraventeos | 6 |
| Figura 3.1. Diagrama de flujo de componentes para SH..... | 14 |
| Figura 3.2. Esquema de pruebas PSD con técnica de <i>ramp-and-hold</i> | 15 |
| Figura 4.1. Actuador electrohidráulico..... | 20 |
| Figura 4.2. a) Colector hidráulico utilizado. b) Pantalla del <i>Station Manager</i> durante una prueba. | 20 |
| Figura 4.3. Distribución modular de la plataforma OpenSees. | 21 |
| Figura 4.4. Modulo de <i>Domain</i> para SH | 21 |
| Figura 4.5. Componentes de la configuración de OpenFresco para un arreglo local | 22 |
| Figura 4.6. a) Esquema de elemento <i>EETruss</i> . b) Esquema básico del arreglo experimental (<i>ESOneActuator</i>)..... | 23 |
| Figura 5.1. Marco de estudio para las pruebas. | 24 |
| Figura 5.2. Componente EO del sismo registrado por la estación de SCT para el sismo del 19/sep/1985 Michoacán, México..... | 25 |
| Figura 5.3. Espectro de respuesta elástico, $\xi = 5\%$ | 25 |
| Figura 5.4. Esquema de CRP..... | 26 |
| Figura 5.5. Detalle de sección transversal. | 27 |
| Figura 5.6. a) Gancho y perforaciones en CRP, b) Dispositivos colados con mortero. | 28 |
| Figura 5.7. Construcción de CRPs..... | 28 |
| Figura 5.8. Vista transversal de arreglo..... | 29 |
| Figura 5.9. Perfil de montaje para pruebas..... | 30 |
| Figura 5.10. Planta de montaje para pruebas..... | 31 |
| Figura 5.11. Arreglo para pruebas en el laboratorio..... | 31 |
| Figura 5.12. Detalles de arreglo experimental..... | 32 |
| Figura 6.1. Formas modales del marco sin contraventeos..... | 35 |
| Figura 6.2. Curvas de capacidad lateral del marco variando área de contraventeo..... | 36 |
| Figura 6.3. Variación de capacidad lateral del marco con diferentes áreas en el contraventeo. | 37 |
| Figura 6.4. Variación de cortante en nodo 13..... | 37 |
| Figura 6.5. Variación de reacción vertical en el nodo 13. | 38 |
| Figura 6.6. Formas modales del marco equipado con contraventeo. | 39 |
| Figura 6.7. Historia de desplazamientos para MSC. | 39 |
| Figura 6.8. Perfil de distorsiones del MSC..... | 40 |
| Figura 6.9. Historia de desplazamientos para MCRP2..... | 41 |
| Figura 6.10. Perfil de distorsiones del MCRP2. | 41 |
| Figura 6.11. Historia de desplazamientos para MCC..... | 42 |

| | |
|---|----|
| Figura 6.12. Perfil de distorsiones del MCC. | 43 |
| Figura 6.13. Historias de aceleración en pruebas de simulación para SCT 50% en la azotea. | 44 |
| Figura 6.14. Historias de aceleración en pruebas de simulación para SCT 100% en la azotea. | 44 |
| Figura 7.1. Curvas de histéresis de CRP1. | 46 |
| Figura 7.2. Parte central de CRP1 posterior a las pruebas. | 47 |
| Figura 7.3. Historia de desplazamientos objetivo y medido para el CRP1. | 48 |
| Figura 7.4. Error absoluto entre el desplazamiento objetivo y medido para el CRP1..... | 48 |
| Figura 7.5. Curvas de histéresis de CRP2. | 49 |
| Figura 7.6. Estado final de CRP1 y CRP2..... | 50 |
| Figura 7.7. Historias de desplazamientos objetivo y medido para el CRP2..... | 50 |
| Figura 7.8. Error absoluto entre el desplazamiento objetivo y medido para el CRP2..... | 51 |
| Figura 7.9. Curvas de histéresis de CRP1. | 52 |
| Figura 7.10. Estado de CC después de prueba al 50%, a) parte central, b) conexión. | 52 |
| Figura 7.11. Historias de desplazamientos objetivo y medido para el CC..... | 53 |
| Figura 7.12. Error absoluto entre el desplazamiento objetivo y medido para el CC..... | 53 |
| Figura 7.13. Estado de CC después de prueba al 100%, a) parte central, b) conexión. | 54 |
| Figura 7.14. Curvas de demanda de ductilidad para el CRP1. | 55 |
| Figura 7.15. Curvas de demanda de ductilidad para el CRP2. | 55 |
| Figura 7.16. Curvas de demanda de ductilidad para el CC. | 56 |

1. INTRODUCCIÓN

Prevenir y mitigar el daño a infraestructura causado por fenómenos naturales de grandes magnitudes; como huracanes, sismos o tsunamis, es una disposición esencial para cualquier gobierno debido a que las pérdidas económicas y humanas pueden ser catastróficas al no dar la importancia necesaria al tema. Como parte de las medidas que se toman para cumplir con este objetivo, los reglamentos de construcción han sufrido cambios significativos en las últimas décadas gracias al estudio del comportamiento de diversos tipos de estructuras ante demandas características de los fenómenos mencionados. Muchas de las mejoras a las disposiciones contenidas en los reglamentos son una consecuencia de investigaciones experimentales, ya que los modelos numéricos ante condiciones de no linealidad, comportamientos no elástico y condiciones de frontera realistas se tornan complicados y, en muchas ocasiones, poco confiables. Por ello, es de gran importancia desarrollar y mejorar métodos de análisis calibrados con pruebas de laboratorio. Esto con la finalidad de diseñar, planear y construir estructuras más seguras para sus ocupantes.

En particular para este trabajo, debido a la zona de alta sismicidad en la que se encuentra situado territorio mexicano, se hizo énfasis en la comprensión del comportamiento de las construcciones ante demandas sísmicas extremas. El desconocimiento del fenómeno y/o negligencia en la ejecución de las medidas necesarias para estructuras resistentes a sismos ha tenido como resultado pérdidas económicas sustanciales debidas a daños a contenidos, degradación de la integridad estructural e incluso el colapso de éstas; lo cual pone en riesgo la vida humana. Numerosos casos, consecuencia de lo antes mencionado, han sido catalogados en diversas partes del país centrando la atención en los hechos ocurridos en el área metropolitana de la ciudad de México debido a los sismos del 19 de septiembre de 1985 (Rosenblueth, Gracia y Nuñez 1992) y en 2017 (Galvis, y otros 2017), por el impacto producido a una de las ciudades más grandes del mundo. En algunos casos, los daños a elementos estructurales y no estructurales ocasionados por dichos eventos son recurrentemente causados por el exceso de flexibilidad en los entrepiso y planta baja, errores comunes en estructuración de edificios.

Por lo descrito anteriormente, se decidió estudiar un método de prueba experimental que muestra amplias ventajas en ingeniería estructural. Este consiste en realizar un análisis dinámico de una estructura mediante la combinación de pruebas analíticas y experimentales para evaluar el comportamiento global de la misma ante excitaciones de carácter sísmico. Para evaluar y comparar su capacidad ante la ocurrencia de sismos severos, este método fue usado en un edificio equipado con un CRP de bajo costo, propuesto por Guerrero (2016) y un CC. El resultado del uso de pruebas de SH y el estudio de la capacidad de CRP, en conjunto, son la caracterización de las ventajas y desventajas de este tipo de elementos como SPS para el reforzamiento de estructuras. Donde se observó la mayor capacidad del CRP propuesto como elemento de refuerzo estructural.

La Figura 1.1 muestra imágenes de fachadas de edificios antes y después del sismo del 19 de septiembre de 2017 en la ciudad de México. Se muestran estructuras con problemas en planta baja con exceso de flexibilidad. Son algunos de los múltiples colapsos vistos en la ciudad.



a) antes



b) después



c) antes



d) después



e) antes



f) después

Figura 1.1 Edificios que fallaron por exceso de flexibilidad en planta baja debido al sismo del 19 de septiembre de 2017 en la ciudad de México. a) Saratoga 714, Col. Portales. b) Rébsamen 241, Col. Narvarte. e) Patricio Sanz 37, Col Del Valle

1.1. ANTECEDENTES

1.1.1. Simulación Híbrida con Pruebas Pseudodinámicas

Gracias a las innovaciones en términos de sistemas de control, capacidad computacional y equipo para la adquisición de datos, durante los últimos años se han tenido grandes avances en el estudio del comportamiento de sistemas estructurales ante cargas sísmicas. Dichas investigaciones caen en un ámbito experimental o analítico. En general, sobre los métodos experimentales, se considera a las pruebas en mesa vibradora como las más realistas para reproducir el desempeño de una estructura ante solicitaciones dinámicas impuestas por movimientos del suelo (Saouma y Sicaselvan 2008). Sin embargo, la modelación de un sistema estructural dividido en una parte numérica y al menos una parte física, la SH, es una gran alternativa para evaluar el mencionado desempeño estructural combinando técnicas experimentales y analíticas. Además, la SH se puede realizar, usando el método PSD para reducir su demanda de equipo. El método PSD consiste en aplicar las fuerzas inerciales debidas a movimientos del suelo a una velocidad menor a la real controlando éstas con base a los desplazamientos resultado de las demandas estructurales dinámicas del modelo.

En la Figura 1.2 se muestra un esquema del ciclo necesario para realizar un paso en una prueba de SH para una estructura de un grado de libertad (GDL). El proceso comienza cuando la celda de carga toma una señal análoga que define la fuerza en el actuador; una vez convertida la señal análoga en digital (A/D), se utiliza para retroalimentar el modelo numérico y resolver la ecuación de movimiento. Resuelta la ecuación de movimiento, se obtiene una señal digital que se convierte en análoga (D/A), que es interpretada por el servocontrolador para ordenar el desplazamiento del siguiente paso.

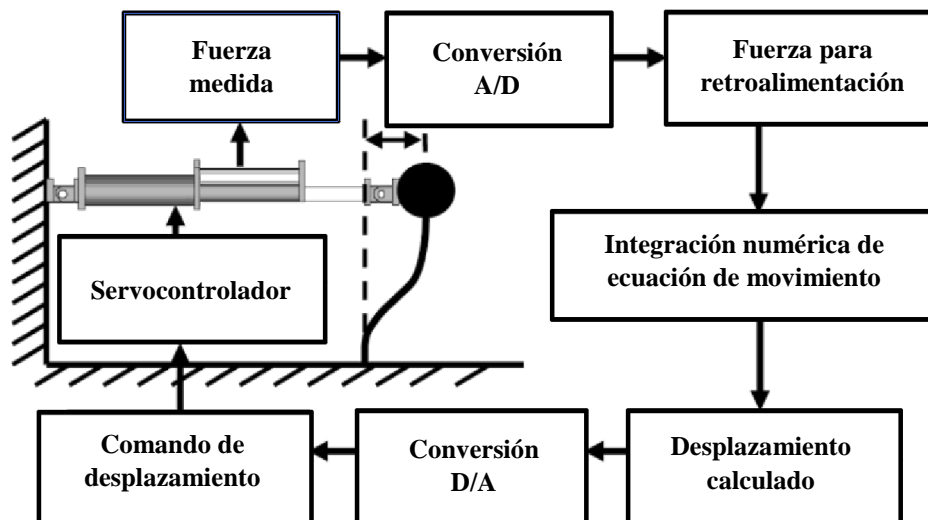


Figura 1.2 Esquema de un paso en un análisis híbrido de una estructura de un GDL (Saouma y Sicaselvan 2008)

Debido a que las historias de desplazamientos causados por las fuerzas inerciales en la estructura se obtienen mediante el método de prueba cuasiestático (CES), se utiliza con algunas mejoras para imponer desplazamientos en los especímenes de una manera más cercana a la realidad, ya que corresponden a un análisis dinámico.

Entonces, la SH tiene un papel importante en la ingeniería estructural como medio para validar los modelos utilizados analíticamente considerando efectos locales. Dichos efectos no necesariamente son reproducidos por modelos a escala. Algunos de ellos son la curvatura, pandeo de barras, propagación de grietas y cortante en elementos de concreto reforzado; a su vez, el comportamiento de la soldadura y pandeo local en estructuras de acero.

Comparación de Simulación Híbrida y Pruebas Cuasiestáticas

Con el fin de caracterizar el desempeño de elementos estructurales, el método de pruebas CES usa un protocolo de carga predeterminado. Tanto el método de SH como el CES tienen la capacidad de obtener el comportamiento del elemento para después compararlo con el calculado por los modelos analíticos empleados en la práctica profesional. En contraste, el método CES está limitado por el protocolo de carga predeterminado, mientras que las pruebas PSD utilizan un protocolo de carga resultado del comportamiento de la estructura ante una carga sísmica. Ambas técnicas son útiles para evaluar el desempeño estructural; ya que las pruebas CES sirven para realizar análisis de capacidad y las PSD son útiles para evaluar el desempeño de esta ante un evento sísmico, lo cual es importante de acuerdo con los métodos de diseño basados en el desempeño.

Comparación de Simulación Híbrida y Pruebas en Mesa Vibradora

Haciendo énfasis a lo mencionado, las pruebas de mesa vibradora (PMV) se consideran las más realistas para reproducir el comportamiento de una estructura ante cargas dinámicas provocadas por un sismo. Sin embargo, debido a la capacidad limitada del equipo disponible y para optimizar el costo del ensaye en la mayoría de los casos, se realizan pruebas de modelos a escala. Asociados a los efectos de escala, factores relacionados con la deformación del material dependen del intervalo en los que la fuerza sea aplicada, es decir, constante o con grandes cambios repentinos. Dichos efectos no son reproducidos de la misma manera cuando se tiene limitantes del tamaño.

Las pruebas de SH tienen varias ventajas al evaluar el desempeño ante cargas dinámicas en estructuras a tamaño real. Esto es importante debido a que cada vez más SPS, como los disipadores histeréticos y viscosos, dependen del análisis detallado de su intervalo inelástico efectivo. Entre otras ventajas está la capacidad de “subestructurar”. Es decir, separar el modelo en una parte numérica y al menos una física con el fin de ensayar a la estructura de manera parcial. Esto ayuda para evaluar a los elementos que típicamente presentan daño crítico en un laboratorio y retroalimentar al modelo numérico para obtener la respuesta del sistema completo ante a un registro sísmico de entrada. Lo antes mencionado se observa en

la Figura 1.3, que presenta un esquema de subestructuración para un análisis dinámico híbrido para una estructura de dos pisos con masas m_i , rigideces k_i y amortiguamientos c_i ante un acelerograma. Los atributos de la subestructura numérica, y más sencilla de modelar, son considerados en una computadora para resolver la ecuación de movimiento y obtener los desplazamientos que se imponen a la subestructura física mediante un actuador hidráulico. Finalmente, se obtiene la fuerza impuesta por el actuador para retroalimentar el modelo numérico y comenzar nuevamente un paso de la simulación.

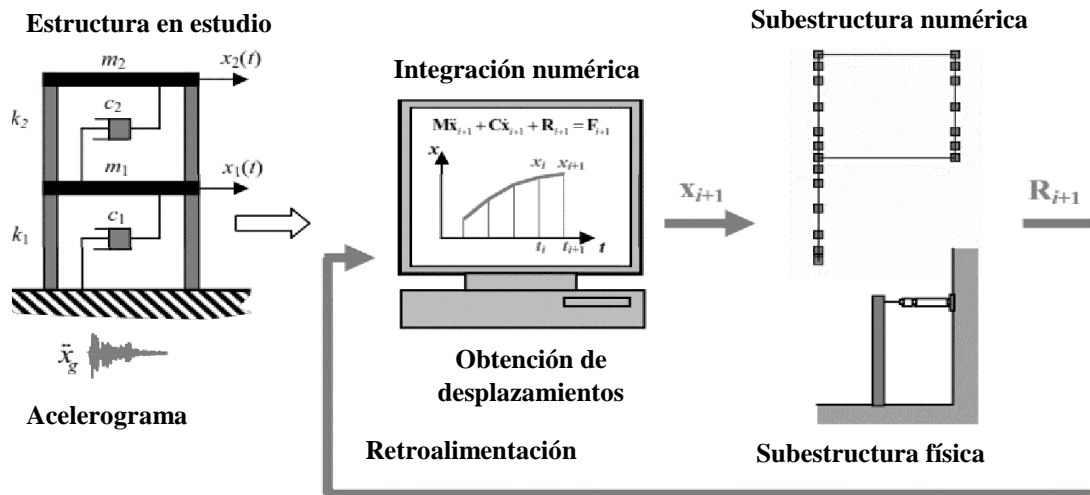


Figura 1.3 Subestructuración en una prueba de SH (Carrión y Spencer 2007)

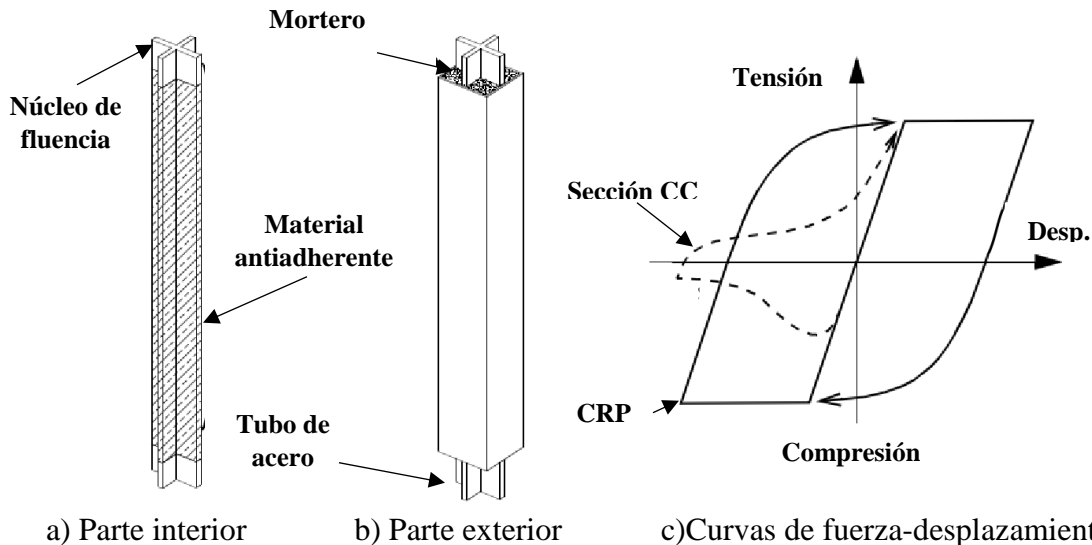
1.1.2. Contraventeos Restringidos al Pandeo

La necesidad de mitigar o reducir el daño causado por los sismos en edificios, ha hecho que distintos centros de investigación públicos y privados alrededor del mundo centren su atención en dispositivos para aminorarlo. Estos dispositivos se diseñan para disipar de manera efectiva la energía debida al sismo trabajando en paralelo con la estructura primaria (Reina y Normile 1997). Dentro de la gran gama de dispositivos disponibles en el mercado, los de comportamiento histerético presentan ventajas ante el resto (aisladores de base, disipadores viscosos, de masa resonante, por mencionar algunos), tales como: confiabilidad a largo plazo, no dependencia de componentes mecánico y bajo mantenimiento. Sin embargo, al ser elementos esbeltos y metálicos, el comportamiento de muchos está restringido por su capacidad al pandeo.

Uno de los factores más importante para la toma de decisiones al seleccionar un tipo de disipador de energía sísmica es el costo. Por lo cual, esta investigación se enfoca en CRP; ya que, además de ser de bajo costo, su comportamiento ante cargas cíclicas es prácticamente simétrico.

Un CRP, en principio, consta de un núcleo dúctil de acero dentro de un tubo lleno de mortero; además, para prevenir la adherencia con el mortero, se recubre al núcleo con un material que

facilite su movimiento (Figura 1.4a y b). La capacidad de disipación está dada por la fluencia del núcleo de acero, mientras que el pandeo es prevenido por el material que lo confina (mortero y tubo). A su vez, describen envolventes de curvas fuerza axial vs deformación típicas de secciones en estudio donde se observa la asimetría del comportamiento histerético de la sección CC a diferencia de la sección CRP (Figura 1.4c). Los CRP ante cargas sísmicas tienen gran ductilidad y sufren de poca degradación de resistencia o rigidez.



a) Parte interior b) Parte exterior c) Curvas de fuerza-desplazamiento
Figura 1.4 Sección tipo de CRP y curvas histeréticas comunes de contraventeos
 (Clark, y otros 1999)

Debido al material que facilita el deslizamiento entre el acero y mortero, a estos elementos también se les llama contraventeos desligados o desadheridos; pues el confinamiento central evita que se comporte como una columna de Euler, ya que la fuerza axial es tomada sólo por el núcleo. para asegurar que el rozamiento y el efecto de Poisson no sean contraproducentes. En el diseño de la geometría y elección de materiales, así como en el montaje de los elementos y la estructura se debe ser cauteloso.

1.2. OBJETIVOS, ALCANCES Y JUSTIFICACIÓN

El presente trabajo se concibió debido a la necesidad de realizar pruebas a elementos estructurales lo más apegadas a la realidad optimizando costos, tiempo de realización y demanda de equipo. A continuación, se presentan los objetivos, alcances y objetivos específicos planteados para esta tesis.

1.2.1. Objetivos

El objetivo general consiste en comparar el desempeño estructural de un marco de cinco pisos, típico de un edificio de vivienda multifamiliar en la ciudad de México y con problemas

de exceso de flexibilidad en la planta baja, antes y después de ser rehabilitado con un disipador de energía sísmica del tipo CRP o con un contraventeo convencional. Su desempeño se estudió en términos de demanda de ductilidad, comportamiento histérico, distorsiones de entrepiso y aceleraciones de piso.

Los objetivos particulares son:

- Construir un prototipo de CRP con materiales comunes en la industria de la construcción.
- Realizar las adecuaciones necesarias al equipo del laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM, IIUNAM, para llevar a cabo pruebas de simulación híbrida del tipo pseudo-dinámico.
- Documentar la capacidad del dispositivo en términos de ductilidad y resistencia.
- Analizar el comportamiento dinámico de un marco plano con planta baja flexible, con y sin contraventeos, representativo de un edificio de vivienda multifamiliar en la ciudad de México sin considerar la interacción suelo-estructura (ISE).
- Estudiar y comparar el comportamiento histérico aislado de los CRP y el CC.
- Caracterizar la velocidad óptima de prueba, posibles errores y limitaciones de la SH para el tipo de ensaye.

1.2.2. Alcances

Realizar un análisis dinámico de una estructura de varios GDL sometida a la excitación sísmica registrada en la estación de la STC debido al sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 (SCT1985). Adicionalmente, se llevaron a cabo pruebas de SH a la estructura empleando los programas OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation 2018), OpenFresco (Open Framework for Experimental Setup and Control 2018). Estos dos programas se eligieron por su versatilidad en pruebas de SH y su eficiencia computacional. Ambos paquetes han sido desarrollados bajo la supervisión del Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER-por sus siglas en inglés *Pacific Earthquake Engineering Research Center*). Además, se utilizó equipo MTS como actuador electrohidráulico y su controlador (Flextest) para hacer posible simular restructuración del marco con contraventeos ensayados. Dichas pruebas de laboratorio permitieron caracterizar el comportamiento inelástico de ambas subestructuras en conjunto y aisladas.

1.2.3. Justificación

La necesidad de construir estructuras resistentes a movimientos sísmicos en zonas como la que comprende el área metropolitana de la ciudad de México obliga a los centros de investigación a estudiar el desempeño de estructuras en su intervalo no lineal. Lo anterior,

debido a que las deformaciones inelásticas pueden disipar una cantidad sustancial de energía dinámica. A consecuencia de ello, la seguridad de un edificio durante un sismo intenso es aumentada por la capacidad de ductilidad de sus elementos estructurales (Schneider y Roeder 1994). Para la evaluación de la respuesta de dichos elementos, se pueden realizar pruebas en mesa vibradora o usando el método cuasiestático. Las primeras tienen un alto costo y demanda de equipos y las segundas tienen limitantes en tanto al comportamiento dinámico de los componentes. Por tal motivo, se utilizó un método de prueba alternativo mediante pruebas pseudodinámicas. Este es denominado simulación híbrida.

Para el presente trabajo, las pruebas de simulación híbrida mostraron ventajas ante los métodos antes mencionados. Lo anterior debido a que, con algunas adecuaciones es posible evaluar el comportamiento histerético de los contraventeos prototipo, resultado de fuerzas dinámicas realistas de un movimiento del suelo, con el equipo disponible para pruebas cuasiestáticas. El costo y demanda de equipo es significativamente menor al sólo inducir desplazamientos a un elemento en lugar de a toda la estructura.

Las pruebas en el IIUNAM hicieron posible obtener el comportamiento del CRP y compararlo contra un CC para proporcionar recomendaciones en la implementación de dichos dispositivos en el desarrollo de futuras construcciones y reestructuraciones.

2. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se presenta una breve revisión de trabajos de investigación relacionadas con sismicidad en la ciudad de México, las pruebas de SH y los CRP como SPS.

2.1. AMENAZA Y RESPUESTA SÍSMICA EN LA CIUDAD DE MÉXICO

La ubicación geográfica de la ciudad de México y las condiciones geológicas del suelo, hacen que la amenaza sísmica tenga varias fuentes, entre ellas: la falla de Acambay, parte del Cinturón Volcánico Transversal Mexicano, que por sí solo puede causar sismos corticales de magnitud mayor a 7 a 100 km al oeste de la ciudad. A su vez, sismos locales causados en la misma cuenca de la cual forma parte la ciudad pueden causar sismos de magnitud 4 (Flores-Estrella, Yussim y Lomnitz 2007), los cuales producen daños estructurales menores, y, por lo tanto, son frecuentemente ignorados con fines de diseño estructural.

La mayor fuente de sismos son los de profundidad intermedia en la zona de subducción en el Océano Pacífico, donde la placa de Cocos subduce a la de Norte América. Algunos ejemplos importantes son los sismos que devastaron Oaxaca de magnitud 7.8 y 7.0 en 1931 y 1980, respectivamente (Singh, Suárez y Domínguez 1985, Yamamoto, Jiménez y Mota 1984); en 1958 y de magnitud 7.7 que causó daños en la ciudad de México y Michoacán (Singh, Ordaz y Pérez-Rocha 1996), así como en Puebla de magnitud 7.0 en 1999 (Yamamoto, Quintanar, y otros 2002). Asimismo, el catastrófico sismo de Michoacán en 1985 (Rosenblueth, Gracia y Nuñez 1992) de magnitud 8.1, causó múltiples estragos en la zona metropolitana del centro del país. Al igual que el más reciente, aunque de falla normal, con epicentro en la colindancia de los estados de Morelos y Puebla en 2017 de magnitud 7.1 (Galvis, y otros 2017).

Adicionalmente, se ha observado que los efectos de sitio en la ciudad debidos a la composición del suelo tienen un efecto importante y adverso para las construcciones sobre él, sobre todo en la zona de depósitos de arcilla. Las propiedades de dicho tipo de suelo afectan la frecuencia de este y sus propiedades de amplificación de manera dramática, con respecto a la zona de suelo firme. Se han registrado aceleraciones espectrales incluso mayores que en el epicentro y efectos de no linealidad, además de larga duración en el centro de la ciudad (Chiang y Chang 1991).

2.2. SIMULACIÓN HÍBRIDA Y PRUEBAS PSEUDODINÁMICAS

Para la ingeniería sísmica, la SH es definida como un método experimental que consta de una simulación de una subestructura numérica y pruebas físicas de una subestructura experimental (Shao y Griffith 2013). La porción experimental es uno o más elementos con

demandas críticas cuyo comportamiento inelástico es difícil de modelar de manera matemática. El caso numérico es la porción cuyo comportamiento dinámico puede predecirse de una manera realista con algún modelo analítico. La SH puede categorizarse en dos grupos, dependiendo de la manera en que las acciones consecuencia del análisis dinámico son impuestas al modelo, PSD y dinámicas. El primer grupo, y de interés para este documento, fue desarrollado hace alrededor de 40 años (Takanashi, Udagawa, y otros 1975) y es un método basado en desplazamientos, donde los efectos inerciales se simulan computacionalmente y son aplicados al espécimen en un estado CES (Mahin y Shing 1985) o en tiempo real (Nakashima, Kato y Takaoka 1992, Darby, Blakeborough y Williams 1999). El segundo grupo, es un método basado en fuerzas mediante ensayos de mesa vibradora o fuerza efectiva.

Debido a la capacidad que se tiene con el método de SH a adaptarse a diferentes tipos de arreglos, se ha utilizado, principalmente en Japón y Norte América, para evaluar la respuesta sísmica de estructuras a escala completa (Takanashi y Nakashima 1987, Seible, y otros 1994, Negro, y otros 1994), en estructuras pequeñas (Takanashi y Nakashima 1988) e incluso en componentes estructurales (Yamada, Hirokazu y Tanzo 1992, Nakashima, Kato y Takaoka. 1992, Shing, Bursi y Vannan 1994, Tsai, Li y Wang 1994). A su vez, como parte del Programa de Nacional de Reducción de Riesgos Sísmicos, el gobierno de EUA, creó, de 2000 a 2004, la Red para Simulación en Ingeniería Sísmica (NEES, por sus siglas en inglés *Network for Earthquake Engineering Simulación*). Dicha red consta de 14 sitios capaces de realizar pruebas de SH a lo largo de EUA, con laboratorios de uso compartido y herramientas de ciberestructura que los conecta.

Como parte del desarrollo del método de SH, se incorporó el programa de elementos finitos (EF) OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation 2018) para el análisis estructural no lineal (Shing , Wei, y otros 2004, Shing , Stavridis, y otros 2006). OpenSees es un programa de cómputo orientado a objetos basado en el método de EF implementado y programado en el lenguaje C++. Debido a su enfoque orientado a objetos, la arquitectura de OpenSees es modular y transparente. Esto permite que los usuarios y desarrolladores de diferentes campos desarrollen y modifiquen módulos específicos con poca dependencia relativa con otros módulos (Schellenberg y Mahin 2006). En cuanto a los actuadores, se realizaron estudios referentes los esquemas de compensación en tiempo real para un control más certero del mismo (Ahmadizadeh, Mosqueda y Reinhorn 2008, Chen , y otros 2009). Por su parte y para optimizar las pruebas de especímenes de grandes dimensiones, se ha estudiado la SH geográficamente distribuida conectada por medio del internet (Mosqueda, Stojadinović y Mahin 2004). Por otro lado, se creó un coordinador de simulación, SimCor, basado en Matlab que tiene la capacidad de comunicar a múltiples sitios de prueba parámetros como: inicio de prueba, estimación de rigidez, algoritmo de integración e historia de carga o desplazamientos (Kwon , y otros 2005). A su vez, se implementó un sistema de control y planeación para las pruebas PSD, OpenFresco (Open Framework for Experimental Setup and Control 2018); útil para conectar modelos numéricos de EF con actuadores hidráulicos y dispositivos de adquisición de datos para el desarrollo de pruebas de SH (Schellenberg , Mahin y Fenves 2007). Ambos sistemas tienen la capacidad de hacer pruebas

PSD remotas y en condiciones locales. Dichas cualidades son aprovechadas para aumentar la versatilidad y capacidad del método (Shao y Enyart 2012).

En México, en el IIUNAM, se realizaron pruebas PSD a una rótula correspondiente a la planta baja de un edificio de estructura metálica modelada en OpenSees donde se evaluó el amortiguamiento añadido y energía disipada en el sistema debido a la diferencia entre los desplazamientos objetivo y los aplicados por el actuador (Tlahuetl 2011).

Adicionalmente, se han realizado estudios comparativos del método y sus posibles mejoras ante las pruebas con disipadores magnetorreológicos a gran escala (Phillips , y otros 2010), una plataforma de control basada en fuerzas para la SH en tiempo real (Shao y Reinhorn 2012) e incluso validar dispositivos para el reforzamiento de marcos de acero existentes (Lignos y Moreno-Luna 2011) y evaluar los métodos de integración para sistemas estructurales complejos considerando el comportamiento al colapso (Maikol Del Carpio, Hashemi y Mosqueda 2017)

2.3.CONTROL ESTRUCTURAL CON CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO

Los sistemas de disipación de energía sísmica basados en la fluencia de secciones de acero han sido estudiados de manera importante en los últimos 30 años. El enfoque de esta investigación es en aquellos con que tienen un comportamiento estable a tensión y compresión. El desarrollo temprano de este tipo de dispositivos se realizó en Japón (Watanabe, y otros 1988), donde, después del sismo de Kobe en 1995 se equiparon estructuras con este tipo de elementos (Reina y Normile 1997). De hecho, el concepto de “estructuras tolerantes al daño” que consiste en diseñar la estructura primaria para que permanezca elástica mientras que la disipación de energía se lleva a cabo en los componentes especialmente diseñados para resistir fuerzas laterales, ganó popularidad a finales de los 90 en Japón (Wada, Iwata y Huang, 1997).

Una vez pasada la década de los 90, se ensayaron más CRP de manera aislada. Uno de ellos demostró la gran capacidad de éstos ante la fatiga del material bajo ciclos de demandas pequeñas y los tipos de falla en el núcleo (Black, Makris y Aiken 2002). Además, se demostró que los CRP son capaces de soportar demandas de ductilidad de deformación de hasta 25 ante cargas cíclicas (Merritt, Uang y Benzoni 2003) y 48 sólo a tensión (Tsai, Hsiao, y otros 2003). Sin embargo, se cuestionó que los marcos con CRP tuvieran capacidades similares ya que la falla es muy probable que ocurra en la conexión y con ello limitar la capacidad dúctil.

Para analizar la respuesta de CRP en marcos se realizaron experimentos a escala completa (Aiken, Mahin y Uriz 2002). El experimento constó de 3 pruebas, 2 de ellas fallaron teniendo una distorsión de entrepiso de 0.0026 rad debido a problemas en la placa de conexión columna-contraventeo que causó torsión del elemento y desplazamientos fuera del plano. Por otro lado, se analizó el comportamiento de un marco de dos pisos y una crujía sometido a

cargas bidireccionales debidas a sismo (Tsai, Weng, y otros 2006). Se observó un buen desempeño, teniendo una distorsión máxima de entrepiso de 0.022 rad, incluso cuando se presentaron grietas en la soldadura de la placa de conexión columna-contraventeo. Por su parte, en la Universidad de Washington se ensayaron 5 marcos de un piso y una crujía a escala completa (Roeder, Lehman y Christopulos 2006) con intención de evaluar la placa de conexión al marco (orientación, tipo de tornillos y geometría). Las variaciones de los arreglos tuvieron influencia insignificante en el desempeño de estos, pues 4 de los 5 especímenes fallaron por deformaciones fuera del plano (entre 0.022 y 0.024 rad).

Debido a los problemas que se presentaron en las placas de conexión de diversas pruebas, se realizaron análisis de EF para determinar el comportamiento de las placas de conexión a compresión (Lin, Tsai y Tsai 2006). Para aumentar la rigidez de la conexión y con ello alcanzar una distorsión de entrepiso mayor a 0.02 rad, valor máximo donde se observó que el marco presentaba un comportamiento estable, se evaluaron diversas configuraciones. Adicionalmente, se probó un modelo de edificio típico de oficinas de 11.4 m de altura (5 pisos) y una crujía de 5.5 m equipado con 2 CRP (arreglo en “V” invertida) en cada piso. Se sometió a pruebas de excitación debida a 4 registros sísmicos y una prueba CES (Fahnestock, Ricles y Suase 2007). Se observó ductilidad máxima en los elementos de 26 y no menor a 22. De los 8 dispositivos, 5 fallaron a una ductilidad acumulada de entre 372 y 453. El buen comportamiento de los elementos se atribuyó a un buen diseño de las conexiones marco-contraventeo, ya que permitieron de manera eficiente la rotación del elemento y minimizaron la demanda de momento en la misma.

Como parte de la caracterización del desempeño de los CRP, se estudiaron modelos de capacidad dúctil (Andrews , Fahnestock y Song 2009). Lo que dio pie a diversos tipos de mejoras en el análisis y diseño de este tipo de elementos como SPS, tomando una filosofía basada en el desempeño de las estructuras de las cuales forman parte (Teran-Gilmore y Virto 2009, Vargas y Bruneau 2009, Bosco y Marino 2013, Kersting , Fahnestock y López 2015, H. Guerrero 2016). A su vez, se analizaron las ventajas económicas a la implementación de este tipo de elementos para asegurar la integridad estructural en edificios en donde los contenidos son de mayor costo que la misma estructura y las condiciones del suelo son muy desfavorables como el de la zona del lago de la ciudad de México (Guerrero, Terán-Gilmore, y otros 2017)

3. MÉTODO EXPERIMENTAL DE PRUEBAS PSEUDODINÁMICAS

En la presente sección se resumen conceptos generales de las pruebas a las cuales fueron sometidos los dispositivos y algunas de las consideraciones que se tomaron en cuenta para estos.

3.1. ALGORÍTMO PSEUDODINÁMICO

Para el caso particular de las pruebas PSD, la estructura idealizada es representada por un conjunto de parámetros discretos y un número finito de GDL, para los cuales la ecuación de movimiento puede ser representada por una ecuación diferencial ordinaria de segundo orden, esto es:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + R(d(t)) = F(t) \quad (3.1)$$

donde M y C son las matrices de masas y amortiguamiento, $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ y $d(t)$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente, en función del tiempo, $R(d)$ es el vector de fuerzas restauradoras, y $F(t)$ es el vector de fuerzas aplicadas al sistema. Para un sistema elástico, el vector de fuerzas restauradoras puede ser idealizado como $R(d) = Ku(t)$, donde K es la matriz de rigideces del sistema y $u(t)$ es el vector de desplazamientos.

Para este caso, la ecuación (3.1) se resolvió con un método de integración directa basado en el método de Newmark en un análisis paso a paso. Cabe mencionar que se utilizó la técnica de separación de operadores para optimizar la demanda computacional, tema que se aborda en la Sección 3.3 de este documento. El intervalo $[0, \tau]$ fue dividido entre N pasos iguales $\Delta t = \tau/N$, dando como resultado, para cada paso i :

$$Ma_i + Cv_i + R_i = F_i \quad (3.2)$$

donde a_i y v_i son $\ddot{u}(i\Delta t)$ y $\dot{u}(i\Delta t)$, respectivamente, y $F_i = F(i\Delta t)$. Actuadores hidráulicos se utilizan para imponer los desplazamientos resultado del análisis para los GDL experimentales, y las fuerzas restauradoras resultantes son medidas y utilizadas para por el algoritmo de integración para el siguiente paso.

3.2. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

En el presente trabajo, se utilizó equipo de pruebas CES con algunas mejoras para hacer posible las pruebas de SH. En la Figura 3.1 se ilustran los componentes básicos recomendados en este tipo de pruebas. Las herramientas requeridas son:

1. Sistema servohidráulico. Actuador electrohidráulico servocontrolado con un sistema de integral de velocidad proporcional (IVP) para optimizar la velocidad de aplicación de los desplazamientos.
2. Arreglo espécimen-actuador (subestructura experimental). Los actuadores deben estar en posición y calibrados para imponer los desplazamientos deseados a los GDL específicos para la prueba.
3. Instrumentación. Tener un arreglo para evaluar y dar seguimiento a la respuesta del espécimen a ensayar (desplazamientos, fuerza, etc.); además, contar con convertidores análogos/digital y digital/análogo para el procesamiento de las señales.
4. Una computadora en línea para realizar el análisis dinámico (subestructura numérica). Debe de estar en red con el sistema de control de los actuadores y que se retroalimente de las fuerzas medidas por la celda de carga del actuador.

Cabe mencionar que para ensayos PSD más rápidos, cercanos al tiempo real, en donde los efectos relacionados con la velocidad de aplicación de la excitación serían más certeros a la realidad, se necesita un equipo de cómputo con mayor capacidad y un sistema de transferencia de datos de alta velocidad en el arreglo. Este tipo de pruebas está fuera del alcance de esta investigación.

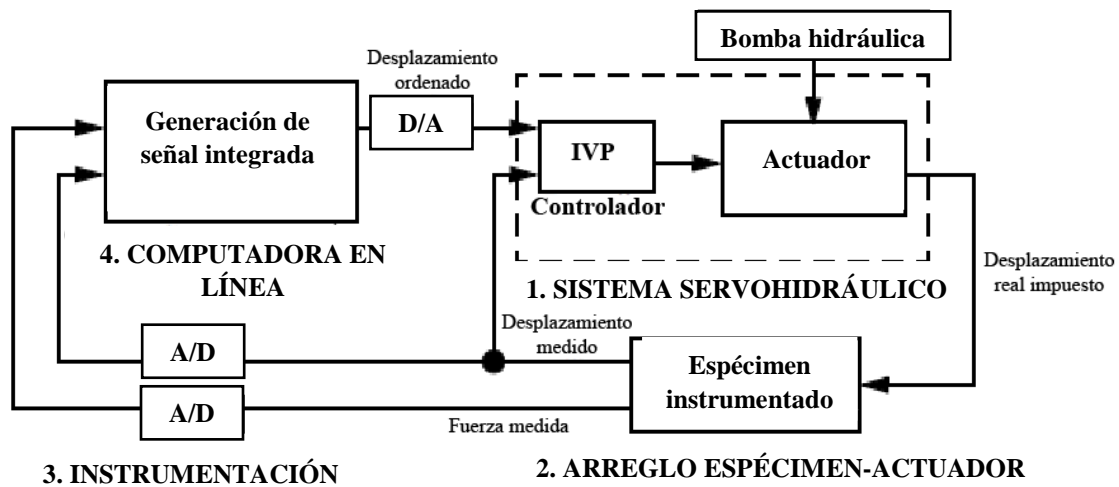


Figura 3.1 Diagrama de flujo de componentes para SH (Mosqueda, Stojadinović y Mahin 2004)

El protocolo de carga para las pruebas PSD se describe como de “rampa y mantener”, típicamente unas 100 veces más lento que el tiempo real de la excitación sísmica. Es decir, por cada segundo que se tiene en la simulación numérica la prueba PSD se tarda 100 segundos de tiempo real. En la Figura 3.2 se compara la realización de un paso con respecto al tiempo real en un esquema de prueba de “rampa y mantener”. Entonces, para cada paso de la prueba, un desplazamiento es ordenado por el sistema de control (paso 1). El actuador impone el desplazamiento al espécimen a manera de rampa (paso 2). El actuador mantiene constante el desplazamiento (paso 3) y se obtiene la fuerza utilizada (paso 4) para retroalimentar el modelo numérico y calcular el siguiente desplazamiento (paso 5).

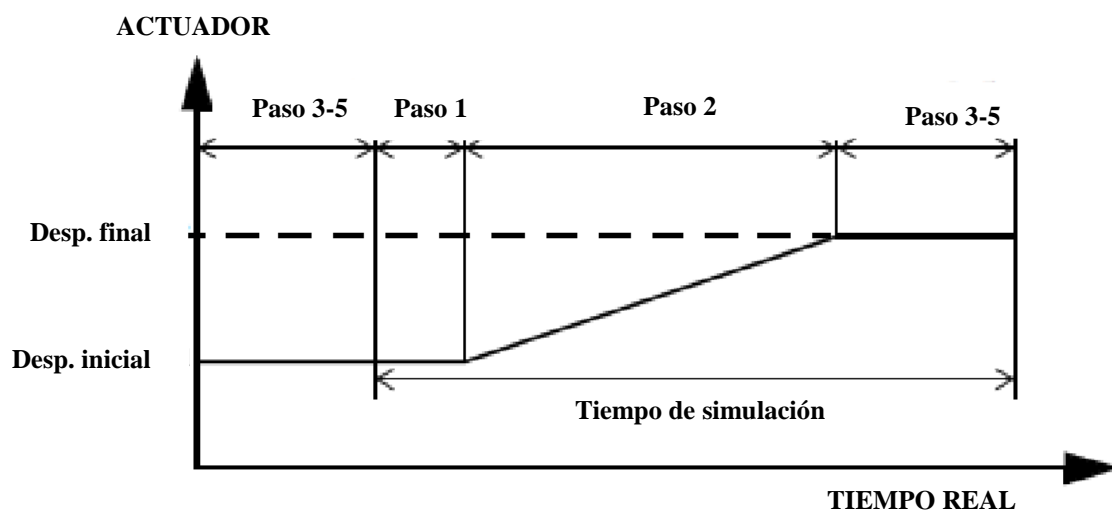


Figura 3.2 Esquema de pruebas PSD con técnica de “rampa y mantener” (Mosqueda, Stojadinović y Mahin 2004)

3.3.ALGORITMOS DE INTEGRACIÓN PARA LA SIMULACIÓN HÍBRIDA

Para la SH se han utilizado métodos implícitos y explícitos. Los segundos son más atractivos para la solución de la ecuación de movimiento y predicción de las cargas inerciales del modelo, pues se calcula la respuesta de la estructura en un determinado paso basados en el estado de ésta al inicio del paso. La solución se llega satisfaciendo la ecuación de equilibrio (3.2) determinando el desplazamiento de los nodos, las fuerzas restauradoras en esos desplazamientos y calculando el resto de los parámetros numéricamente. Por otro lado, para satisfacer la ecuación de equilibrio, los métodos implícitos requieren conocimiento de la respuesta estructural en el desplazamiento objetivo.

Para pruebas de SH, es más fácil usar métodos implícitos limitando sus parámetros para que tengan las condiciones de estabilidad necesaria. Sin embargo, los métodos explícitos presentan mejor estabilidad y permiten el uso de más tiempo en las iteraciones en cada paso.

A su vez, con los métodos implícitos es posible una mayor precisión, aunque se ve afectada la velocidad de aplicación de los desplazamientos y con ello el comportamiento del material. En relación con los diferentes métodos explícitos usados para SH, para sistemas estructurales de pocos GDL, el método de diferencia central, utilizado por su simplicidad, presenta mayor eficiencia computacional y exactitud (Takanashi, Udagawa, y otros 1975, Nakashima y Masaoka 1999). A su vez, se tiene el método de Newmark (Newmark 1959) basado en la discretización de la ecuación del tiempo para cada paso, aproxima el desplazamiento y la velocidad. Posteriormente, se optimizaron los métodos en SH, en términos de estabilidad numérica y compensación de errores. Tales como el método de Newmark modificado (Shing y Mahin 1983), que considera un amortiguamiento artificial para los modos superiores de la estructura, y el Método Explícito Incondicionalmente Estable (Chang 2002), basado en el método de Newmark para pruebas PSD.

Por otro lado, debido a problemas de inestabilidad y falta de precisión de los métodos explícitos, se han desarrollado diversos métodos implícitos para mejorar la capacidad de los algoritmos de predecir el comportamiento real de la estructura en estudio. Sin embargo, los métodos implícitos utilizan la matriz de rigidez tangencial para los cálculos, la cual es difícil de obtener de manera experimental. El método Alfa de Newmark (Hilber, Hughes y Taylor 1977) incrementa el amortiguamiento en los modos superiores y lo reduce en los modos importantes para representar la respuesta de la estructura. Por otro lado, el algoritmo implícito híbrido (Thewalt y Mahin 1987) se formuló especialmente para pruebas de SH y mezcla un algoritmo digital y uno análogo.

Por último, y para obtener mejores resultados en comparación con los métodos anteriores, se desarrollaron los algoritmos de separación de operadores (SO). Estos métodos combinan métodos explícitos e implícitos para una mayor eficiencia computacional y exactitud (Hughes y Liu 1978) . Los métodos de SO constan en dos partes, una contiene los GDL experimentales y la otra los GDL analíticos. Esto permite que la parte experimental sea integrada por un método implícito, sin la necesidad de estimar la matriz de rigidez tangencial, y la parte analítica por un método implícito incondicionalmente estable. Dichas técnicas han dado como resultado la disminución de la propagación de errores de modelación en comparación con los métodos explícitos, como es el caso del método Newmark Alfa SO (Combesure y Pegon 1997).

3.4.ERRORES EN SIMULACIÓN HÍBRIDA

La confiabilidad de los resultados obtenidos en pruebas de SH está en función de la prevención de los errores a los que este tipo de pruebas es susceptible inherentemente y a los cuales es más sensible en comparación con otro tipo de métodos experimentales. En este subcapítulo se resumen algunas de las fuentes de error más comunes, incluyendo los errores por modelación numérica, por implementación de las pruebas y errores en los arreglos experimentales. De dichas fuentes, los errores en los arreglos experimentales pueden tener el mayor efecto en los resultados obtenidos.

3.4.1. Errores de modelación e implementación

Estos fueron estudiados en la Universidad de California (Shing y Mahin 1983). Incluyen los asociados a las idealizaciones consideradas en los parámetros discretos del modelo estructural, las limitaciones del algoritmo utilizado para resolver la ecuación de movimiento para el arreglo y tener la capacidad de representar el comportamiento dinámico del mismo, así como la técnica utilizada para inducir las cargas en los especímenes en estudio para considerar los efectos debidos a la velocidad de aplicación de estas.

3.4.2. Errores por experimentación

También en la Universidad de California se catalogaron errores por experimentación (Thewalt y Mahin 1987). Estos incluyen los debidos al sistema de control que impone los desplazamientos, ruido de la instrumentación colocada y por los sistemas de adquisición de datos. Adicionalmente, los errores experimentales se clasifican como aleatorios o sistemáticos, dependiendo de su naturaleza de ocurrencia, es decir, los errores aleatorios no presentan patrón en la manera que ocurren mientras los sistemáticos sí.

3.4.3. Técnicas de mitigación de errores

Para la reducción de errores o evitar su propagación se han desarrollado técnicas. Para compensar los efectos de la velocidad de aplicación de la excitación se han propuesto modelos numéricos. Por ejemplo (Molina, y otros 1998) realizaron estudios de soportes elastoméricos con SH. Las fuerzas restauradoras se modificaban de acuerdo con una función de compensación. Además, para compensar el retraso del actuador servocontrolado, se realizó un estudio mediante una extrapolación polinómica para aumentar la precisión entre el desplazamiento ordenado y el impuesto (Horiuchi, y otros 1999).

En otro estudio, se realizó un análisis utilizando la plataforma *Simulink* para simular errores experimentales y evaluar su afectación en la respuesta estructural de un modelo discreto de 1 GDL (Mosqueda, Stojadinović y Mahin 2005). Se simuló ruido aleatorio en las celdas de carga; es decir, error en el desplazamiento medido y el objetivo. Como resultado de ello se presentó disminución del amortiguamiento viscoso y aumento de rigidez en el espécimen. Esto debido a que cuando el desplazamiento medido es más grande que el objetivo se añade energía al sistema y se absorbe cuando éste es menor. Se demostró que los errores sistemáticos afectan más a los sistemas lineales en comparación con los no lineales.

4. EQUIPO Y PROGRAMAS UTILIZADOS

A continuación, se presentan las herramientas físicas y programas utilizados para realizar las pruebas PSD en los contraventeos. Dichos componentes se ilustran en la Figura 4.1 para cada paso del análisis (flechas naranja y negra) bajo el método descrito en el capítulo 3, así como los resultados de este (flecha azul).

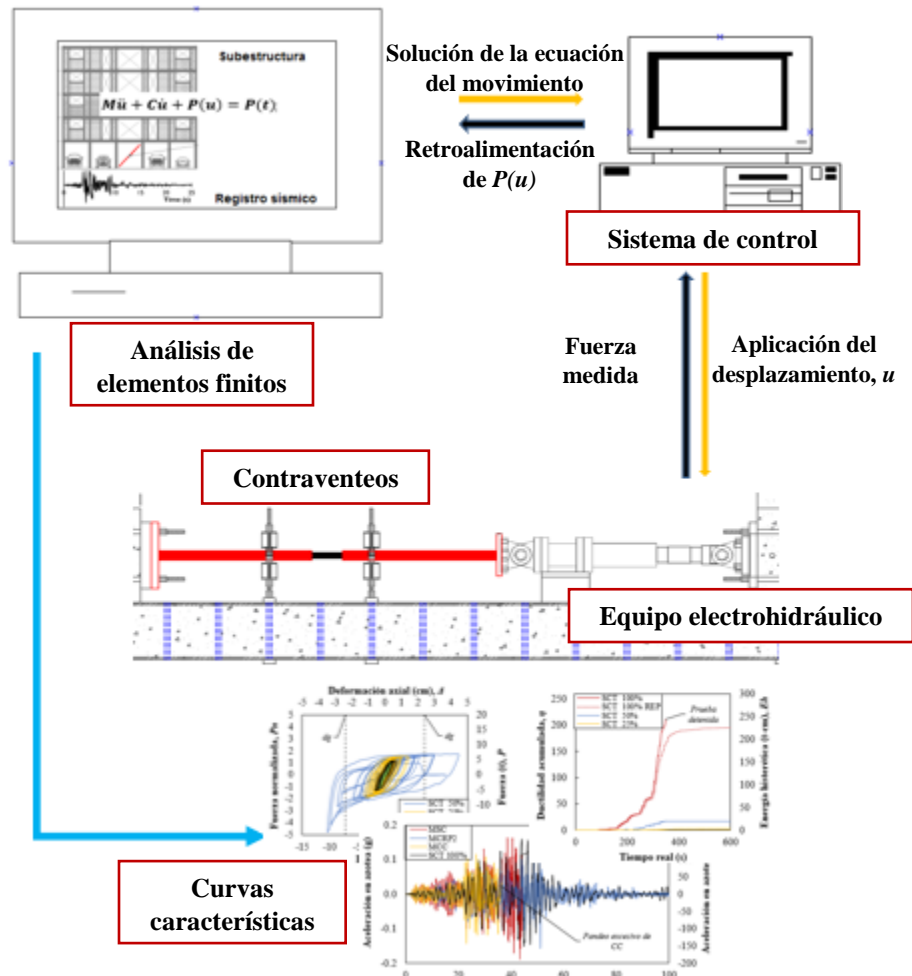


Figura 4.1 Esquema de pruebas realizadas

4.1. EQUIPO ELECTROHIDRÁULICO

Se utilizó un actuador electrohidráulico de 25 t de capacidad de carga y ± 18 cm de desplazamiento del pistón (Figura 4.2). Este cuenta con su colector hidráulico para evitar

grandes fluctuaciones en la presión del aceite entre la bomba hidráulica y la servoválvula que puedan dañar al dispositivo dado un evento inesperado, así como para tener un comportamiento más predecible, repetible y preciso en cada uno de los desplazamientos que se impuso por parte del actuador (Figura 4.3a). Además, se contó con un controlador digital de alta velocidad y ciclo cerrado *Flextest* y el paquete *Station Manager* (MTS 2018) donde se controla, calibra y da seguimiento a todo lo relacionado con la prueba (Figura 4.3b).

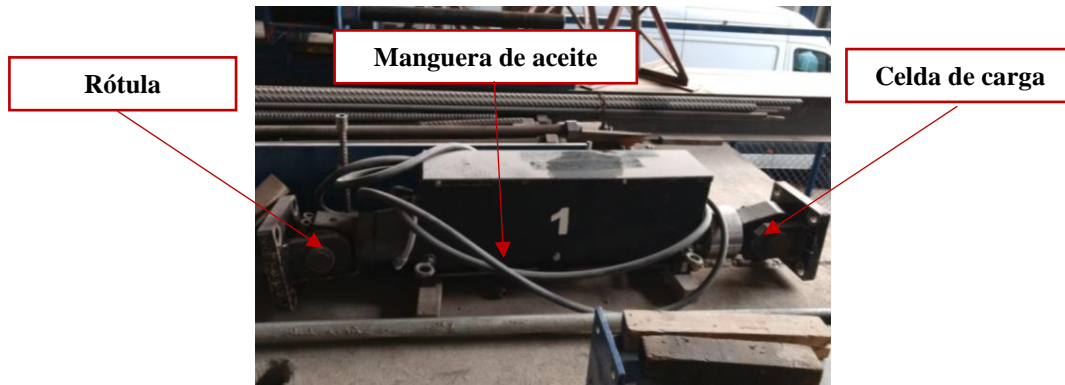
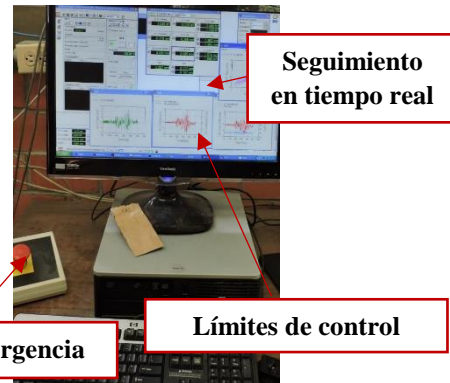


Figura 4.2 Actuator electrohidráulico



a) Colector hidráulico



b) *Station Manager* durante una prueba.

Figura 4.3 Equipo utilizado en pruebas

4.2. PROGRAMA DE ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS OPENSEES

Para poder realizar las pruebas PSD se utilizó paquetería libre OpenSees para la simulación del comportamiento dinámico, es decir, la solución de la ecuación de movimiento de los GDL que no tienen componentes experimentales. A su vez, para la conexión entre la computadora que realiza el análisis numérico y el equipo de control del laboratorio se utilizó OpenFresco.

En la Figura 4.4 se muestra la distribución de los módulos básicos para el programa. Por su parte, *ModelBuilder* se encarga de crear el modelo de EF de acuerdo con los atributos de

definidos en *Domain*. Una vez que el modelo de EF es creado, el objeto *Analysis* es el encargado de realizar los cambios de estado del modelo durante el tipo de análisis deseado. Por último, el objeto *Recorder* toma los registros de distintos estados del modelo de interés durante y después de la simulación.

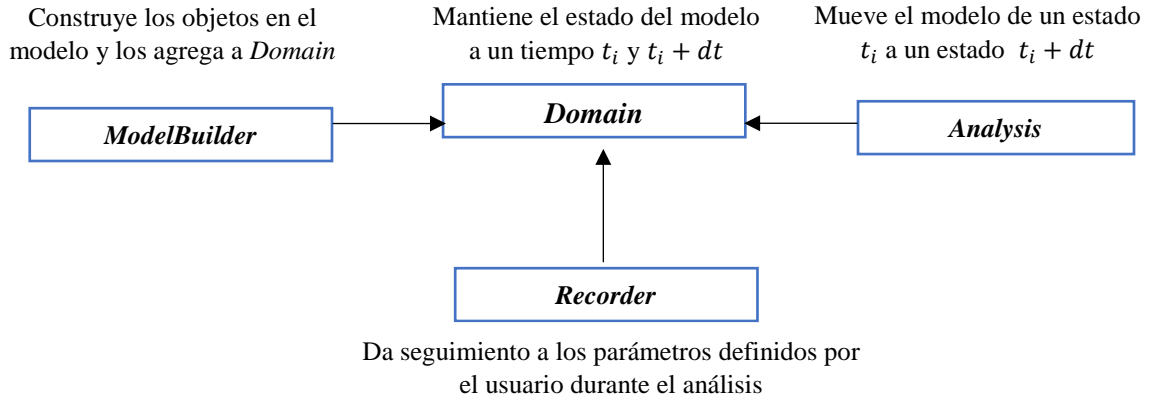


Figura 4.4 Distribución modular de OpenSees (Schellenberg y Mahin 2006)

Con el fin de facilitar la simulación combinando elementos numéricos y experimentales, en la Figura 4.5 se observa un objeto llamado *ExperimentalElement* el cual realiza la interfaz de conexión entre OpenSees y OpenFresco. Ya que OpenSees agrega elementos experimentales como otro tipo de EF que representa los elementos físicamente ensayados, no más especificaciones son necesarias pues estos elementos serán sometidos a desplazamientos y retroalimentarán las fuerzas restauradoras. Cabe mencionar que OpenSees cuenta con varios métodos de integración óptimos para SH como el Alfa-SO y el explícito de Newmark que se mencionaron en el apartado 2.3 de esta tesis.

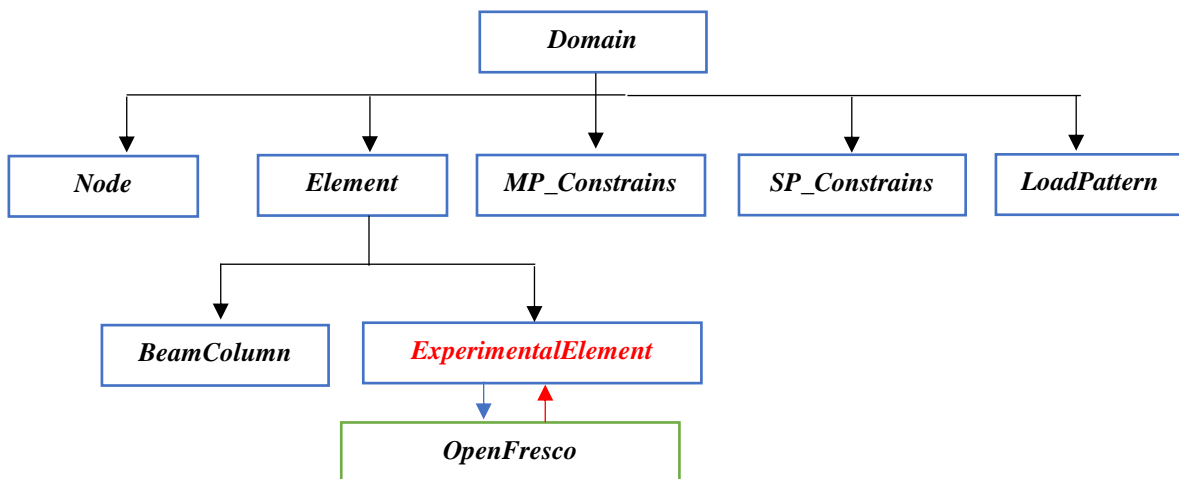


Figura 4.5 Módulo de *Domain* para SH (Schellenberg y Mahin 2006)

4.3. PROGRAMA PARA ARREGLO EXPERIMENTAL OPENFRESCO

Para la realización de pruebas de SH se pueden distinguir diversos componentes independientemente de la técnica que se utilice. El primero de ellos es el equipo para imponer las cargas para obtener el desplazamiento, velocidad o aceleración deseada en los especímenes. Esto incluye actuador, bomba hidráulica, muro de reacción, losa de reacción, etc. El segundo componente, es el sistema de control que comanda los actuadores del arreglo experimental. A su vez, se utiliza un sistema de adquisición de datos para evaluar la respuesta durante el experimento. Por último, un medio de comunicación entre el sistema de control y el programa de análisis de EF. Para el caso del presente trabajo se utilizó OpenFresco. Se muestra en la Figura 4.6 un esquema de sus componentes para un arreglo local como el que se implementó en las pruebas realizadas donde se aprecian los componentes antes mencionados.

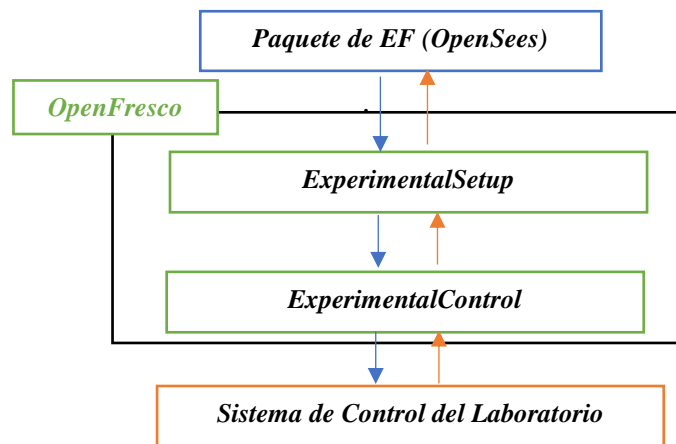


Figura 4.6 Componentes de OpenFresco (Schellenberg y Mahin 2006)

Para las pruebas realizadas, entre las diversas opciones predefinidas que tiene disponible OpenSees y OpenFresco en conjunto, se utilizó el elemento experimental *EETruss* el cual cuenta con un GDL axial para imponer los desplazamientos (d_1) para obtener las fuerzas (q_1) y con ello representar el CRP o CC en el modelo; su esquema se muestra en la Figura 4.7a). Además, para controlar el actuador (Figura 4.7b) que impuso los desplazamientos en la dirección axial (dirección 1) a los especímenes, se implementó el arreglo experimental *ESOneActuator*.

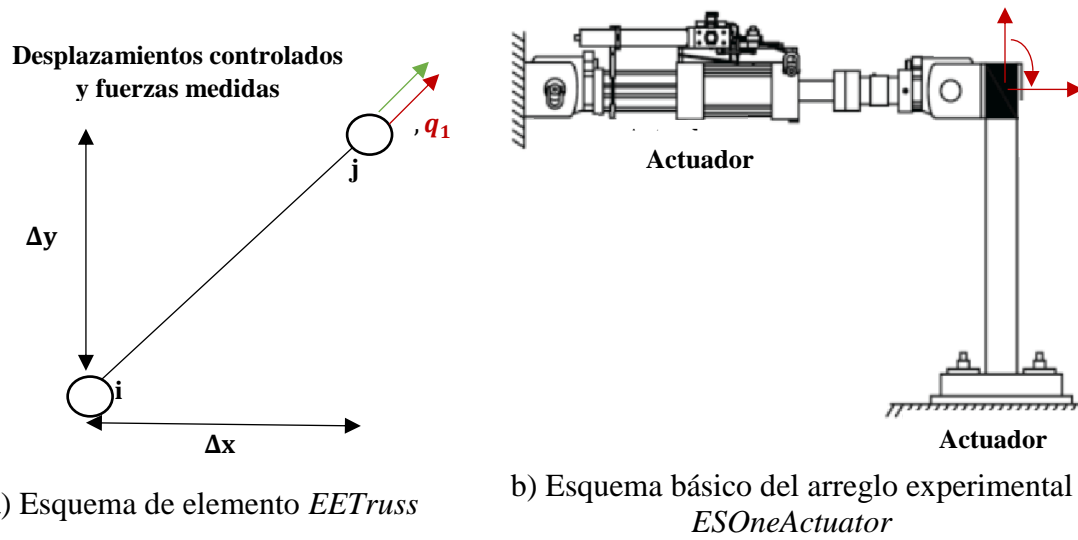


Figura 4.7 Esquemas utilizados (Open Framework for Experimental Setup and Control 2018)

5. CONFIGURACIÓN DE PRUEBAS PSEUDODINÁMICAS

5.1. REGISTRO SÍSMICO Y MARCO ESTRUCTURAL

El modelo que se eligió para la SH presenta planta baja flexible (Figura 5.1) y corresponde a una configuración similar a los edificios mostrados en la Figura 1.1 que colapsaron en el sismo del pasado 19 de septiembre de 2017. Éste es un marco típico, modelado en 2D, de un edificio habitacional de departamentos situado en la Zona del Lago de la ciudad de México de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2017). El edificio cuenta con 5 pisos con un sistema de marcos en la planta baja y 4 pisos de mampostería confinada. La altura de entrepiso es de 3 m, excepto el primer piso con 3.5 m. Las secciones de las columnas de planta baja son de 30x30 cm y las traveses de 35x30 cm. Para los pisos de mampostería se tiene castillos de 15x15 cm. La cimentación se consideró infinitamente rígida para despreciar los efectos de la ISE. Dicha consideración se realizó para reducir la demanda computacional en cada paso del análisis numérico. Con ello se logró que el aumento del tiempo real de la prueba de SH (600 s) fuera menor con respecto al tiempo de la simulación debido al registro (100s) y evitar la relajación excesiva del material, pues el pandeo es afectado directamente por la velocidad de aplicación de las demandas.

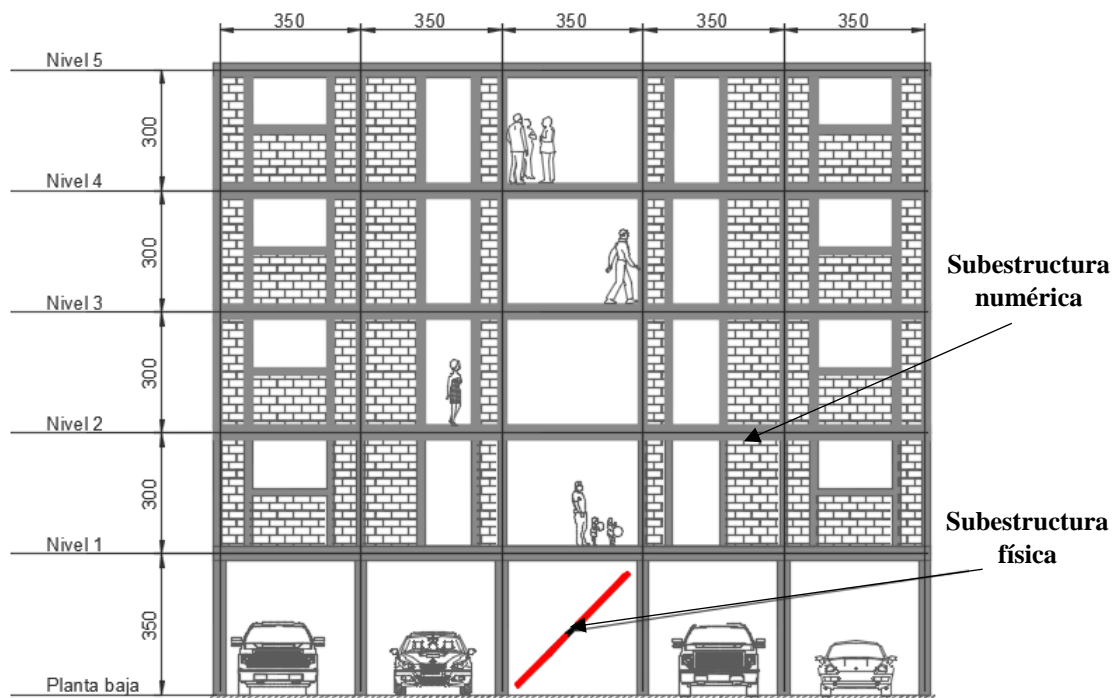


Figura 5.1 Marco de estudio para las pruebas (acotaciones en cm)

Para las pruebas se utilizó el acelerograma mostrado en la Figura 5.2.

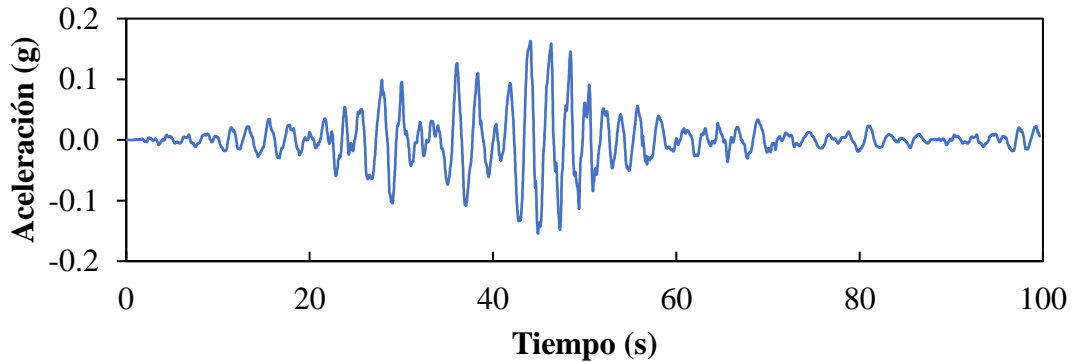


Figura 5.2 Componente E-O del sismo registrado en la estación SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

A su vez, en la Figura 5.3 se presenta el espectro de pseudo-aceleraciones (S_a) del registro SCT1985, para un amortiguamiento del 5 %. Se observa el periodo dominante del suelo $T_{max} = 2.1$ s con un valor de $S_a = 0.93$ g. Con fines ilustrativos y resultado del análisis modal que se expone en el Capítulo 6, se indican los periodos $T_{sc} = 0.76$ s y $T_c = 0.56$ s que corresponden al marco sin y con refuerzo, respectivamente. El primero tiene la particularidad de coincidir con el segundo modo del suelo. Como resultado de ello, las demandas de fuerzas serán más grandes para el marco sin contraventeos en comparación con el marco sin ellos. Cabe mencionar que en el análisis estático se tomó en cuenta una aportación a la rigidez lateral igual por parte de los CRP y el CC.

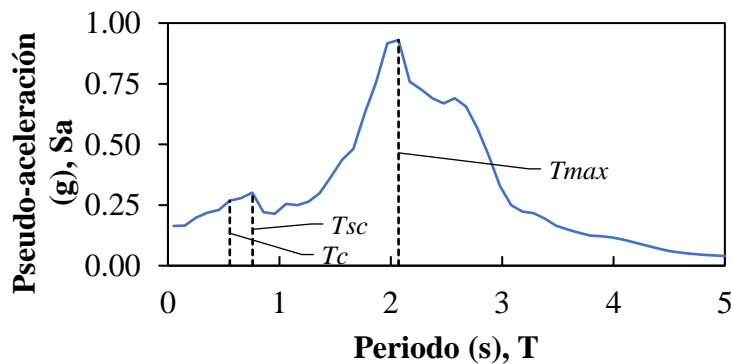


Figura 5.3 Espectro de respuesta elástico, $\xi = 5\%$

5.2. CARACTERÍSTICAS DE CONTRAVENTEOS

A continuación, se explican las actividades realizadas con respecto a la construcción y montaje del dispositivo.

5.2.1. Restringidos al Pandeo

El dispositivo utilizado fue propuesto por Guerrero (2016) y se ilustra en la Figura 5.4 . Este dispositivo se concibió como un elemento de fácil construcción con materiales comunes en la industria de la construcción y de bajo costo.

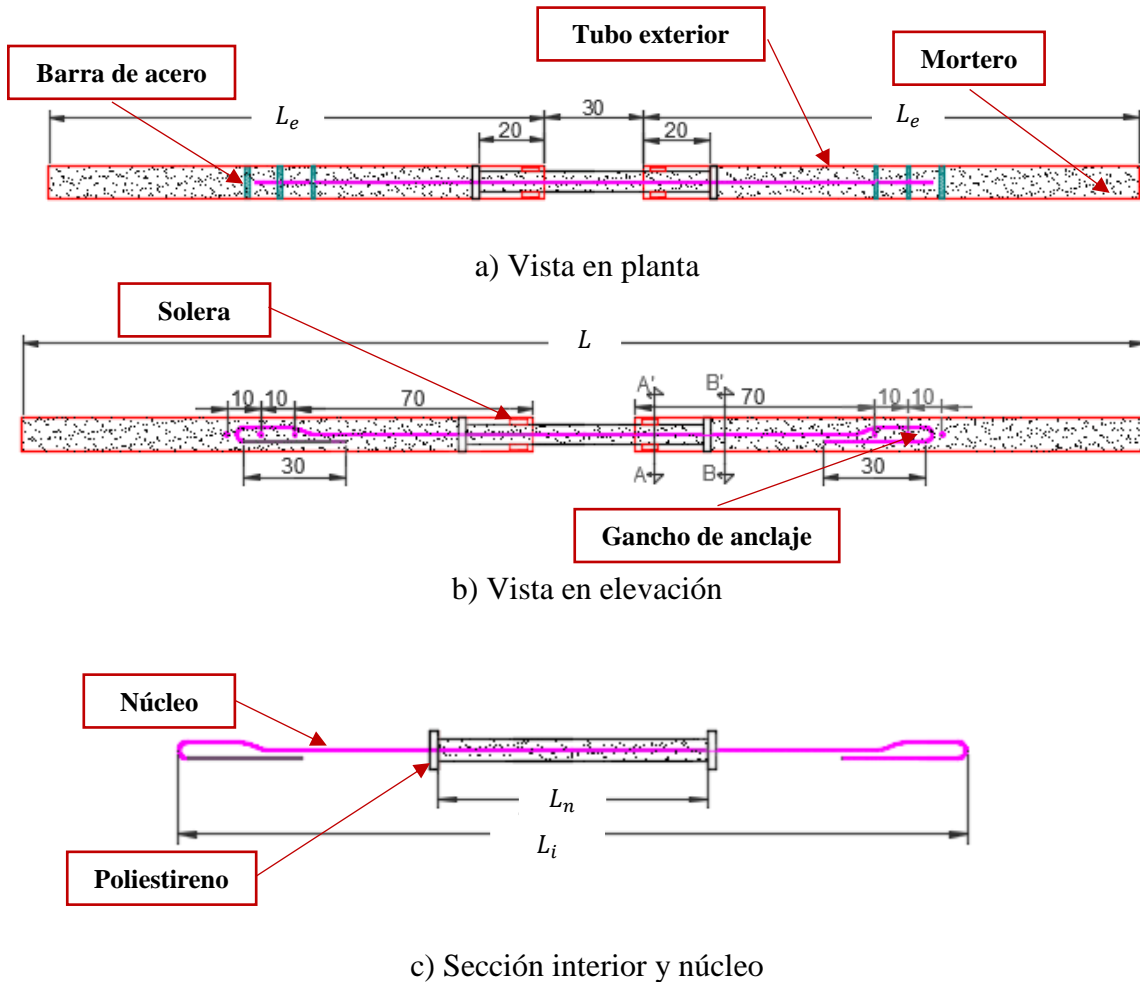


Figura 5.4. Esquema de CRP (acotaciones en cm)

Los componentes y características principales de los CRP son:

- Núcleo; barra de acero lisa con un área transversal $A_n = 1.27\text{cm}^2$, y una resistencia nominal $f_y = 3525\text{ kg/cm}^2$. Se le hicieron dobleces en los extremos para evitar que se deslizara y contó con una longitud $L_n = 205\text{ cm}$. Además, se le recubrió con caucho como material antiadherente.

- Tubo exterior; dos secciones cajón de 10.2x10.2x0.3 cm con una longitud $L_e = 150$ cm y resistencia nominal $f_y = 2530$ kg/cm². Estuvieron situados a los extremos del dispositivo. Para colocar barras de acero de anclaje que restringiera a los ganchos del núcleo, se perforaron tres orificios en cada tubo. Estos tubos fueron llenados con mortero parcialmente.
- Tubo interior; sección cajón de 6.5x6.5x0.3 cm con una longitud $L_i = 70$ cm y $f_y = 2530$ kg/cm². Este elemento se llenó completamente con mortero.
- Mortero: mezcla simple de cemento blanco y agua.

Junta de poliestireno; junta deformable de ancho $d_g = 1.27$ cm al final del tubo interior para permitir el deslizamiento al deformarse axialmente sin que los tubos interior y exterior tomaran esfuerzos a la compresión.

En la Figura 5.5, se muestran los cortes de la sección parcialmente llena de mortero y la que se llenó completamente. Se aprecia el material antiadherente, las calzas de solera que se utilizaron en la parte hueca del tubo exterior y mortero colado en las secciones.

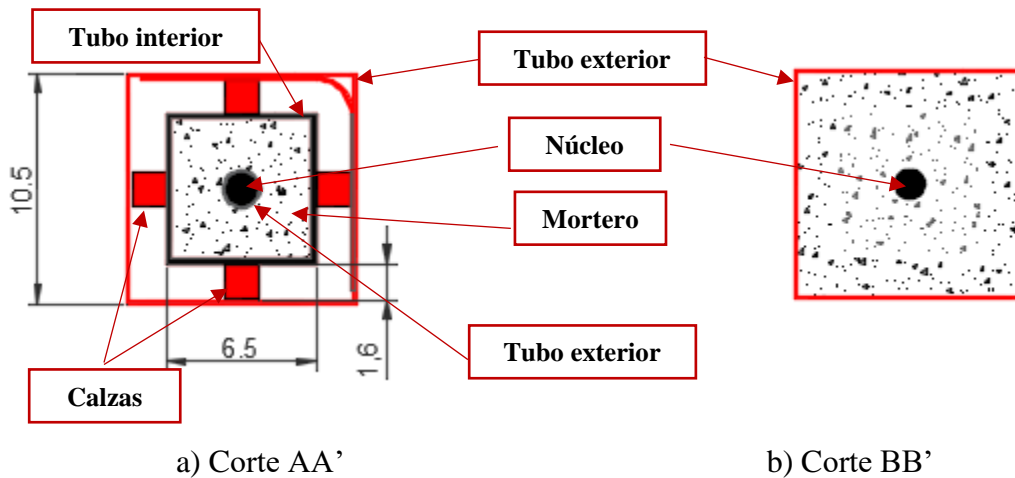


Figura 5.5. Detalle de sección transversal (acotaciones en cm)

Construcción

En la Figura 5.6a, se muestran secciones del tubo exterior, una del tubo interior con el núcleo embebido y sus correspondientes ganchos. A su vez, en la Figura 5.6b, se muestran los orificios para las barras de anclaje en la sección de tubo exterior y el núcleo antes de su ensamble.

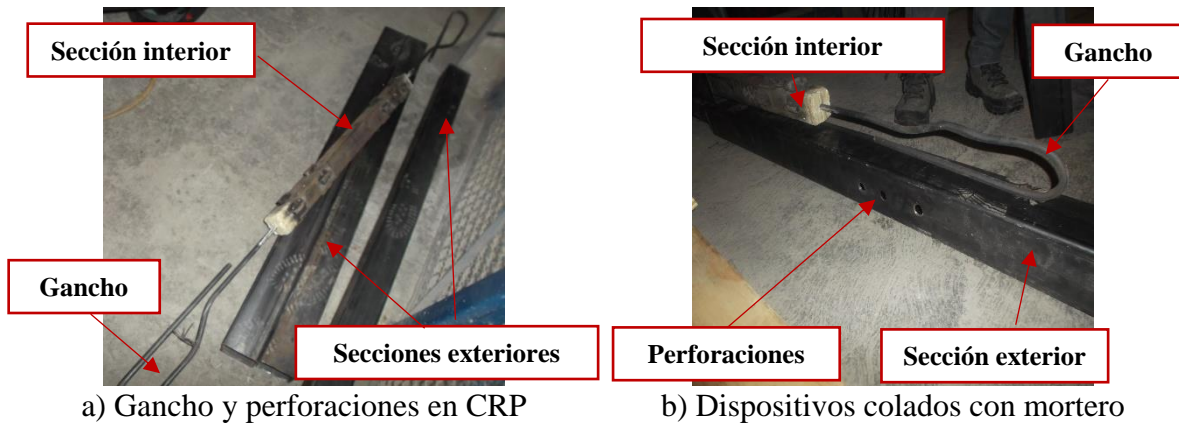


Figura 5.6 Secciones del tubo exterior

La Figura 5.7a, muestra la colocación del material deformable en un extremo del tubo interior y que también limita al mortero del tubo exterior. En la Figura 5.7b, se observan los extremos de los tubos exteriores de ambos dispositivos colados con el mortero. La Figura 5.7c, muestra las barras de acero colocadas y soldadas en la sección correspondiente. La sección central de los elementos, una vez terminada su fabricación, se observa en la Figura 5.7d.

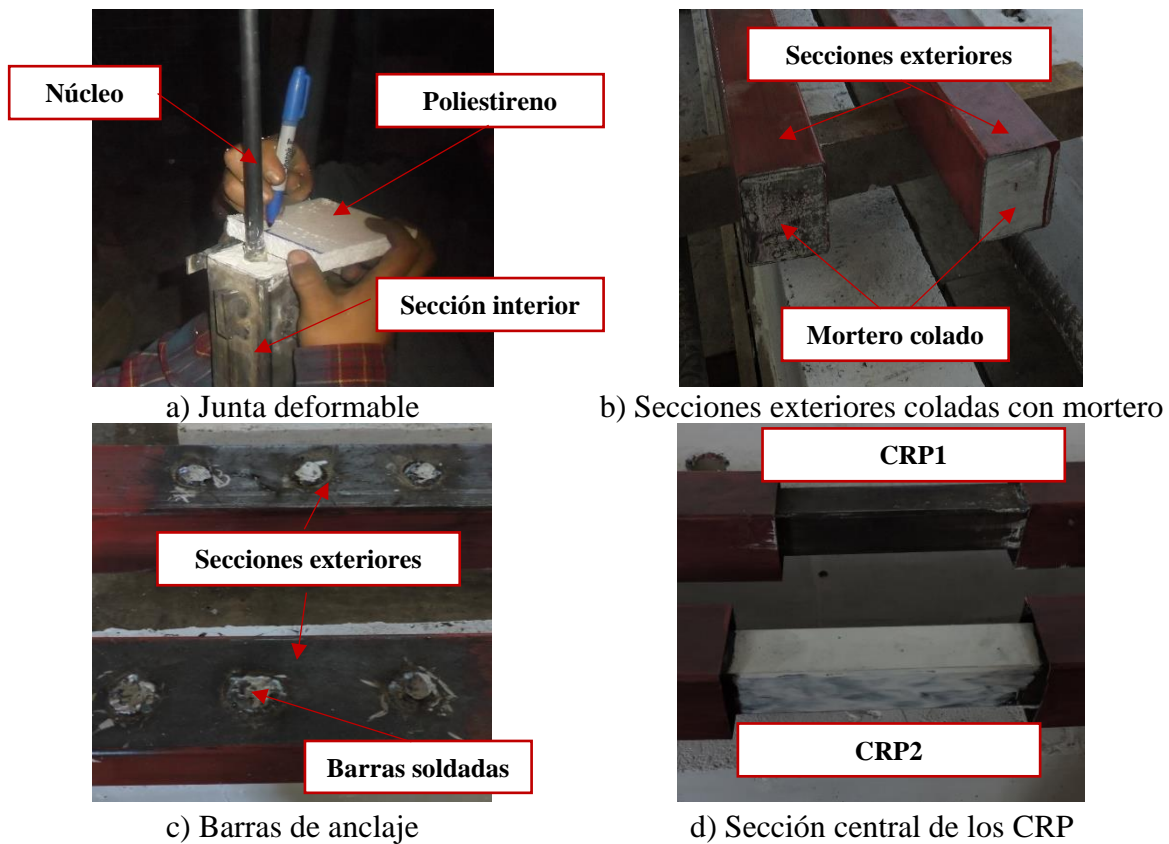


Figura 5.7 Construcción de los CRP

5.2.2. Contraventeo Convencional

Para contrastar el comportamiento de los CRP, se ensayó una sección CC que constó de una sección cajón 6.5x6.5x0.3cm de acero con una resistencia nominal a la fluencia $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y una longitud total $L_{cc} = 330 \text{ cm}$ de longitud y un área nominal de $A_{ccn} = 12.7 \text{ cm}$.

5.3. ARREGLO EXPERIMENTAL

En la Figura 5.8 se muestra el arreglo para prevenir una falla no deseada por pandeo fuera del plano, se observan los yugos y ángulos colocados a una distancia de 3 cm de la pared del tubo exterior. Además, en la Figura 5.9 y Figura 5.10, se muestra un esquema del arreglo empleado para la prueba. Se observa el actuador hidráulico, los dos muros de reacción que confinarán el arreglo, la losa de reacción, transductores de desplazamiento y el CRP. Por otro lado, se muestra en las Figura 5.11 a, y b, el arreglo para el CRP y el CC.

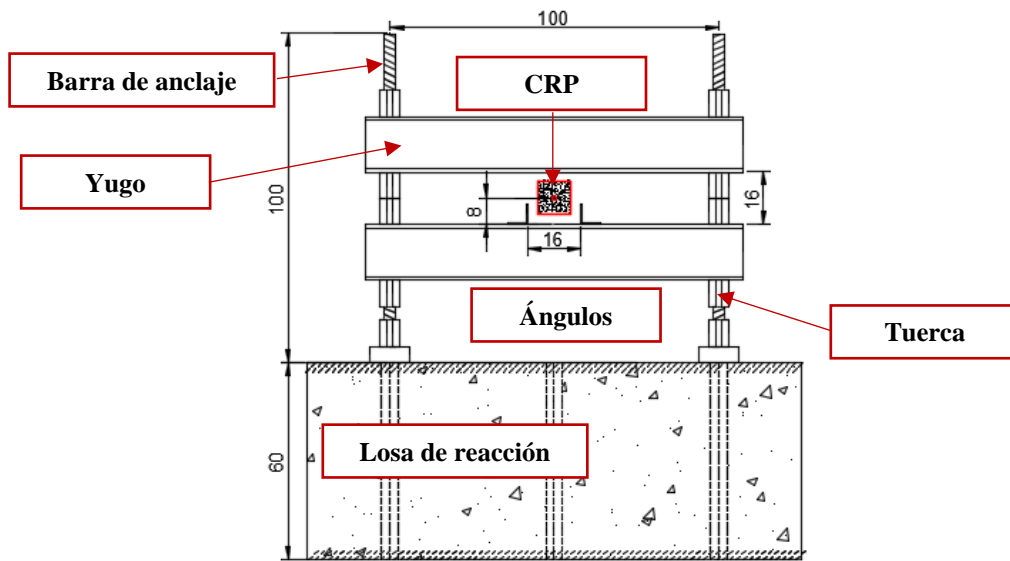


Figura 5.8 Vista transversal de arreglo (acotaciones en cm)

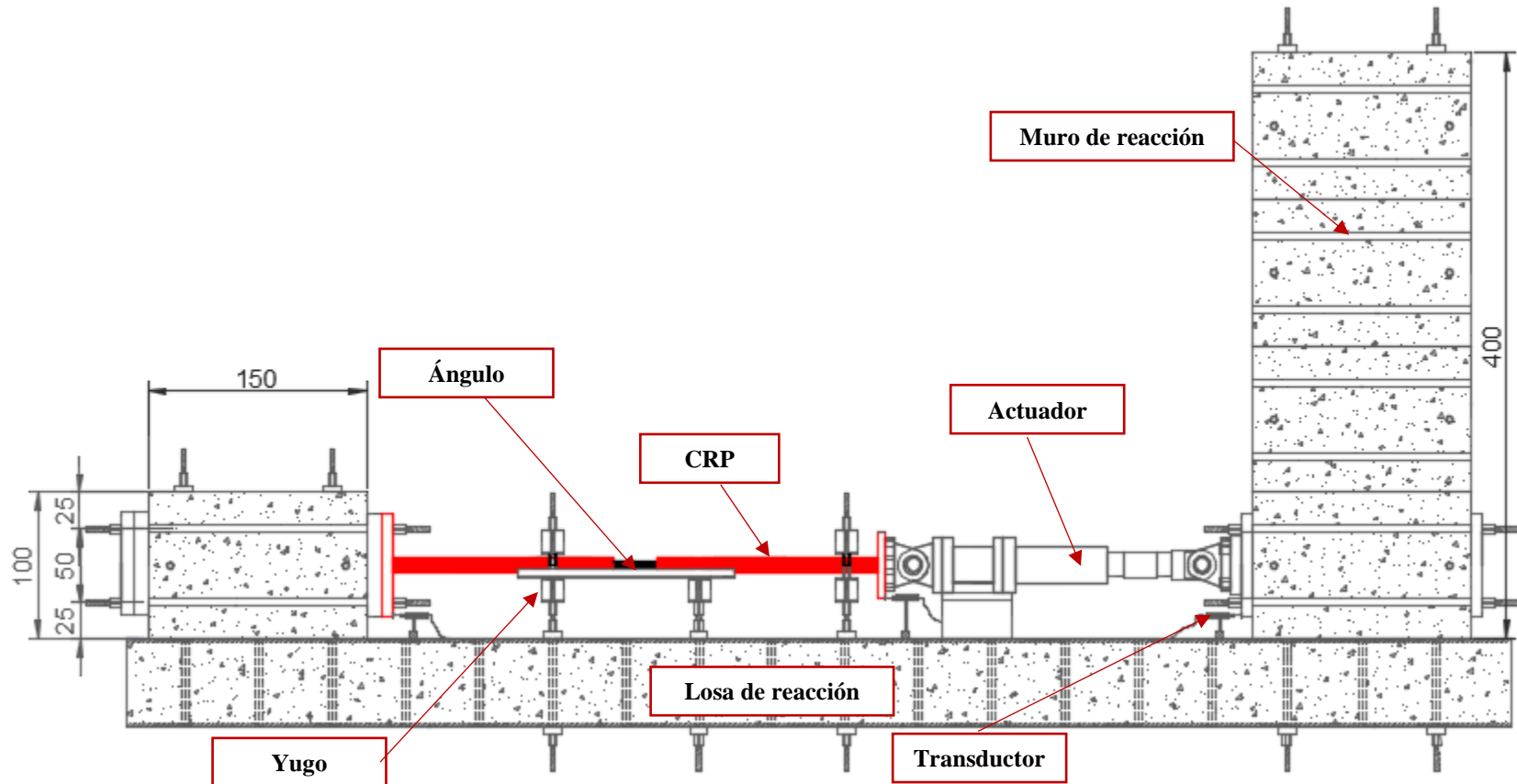


Figura 5.9 Perfil de montaje para pruebas (acotaciones en cm)

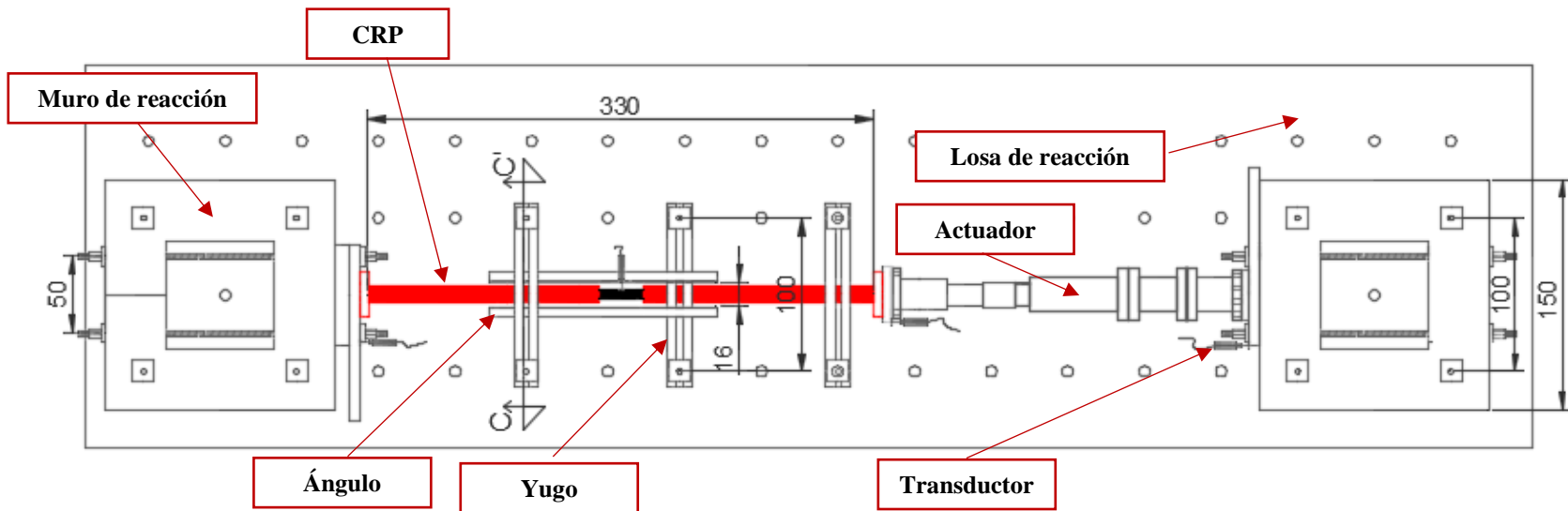
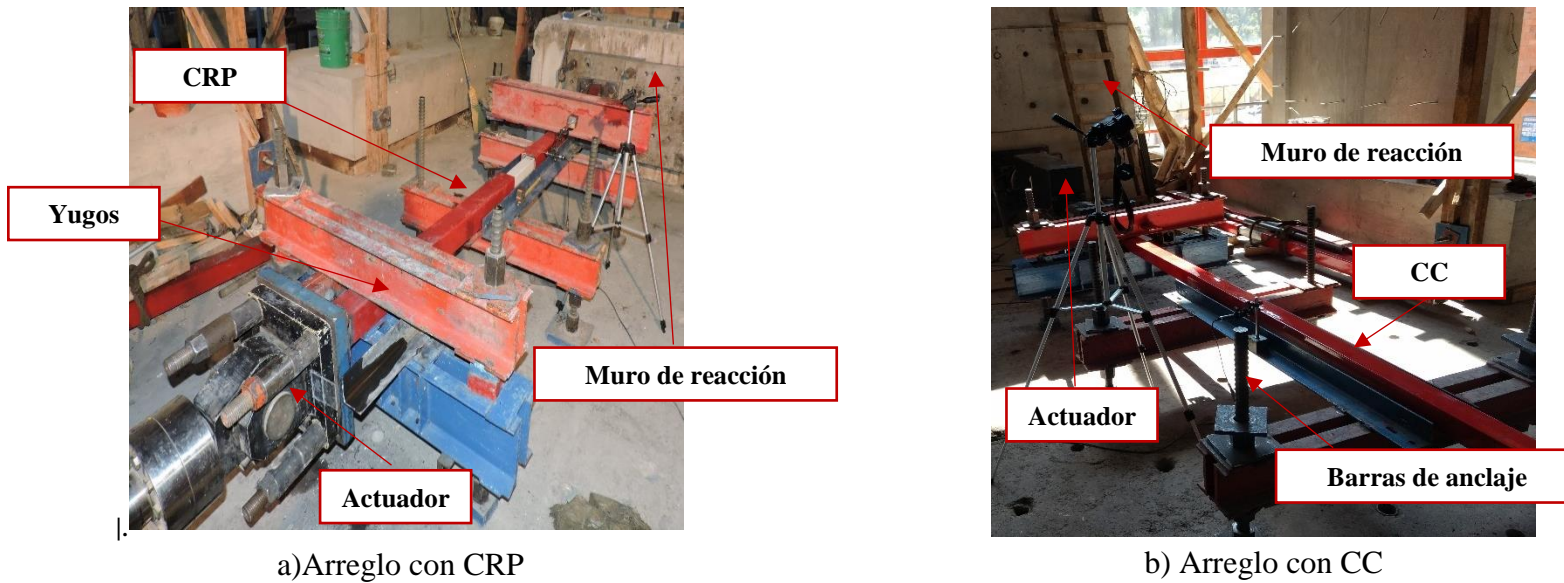


Figura 5.10 Planta de montaje para pruebas (acotaciones en cm)



a) Arreglo con CRP

b) Arreglo con CC

Figura 5.11 Arreglo para pruebas en el laboratorio

Finalmente, en las Figura 5.12a y b, se muestran las conexiones de los dispositivos al muro de reacción. Además, en las Figura 5.12c y d, se observa la conexión del actuador con el arreglo de yugos y ángulos que previenen la rotación en la articulación del actuador.

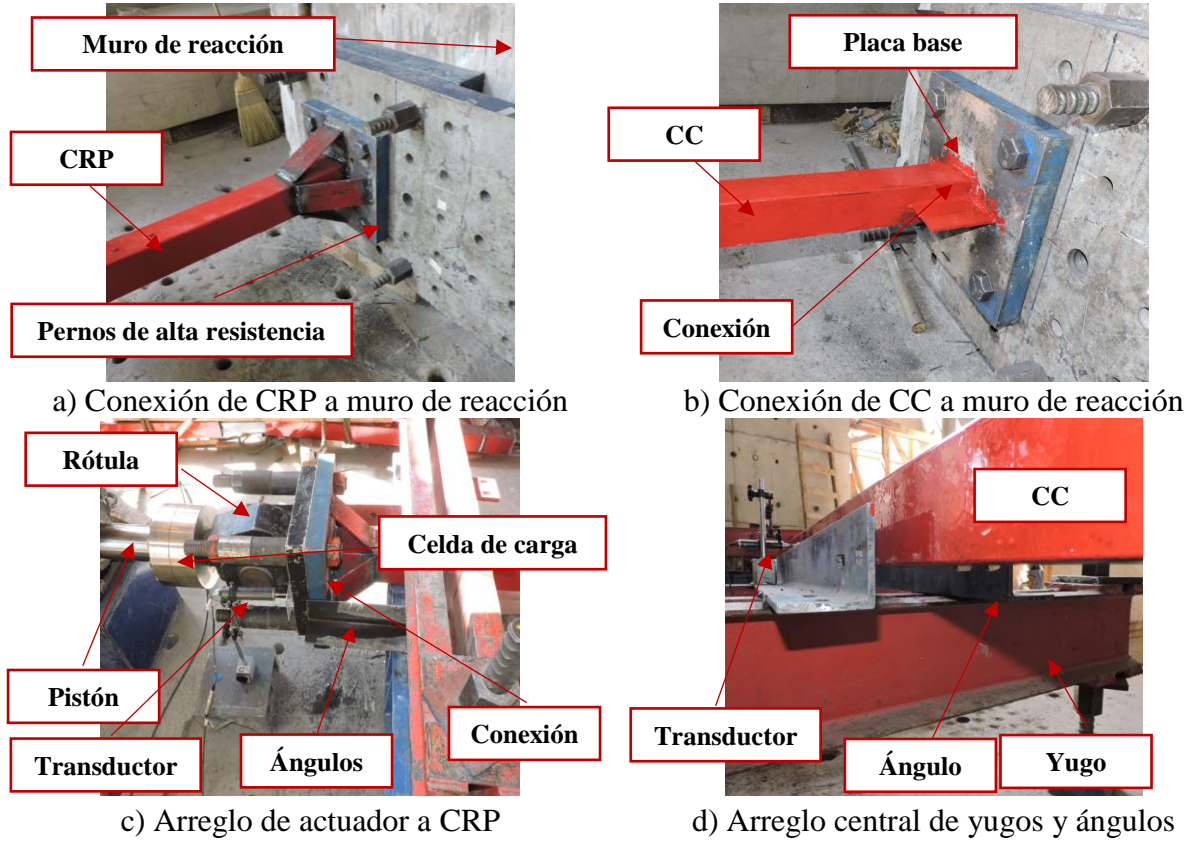


Figura 5.12 Detalles de arreglo experimental

5.4. PROTOCOLO DE PRUEBAS

Previo a las pruebas de laboratorio, se realizó un análisis de los contraventeos y el marco que se describió en el subcapítulo 5.1 para determinar las intensidades del registro en cada ensaye. Considerando que siempre se cumpla la ecuación (5.1); donde, $\delta_y = 0.01$ (estimada de gráficas) es la distorsión de entrepiso de fluencia para las columnas (Nojavan 2015) y $\delta_{crp y}$ es la distorsión de fluencia del CRP para la planta baja.

$$\delta_y \gg \delta_{crp y} \quad (5.1)$$

Así, considerando una deformación unitaria de fluencia del núcleo $\epsilon_{sy} = 0.0022$, para aceros fabricados en México (Rodríguez y Botero 1995), se tiene:

$$d_{N1y} = 0.01(350) = 3.5 \text{ cm} \quad (5.2)$$

$$d_{crpy} = 0.0022(205)\cos(45) = 0.32 \quad (5.3)$$

donde d_{N1y} y d_{cy} , son el desplazamiento absoluto del primer piso asociado a la fluencia del marco y el desplazamiento del primer piso asociado a la fluencia del contraventeo, respectivamente. Por lo cual, se consideró que el marco tendría un comportamiento lineal hasta que el CRP presentará una ductilidad $\mu = d_{N1y}/d_{crpy} = 11.56$. De ahí, las pruebas se realizaron conforme a la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Programa de pruebas para simulación numérica y SH

| Espécimen | Prueba | Intensidad SCT | Demanda de ductilidad de CRP | Factor fuerzas restauradoras | Descripción |
|-----------|--------|----------------|------------------------------|------------------------------|---|
| Ninguno | 1 | 25% | N/A | N/A | Simulación numérica del marco |
| | 2 | 50% | N/A | N/A | |
| | 3 | 100% | N/A | N/A | |
| CRP1 | 4 | 5% | Nula | 0 | SH sin considerar fuerzas restauradoras |
| | 5 | 10% | Baja | 0 | |
| | 6 | 25% | Media | 0 | |
| | 7 | 50% | Alta | 0 | |
| CRP2 | 8 | 100% | Alta | 6 | SH considerando fuerzas restauradoras |
| | 9 | 100% REP | Alta | 6 | |
| | 10 | 50% | Media | 6 | |
| | 11 | 25% | Baja | 6 | |
| CC | 12 | 25% | Nula | 2.63 | SH considerando fuerzas restauradoras |
| | 13 | 50% | Baja | 2.63 | |
| | 14 | 100%* | Media | 2.63 | |

*Se detuvo la prueba por pandeo extremo de CC

6. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA

Este capítulo tiene como objetivo analizar la respuesta estática y dinámica del marco modelado sin ningún tipo de refuerzo y equipado con un contraventeo del tipo CRP o CC.

6.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Se realizó un análisis modal del marco en estudio con y sin contraventeos despreciando la ISE. La Figura 6.1 muestra los resultados del análisis modal en OpenSees para el marco sin ningún tipo de contraventeo. Se observan los valores de los periodos correspondientes al primer y segundo modo. Nótese que el primero corresponde a uno de los picos en el espectro de respuesta mostrado en la Figura 5.3 .

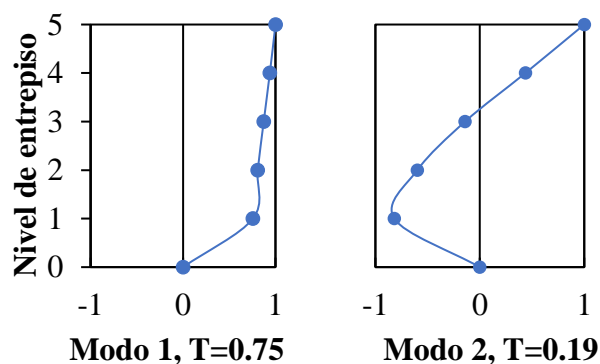


Figura 6.1 Formas modales del marco sin contraventeos

Posteriormente, se realizaron análisis de capacidad lateral y se obtuvo un desplazamiento de azotea a la fluencia $D_y=4.2$ cm. La Figura 6.2 muestra las curvas de capacidad de cortante basal contra desplazamiento de azotea para marcos sin contraventeo (SC) y con contraventeos de diferente área nominal. Las áreas nominales propuestas corresponden a A_n multiplicada por los factores $FC=1, 2, 4$ y 6 . De las curvas de capacidad se observa que el D_y no cambia de manera significativa para los diferentes análisis. Además, los contraventeos no cambian de manera sustancial la forma de la curva. Sin embargo, se aprecia el aumento de capacidad lateral del marco pues éste desarrolla una ductilidad antes del colapso $\mu_{max}=D_{max}/D_y=2.4$, donde $D_{max}=10.1$ cm. Adicionalmente, se presenta el desplazamiento de azotea asociado a la fluencia del CRP $D_{crp y}=0.4$ cm.

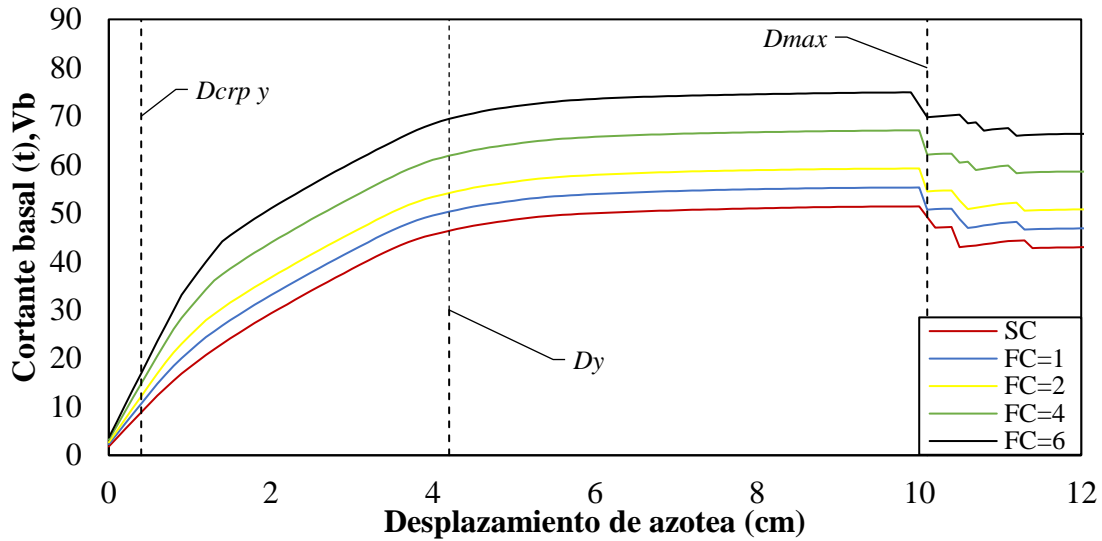


Figura 6.2 Curvas de capacidad lateral del marco variando área de contraventeo

Además, para los desplazamientos de azotea dados se evaluó la variación de la capacidad lateral de la estructura normalizada con la ecuación:

$$V_a = \frac{V_c}{V_{sc}} \quad (6.1)$$

donde V_c es el cortante basal del marco con un área de contraventeo asociada a un factor FC y V_{sc} es el cortante basal del marco sin contraventeo para el mismo desplazamiento.

Del análisis numérico presentado en la Figura 6.3, se observó que el contraventeo con área igual a 7.62 cm^2 , 6 veces A_n , aumentó la capacidad lateral del marco al 200%, cuando ambas estructuras permanecían elásticas. Por otro lado, al plastificarse ambas estructuras, el aumento disminuía a 150% para dicha sección. Por ello, se decidió realizar las pruebas de SH para dicha área de acero equivalente con los CRP y el CC.

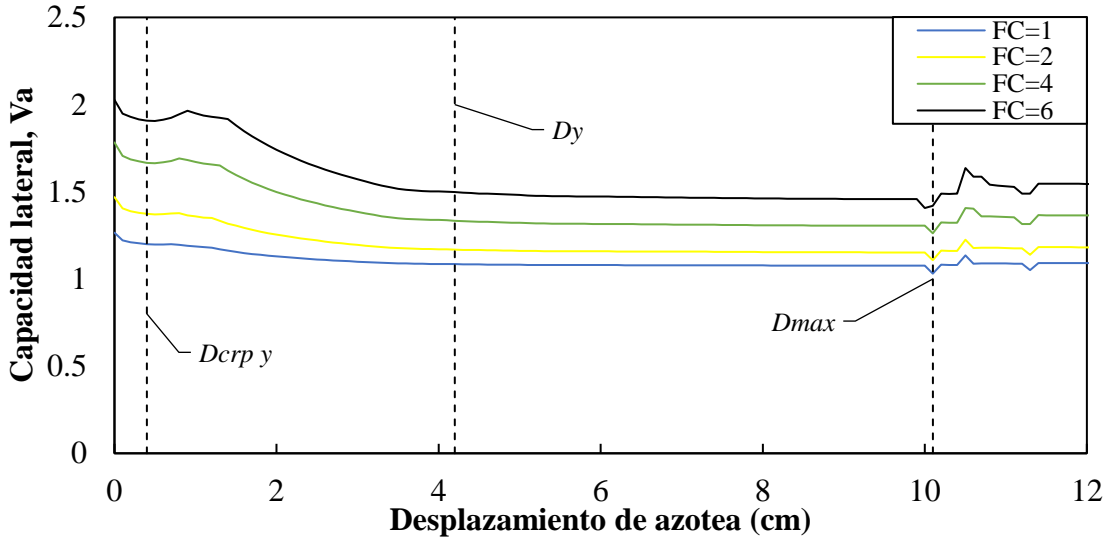


Figura 6.3 Variación de capacidad lateral del marco con diferentes áreas en el contraventeo

Para evaluar los incrementos de fuerza cortante y axial en la cimentación, se revisaron las reacciones horizontal y vertical del nodo 13 del modelo numérico, donde se encuentra la conexión con el contraventeo. Cabe mencionar que en este análisis las cargas se impusieron solamente de izquierda a derecha para evitar el complejo modelado numérico a compresión del contraventeo. Dicho comportamiento se busca resolver de manera experimental con SH.

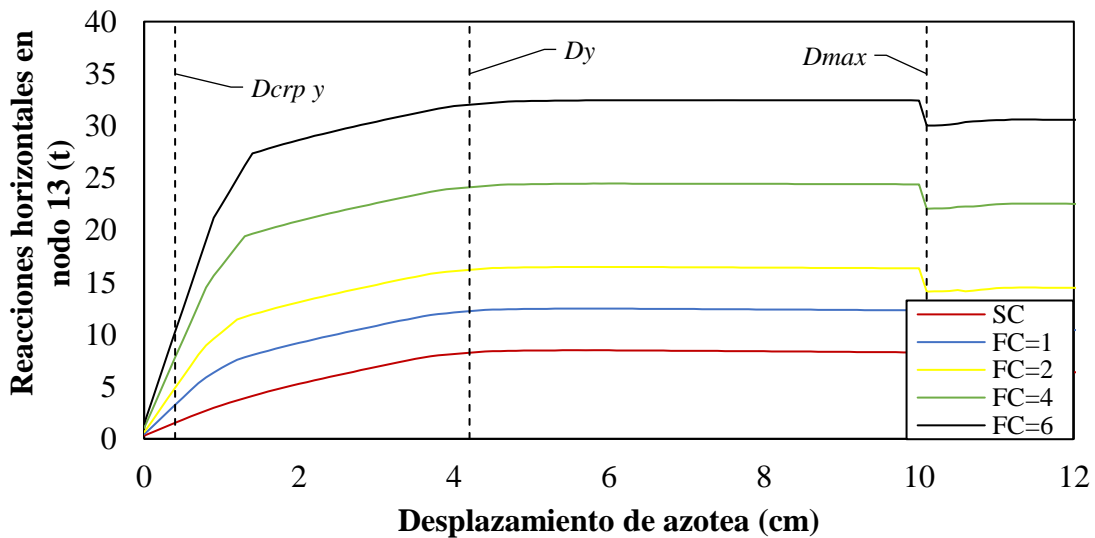


Figura 6.4 Variación de cortante en nodo 13

Las demandas de carga cortante mostradas en la Figura 6.4 muestran un aumento de hasta 5 veces para la sección $FC=6$, comparadas con el marco sin contraventeos, y menor para el resto de las secciones en cuestión. A su vez, las reacciones verticales no tuvieron un aumento significativo e incluso disminuyeron durante la etapa elástica del marco. Para el caso de las secciones $FC=4$ y 6 la disminución se debió a los esfuerzos de tensión tomados por el contraventeo (Figura 6.5).

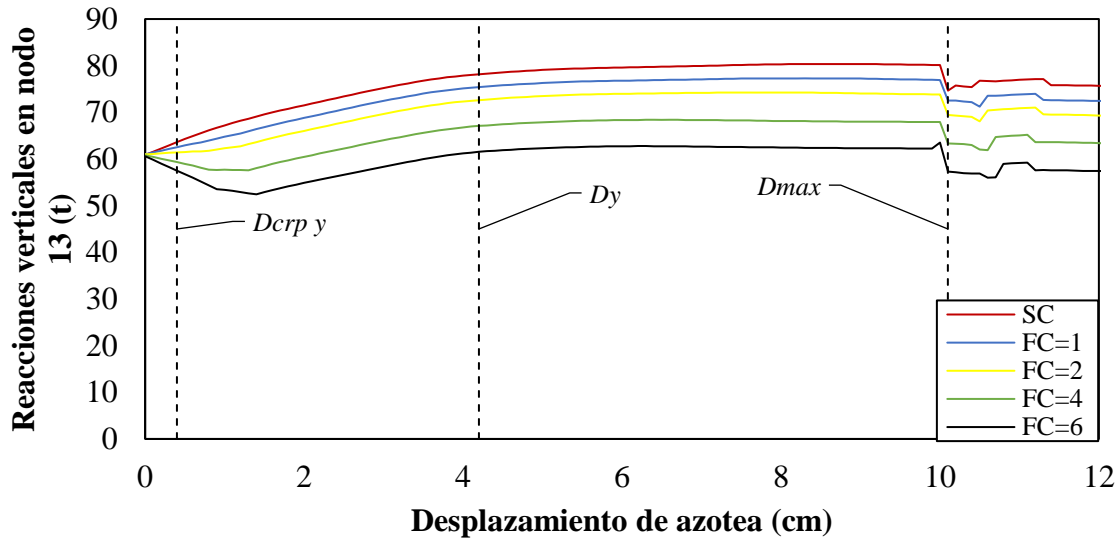


Figura 6.5 Variación de reacción vertical en el nodo 13

Para las reacciones en el nodo de conexión del contraventeo en el primer nivel, sólo se observó aumento en la componente horizontal la cual se duplicó, en comparación con el marco sin contraventeo: La componente vertical no tuvo cambios debido a que los esfuerzos fueron tomados por el muro. Entonces, se considera que la estructura no necesitaría refuerzo en la cimentación al usar un contraventeo de este tipo, pero sí se debería revisar la capacidad a cortante de las conexiones de este con el marco.

Posteriormente, se realizó el análisis modal del modelo numérico equivalente que se usó en las pruebas PSD con $FC = 6$. El modelo tuvo un decremento en su modo fundamental de vibrar de 30%, mientras que para el segundo modo no tuvo cambio significativo como se muestra en la Figura 6.6.

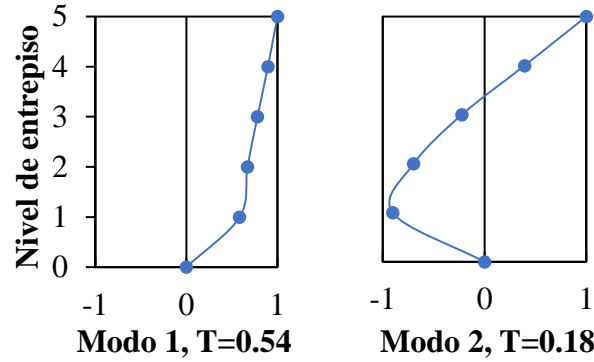


Figura 6.6 Formas modales del marco equipado con contraventeo

6.2. ANÁLISIS DINÁMICO

Para evaluar la respuesta ante cargas sísmicas se realizaron análisis dinámicos al marco con y sin contraventeos. Se presenta la respuesta en términos de desplazamiento de azotea, distorsiones de entrepiso y aceleraciones de piso.

6.2.1. Distorsiones de Entrepiso

Marco Sin Contraventeo (MSC)

La simulación numérica del marco se realizó con el registro de la SCT1985 escalado al 25, 50 y 100%. En la Figura 6.7 se observa la poca demanda impuesta por los registros a 25 y 50% mientras que el registro al 100% provoca el colapso de la estructura.

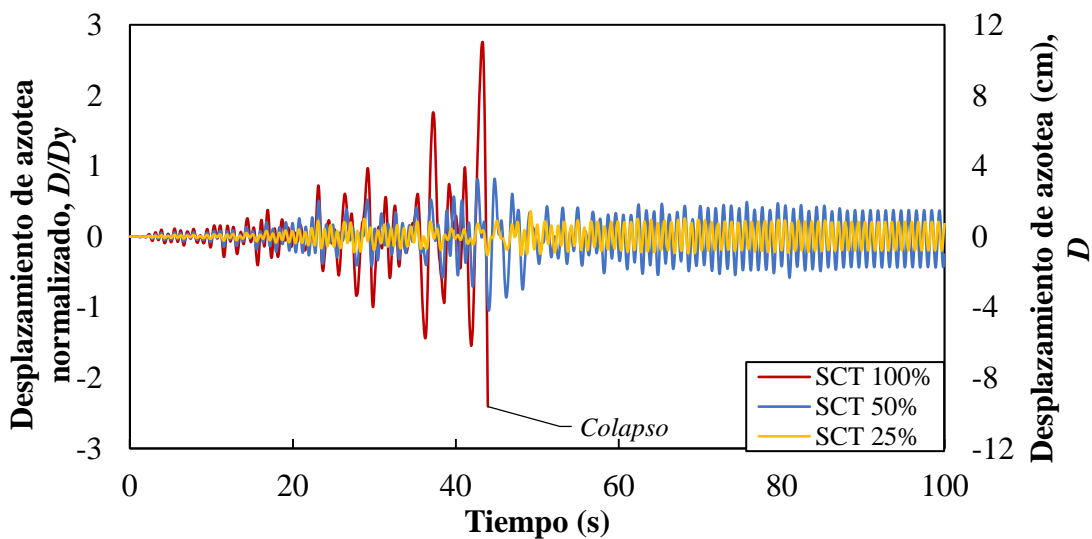


Figura 6.7 Historia de desplazamientos para MSC

En la Figura 6.8 se muestran las distorsiones máximas de entrepiso. Es notable la provocada por el registro al 100% que antes del colapso era casi 3.4 veces más grande que la demandada por los otros registros y es mayor a la máxima permisible γ_{max} por el RCDF (2017) para este tipo de estructuras.

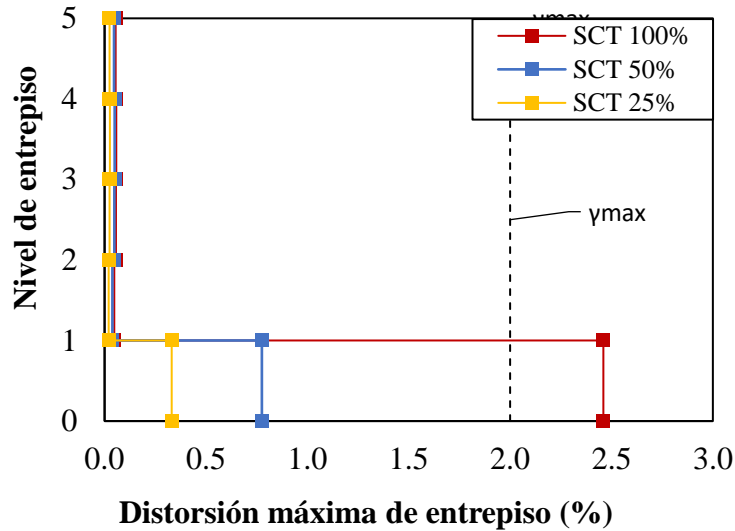


Figura 6.8 Perfil de distorsiones del MSC

Marco con contraventeo restringido al pandeo 1 (MCRP1)

El análisis híbrido para el MCRP1 no se toma en cuenta en esta sección ya que se decidió revisar la respuesta del sistema de control ante los desplazamientos comandados por OpenSees. Además, se calibraron las ganancias y velocidad de prueba sin usar las fuerzas restauradoras medidas por la celda de carga. Es decir, la ecuación de movimiento se resolvía en cada paso sin considerar la fuerza obtenida en el ensayo del CRP1.

Marco con contraventeo restringido al pandeo 2 (MCRP2)

El marco se ensayó con pruebas PSD considerando las fuerzas restauradoras del CRP2 ante el registro de la SCT escalado al 25, 50, 100%, este último se usó dos veces. El MCRP2 mostró una disminución significativa en los desplazamientos de azotea. Estos superaron en 20 y 50 % el D_y del marco en cada sentido. Además, dichos desplazamientos nunca demandaron más del 65% de la ductilidad máxima del marco como se muestra en la Figura 6.9. Se muestra el desplazamiento necesario de azotea para que el CRP se comporte inelásticamente, el cual se superó múltiples veces. Cabe mencionar que para la primera prueba del SCT 100% se excedió el desplazamiento máximo esperado (3.5 cm) en la fase

más intensa de la prueba. El exceso de desplazamiento causó que el sistema de control detuviera la prueba y se tuviera que repetir la prueba.

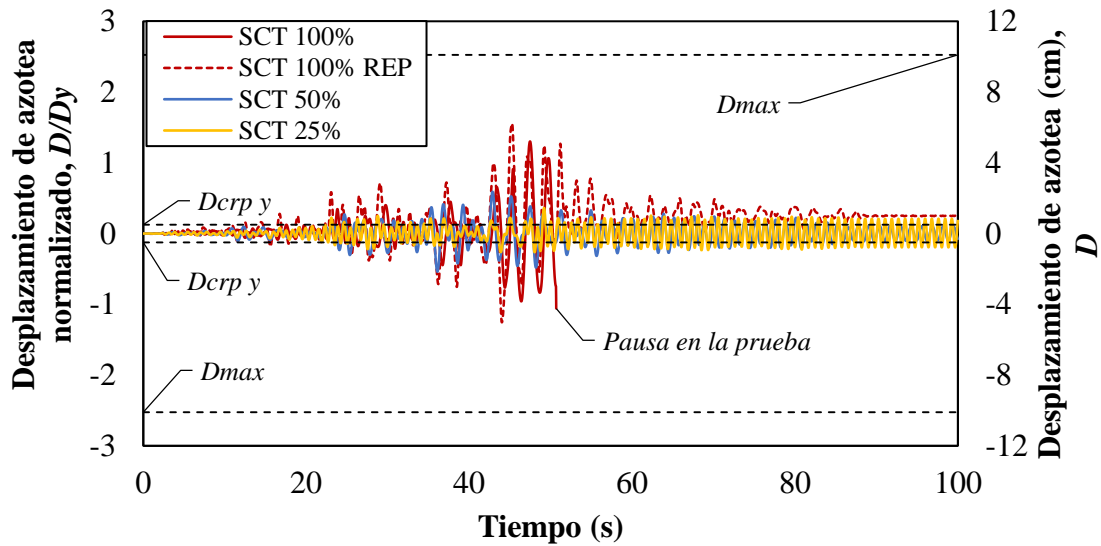


Figura 6.9 Historia de desplazamientos para MCRP2

Se muestra en la Figura 6.10 las distorsiones máximas de entrepiso del edificio, las cuales son menores a γ_{max} . Tanto los desplazamientos de la azotea como la demanda en la planta baja redujeron de manera significativa con el refuerzo del CRP, pues éste estuvo disipando energía al plastificarse y no presentar fallas fuera del plano.

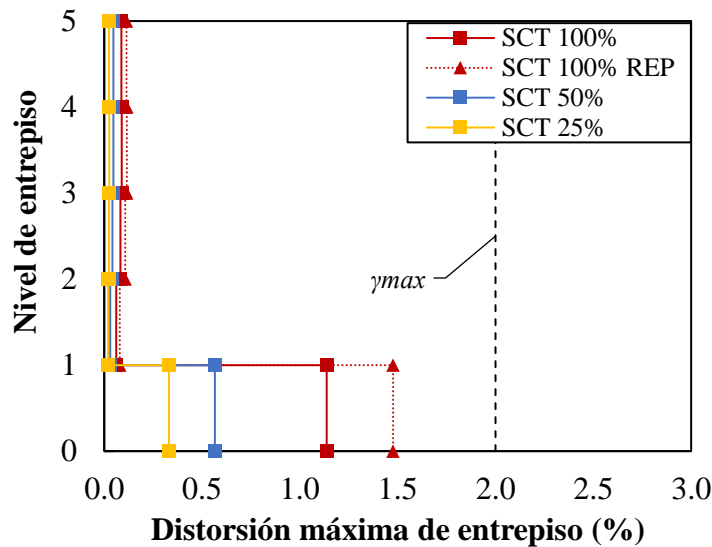


Figura 6.10 Perfil de distorsiones del MCRP2

Marco con contraventeo convencional (MCC)

Estas pruebas se realizaron ante el registro de la SCT1985 mediante pruebas PSD con la sección CC que se describió la sección 4.2. La Figura 6.11 muestra la historia de desplazamientos de la azotea durante las pruebas al 25, 50 y 100% de intensidad del registro. Se observa que, en comparación con el MSC y MCRP2, los desplazamientos son menores y que restringe a la estructura de incursionar en un intervalo plástico. Sin embargo, el CC presentó pandeo local en la prueba para al 50% y su capacidad a compresión se degradó rápidamente. Dicha degradación se refleja en los crecientes picos de desplazamientos negativos (compresión). El CC falló en el paso correspondiente al segundo 36.24 del tiempo de simulación, por lo que la prueba al 100% se detuvo por seguridad. Se observa la poca capacidad de demanda inelástica que tuvo el CC ya que se superó el desplazamiento de fluencia del CC $D_{CCy}=1.10$ cm pocas veces.

Como parte del análisis de distorsiones de entrepiso, en la Figura 6.12 se muestran las obtenidas para el MCC y no muestran diferencias sustanciales entre las obtenidas por el MCRP2, pero sí con las del MSC. La distorsión máxima en la planta baja es una tercera parte la distorsión de colapso de la estructura. Sin embargo, el CC ya había fallado y el análisis se detuvo antes de los pasos correspondientes al intervalo 40-55 segundos, donde se presentaban las mayores demandas debidas al sismo en cuestión.

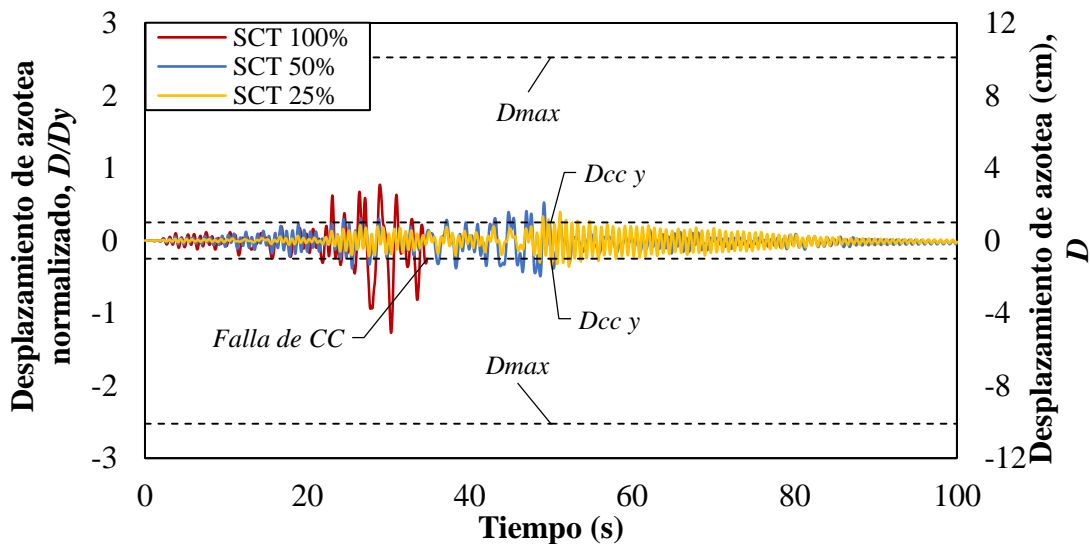


Figura 6.11 Historia de desplazamientos para MCC

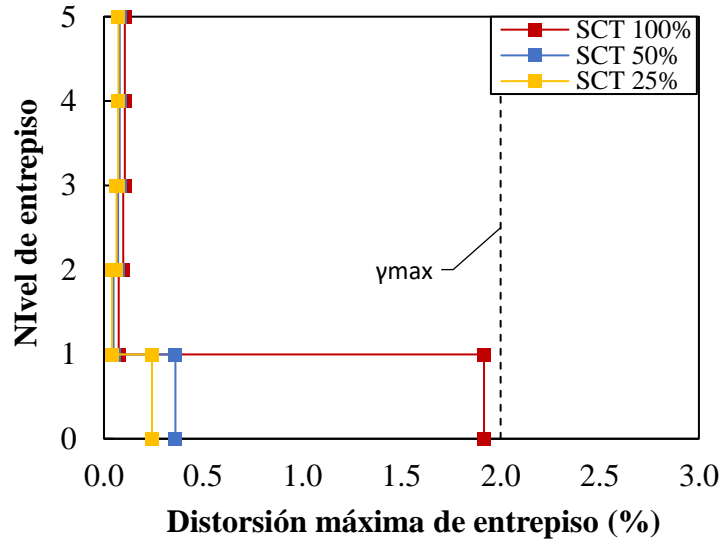


Figura 6.12 Perfil de distorsiones del MCC

6.2.2. Aceleración de piso

Debido a que los contenidos de un edificio son altamente sensibles a cambios drásticos de aceleraciones de piso, se realizó un análisis para las diferentes condiciones impuestas por los contraventeos con el fin de revisar posibles amplificaciones. Se presentan los resultados de la azotea para MSC, MCRP2 y MCC en comparación de los respectivos movimientos sísmicos.

En la Figura 6.13 se muestran las historias de aceleración para la azotea debidas al SCT1985 escalado al 50%. Se observa un ligero incremento de aceleración en la azotea para los MCRP2 y MCC, en comparación con el acelerograma. Dichas condiciones se atribuyen a las bajas demandas de ductilidad para los contraventeos, pues al no disipar energía por histéresis no se aumenta el amortiguamiento del sistema. Por otro lado, el MSC presenta vibración considerable que se atribuye al uso del algoritmo Alfa-SO que funciona de mejor manera para análisis híbridos.

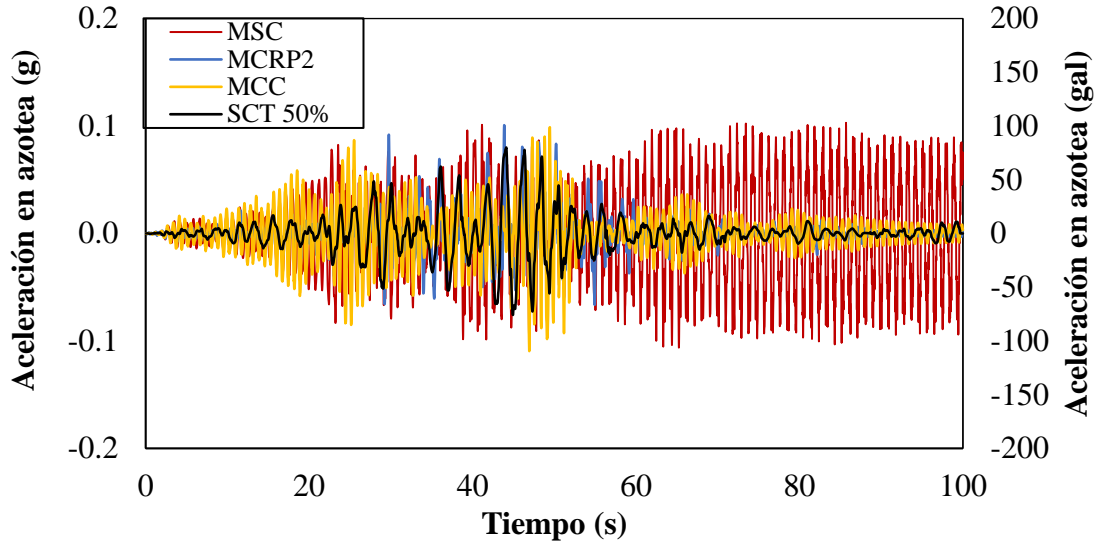


Figura 6.13 Historias de aceleración en pruebas de simulación para SCT 50% en la azotea

Se presentan las historias de aceleraciones debidas al registro de la SCT al 100% de su intensidad para los tres marcos. En Figura 6.14 se muestran los resultados para la azotea; se observa que para los MCRP2 y MCC son prácticamente iguales al presentar cambios menores al 10% en la historia de aceleración. A su vez, se indican las del MSC y de la sección CC para las pruebas correspondientes sin cambios sustanciales.

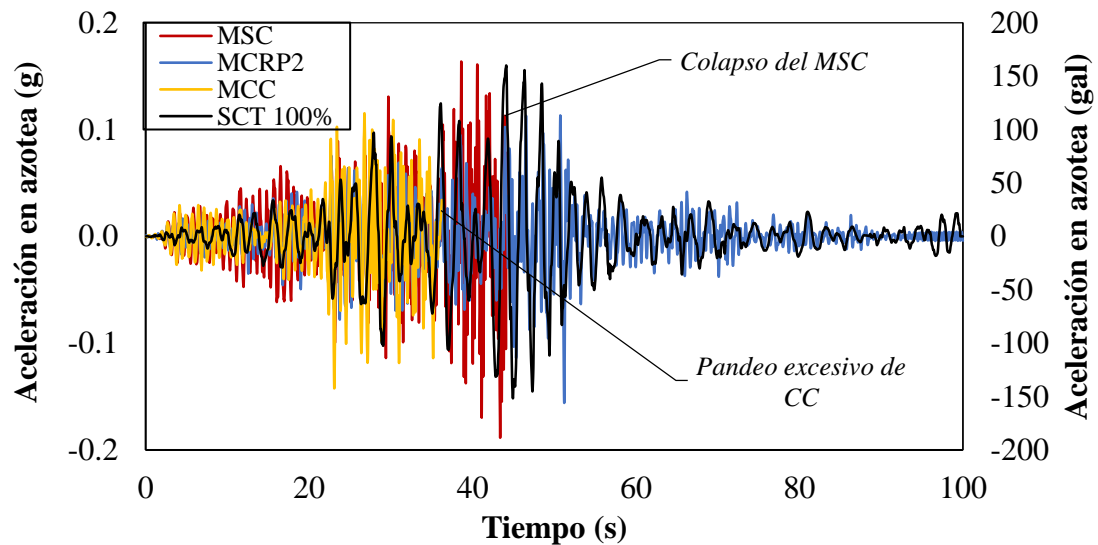


Figura 6.14 Historias de aceleración en pruebas de simulación para SCT 100% en la azotea

7. COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE CONTRAVENTEOS

En este capítulo se presenta el comportamiento aislado de los CRPs ensayados y se compara con el comportamiento del CC. Se muestran las curvas obtenidas que caracterizan el comportamiento histerético, las curvas de energía disipada, así como tablas que determinan parámetros importantes a considerar para la implementación de éstos en edificios.

7.1. CURVAS HISTERÉTICAS

7.1.1. Contraventeo Restringido al Pandeo 1

La Figura 7.1 muestra las curvas de histéresis del CRP1 debido a intensidades del registro SCT de 5, 10, 25 y 50%. Es importante mencionar solamente se impusieron los movimientos del modelo numérico debido a las fuerzas inerciales sin considerar fuerzas restauradoras. Se muestra normalizada la fuerza impuesta por el actuador (positiva en tensión y negativa en compresión) y la ductilidad presentada por el elemento calculadas con las expresiones (7.1) y (7.2), respectivamente.

$$P_n = \frac{P}{P_{ym}} \quad (7.1)$$

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (7.2)$$

donde P es la fuerza medida por la celda de carga, P_{ym} es la carga de fluencia medida del dispositivo, Δ el desplazamiento impuesto por el actuador al espécimen en tensión o compresión y Δ_y el desplazamiento de fluencia.

También se muestran los límites $d_g=2.54$ cm, debida al poliestireno en cada lado de la sección interior. Una vez excedida d_g el dispositivo presentó pandeo fuera del plano e inestabilidad en el arreglo. Dicho pandeo y falla prematura del CRP1 fue consecuencia del esfuerzo a compresión tomado por las secciones de acero y mortero que confinaban el núcleo.

Adicionalmente, se presenta la Tabla 7.1 que contiene los factores de ajuste de endurecimiento por deformación y el factor de ajuste de la resistencia a compresión del CRP, ω y β , respectivamente; calculados con las expresiones (7.3) y (7.4). Además, se muestra la carga de fluencia estimada P_{ye} y la carga P_{ym} del dispositivo para las diferentes pruebas.

$$\omega = \frac{P_T}{P_{ym}} \quad (7.3)$$

donde P_T es la carga máxima a tensión registrada

$$\beta = \frac{P_C}{\omega P_{ym}} \quad (7.4)$$

donde P_C es la carga máxima en compresión registrada.

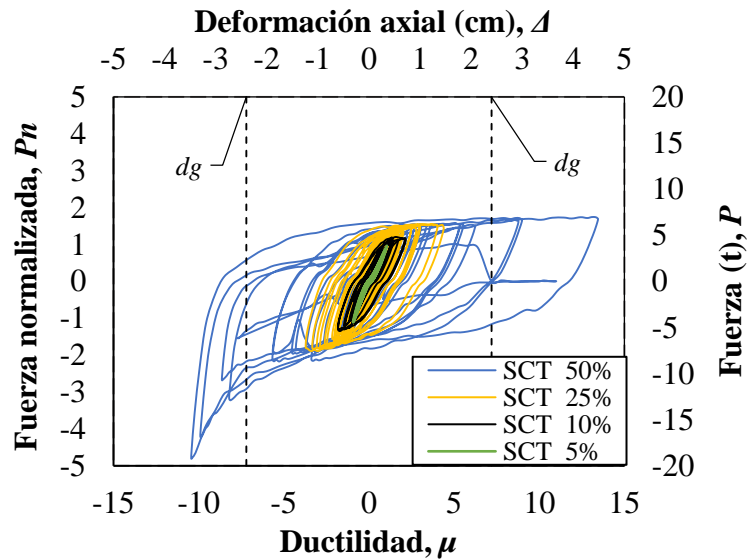


Figura 7.1 Curvas de histéresis de CRP1

A su vez, la carga de fluencia resistente del espécimen es calculada de acuerdo con el RCDF (2017) con la expresión:

$$P_{yR} = F_R f_y A_n \quad (7.5)$$

donde F_R es el factor de reducción de resistencia igual 0.9

Tabla 7.1 Valores máximos para el CRP1 en SH ($P_{yR}= 4.0$ t, $P_{ym}=4.0$ t, $\Delta_y=0.32$ cm)

| | SCT 10% | SCT 25% | SCT 50% |
|-----------|---------|---------|---------|
| P_T (t) | 4.80 | 4.97 | 5.58 |
| P_C (t) | 5.38 | 6.05 | 15.37 |
| ω | 1.26 | 1.31 | 1.47 |
| β | 1.06 | 1.16 | 2.62 |
| μ_T | 2.16 | 4.39 | 13.45 |
| μ_C | 1.82 | 3.72 | 10.44 |

En la Figura 7.2 se observa el estado final del CRP1. Este presentó pandeo fuera del plano y daño en los tubos exteriores al segundo 57.6. Dicha falla es completamente indeseable y fue causado cuando los desplazamientos impuestos por el actuador excedieron la d_g .

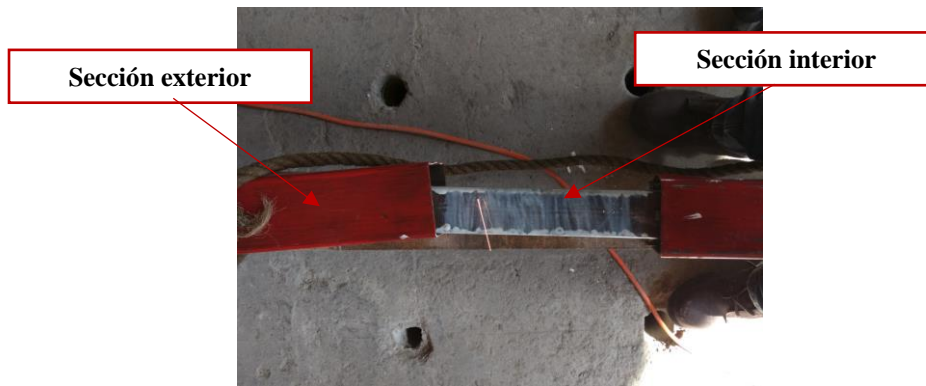


Figura 7.2 Parte central de CRP1 posterior a las pruebas

Por otro lado, se presentan las historias de desplazamientos objetivo y medido para las pruebas, así como el error absoluto entre ellos en la Figura 7.3 y Figura 7.4, respectivamente. El error absoluto máximo fue de 0.10 cm, 2.5% de error relativo, en la fase más intensa del movimiento en la prueba a 50% y menor a 0.03 cm, menor al 1% de error relativo, en el resto de las pruebas.

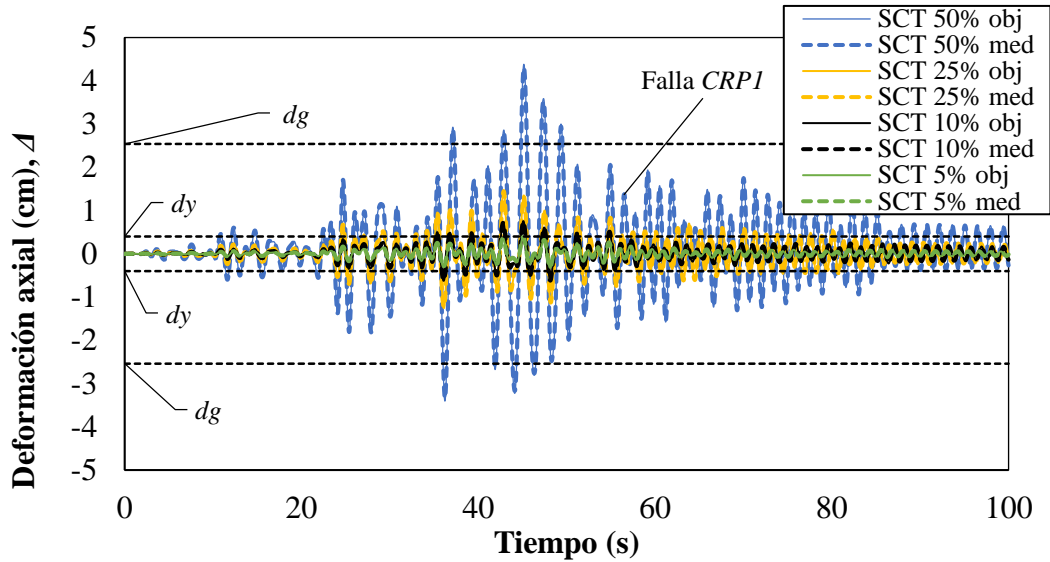


Figura 7.3 Historia de desplazamientos objetivo y medido para el CRP1

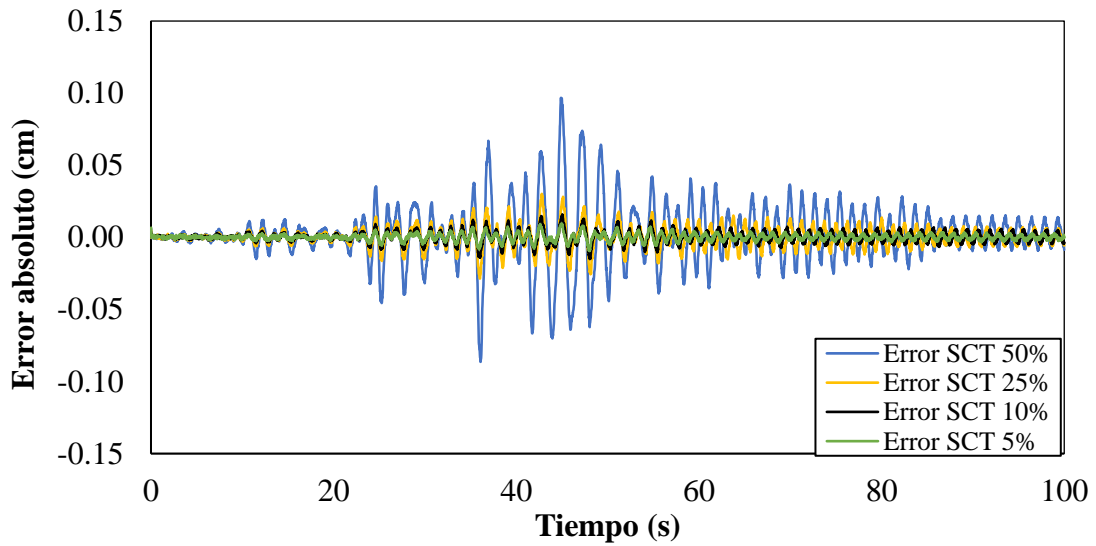


Figura 7.4 Error absoluto entre el desplazamiento objetivo y medido para el CRP1

7.1.2. Contraventeo Restringido al Pandeo 2

Para el CRP2 se tienen las curvas características de histéresis en la Figura 7.5 que corresponden al 25, 50 100 y la repetición del 100% de la intensidad el registro de la SCT. Cabe resaltar que en la SH sí se consideraron las fuerzas restauradoras. A su vez, se presenta la Tabla 7.2 con los valores máximos característicos del espécimen para las pruebas.

Tabla 7.2 Valores máximos para el CRP2 en SH ($P_{yR}= 4.0$ t, $P_{ym}=4.1$ t, $\Delta_y =0.35$ cm)

| | SCT 50% | SCT 100% | SCT 100% REP |
|-----------|---------|----------|--------------|
| P_T (t) | 4.97 | 5.90 | 5.89 |
| P_C (t) | 5.39 | 13.53 | 9.43 |
| β | 1.24 | 1.48 | 1.47 |
| ω | 1.08 | 2.29 | 1.60 |
| μ_T | 2.57 | 2.95 | 7.46 |
| μ_C | 2.36 | 7.17 | 7.05 |

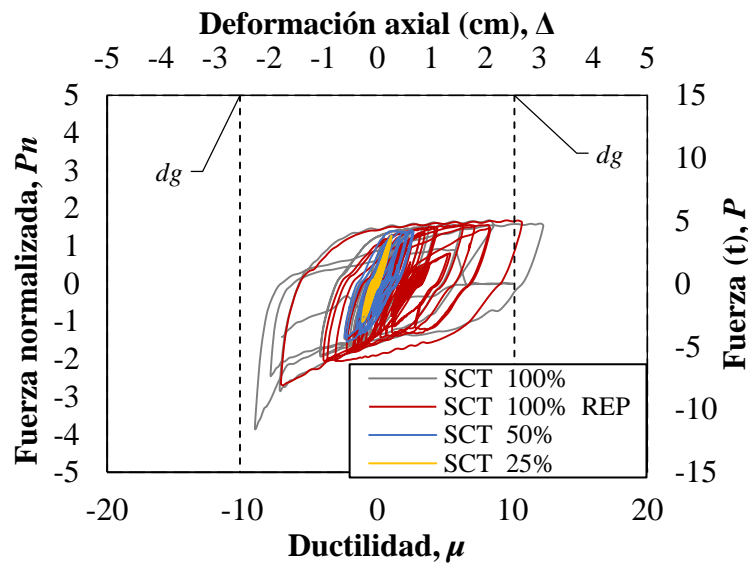


Figura 7.5 Curvas de histéresis de CRP2

Para la prueba al 100% y la repetición se observa un comportamiento estable a pesar de las grandes demandas de ductilidad, 12.3 a tensión y 7.2 a compresión. En ninguna de las pruebas se excedió la d_g en compresión y no se presentó pandeo fuera del plano. La Figura 7.6 muestra el CRP1 y el CRP2 después de las pruebas y se observa una clara diferencia entre el que presentó pandeo fuera del plano y el que no.

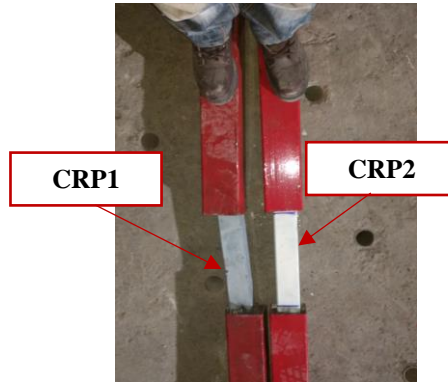


Figura 7.6 Estado final de CRP1 y CRP2

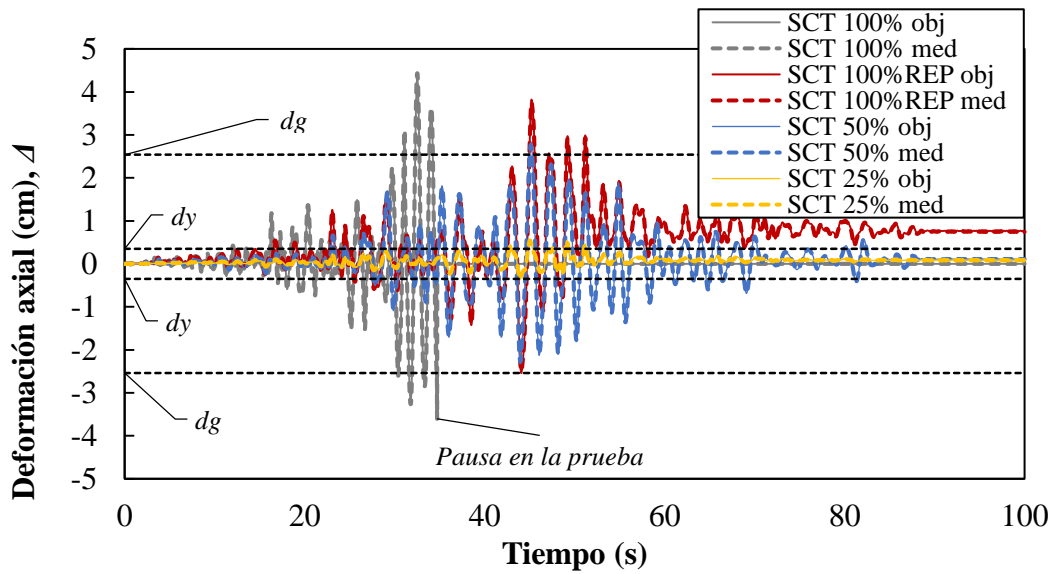


Figura 7.7 Historias de desplazamientos objetivo y medido para el CRP2

En las Figura 7.7 y Figura 7.8 se observan las historias de desplazamientos objetivo y medido, y el error absoluto entre ellos, respectivamente. Siendo mayor en la primera prueba al 100% con 0.13 en compresión y 0.11 en tensión; 2.8 y 2.4% de error relativo, respectivamente.

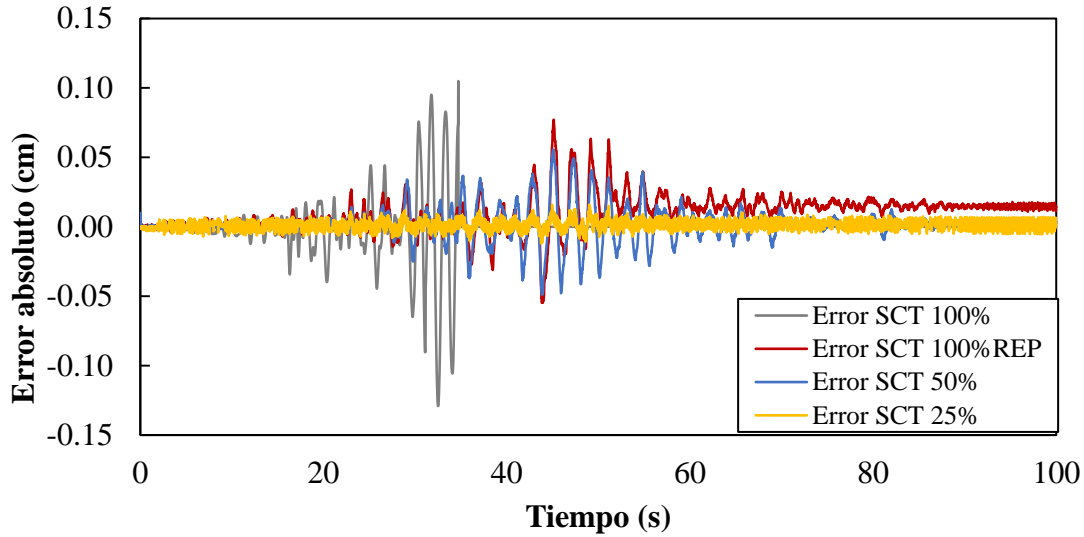


Figura 7.8 Error absoluto entre el desplazamiento objetivo y medido para el CRP2

7.1.3. Contraventeo Convencional

Para el dispositivo CC se muestran también las curvas histeréticas obtenidas en la Figura 7.9, además en la Tabla 7.3 se presentan los valores máximos representativos de la prueba. Cabe mencionar que para dichas pruebas se multiplicaron las fuerzas restauradoras por 2.63 para tener una rigidez equivalente contra los otros modelos. Se observa una carencia de ductilidad, principalmente en compresión, en comparación con los CRP. Su carga de fluencia a tensión se degrada más de un 50% debido a que presentó pandeo local antes de fluir y su área efectiva se redujo significativamente. Dado que la energía disipada por los dispositivos es dada por el área de bajo la curva de histéresis, se observa que el CC tiene una capacidad muy limitada. Vale la pena hacer énfasis que ante cargas dinámicas el CC no alcanzó siquiera la resistencia de fluencia P_{yRCDF} determinada por el RCDF2017.

Tabla 7.3. Valores máximos para el CC en SH ($P_{yR}= 28.9 t$, $P_{ym}=14.7 t$, $\Delta_y =0.64cm$)

| | SCT 50% | SCT 100% |
|-----------|---------|----------|
| $P_T (t)$ | 15.97 | 16.84 |
| $P_C (t)$ | 10.79 | 6.62 |
| β | 1.09 | 1.15 |
| ω | 0.73 | 0.45 |
| μ_T | 1.42 | 2.82 |
| μ_C | 1.62 | 7.06 |

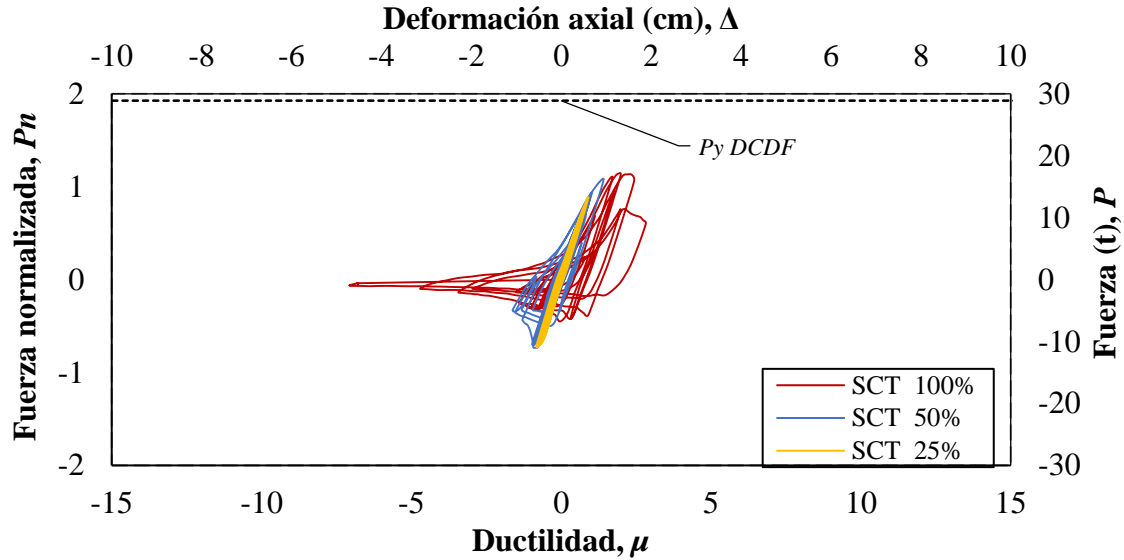


Figura 7.9 Curvas de histéresis de CRP1

Las Figura 7.10a) y b) se observa el pandeo presentado al final de la prueba al 50%, se resaltaron las áreas con marcador negro, en la parte central del dispositivo y en la conexión al muro de reacción.

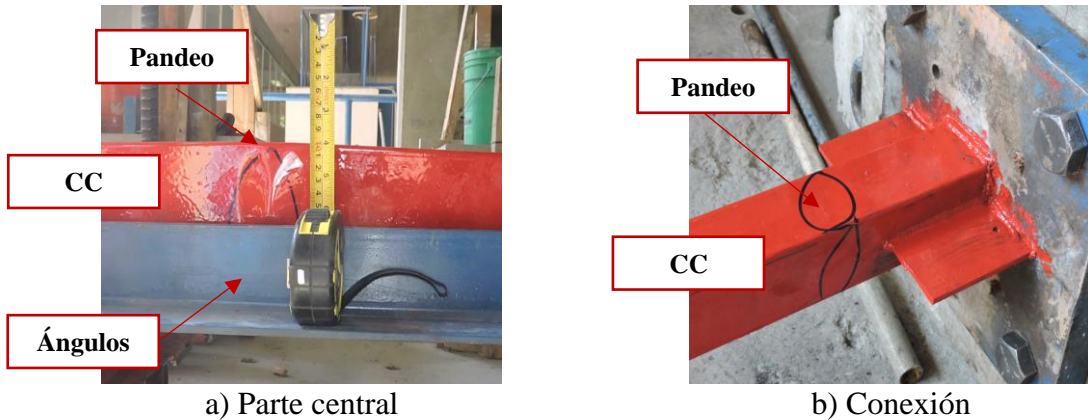


Figura 7.10 Estado de CC después de prueba al 50%

Se presentan las historias de desplazamientos impuestas por el actuador al CC en la Figura 7.11 y el error absoluto entre el desplazamiento objetivo y el medido en la Figura 7.12. Los errores máximos fueron de 0.11 cm en compresión y 0.05 cm en tensión; 2.2 y 1% de error relativo, respectivamente. Se observa que el CC presentó poca resistencia a la compresión después de que el elemento fluyó. La prueba al 100% se detuvo pues se observó un pandeo excesivo que comprometía la seguridad de la prueba como se muestra en la Figura 7.13.

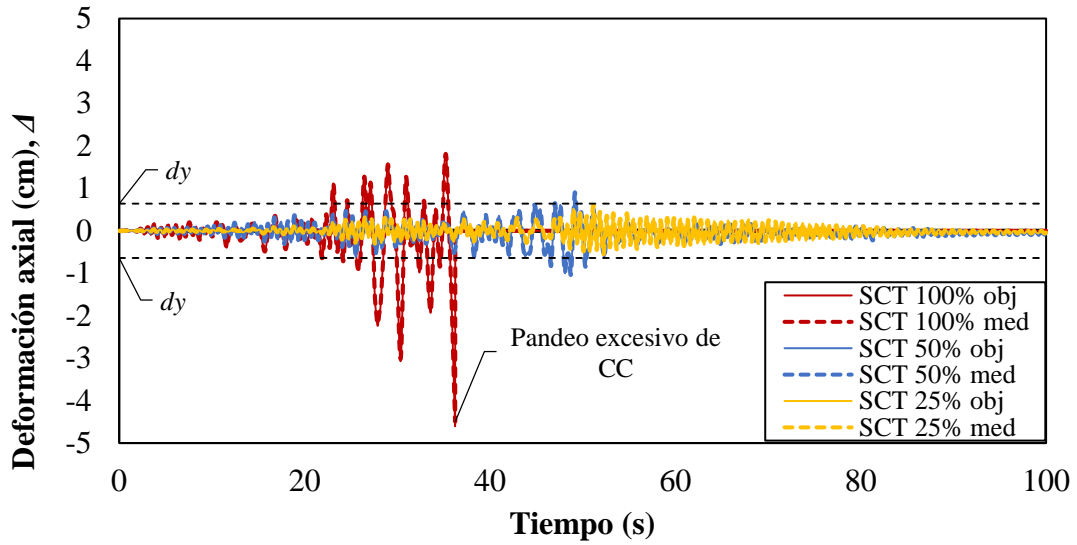


Figura 7.11 Historias de desplazamientos objetivo y medido para el CC

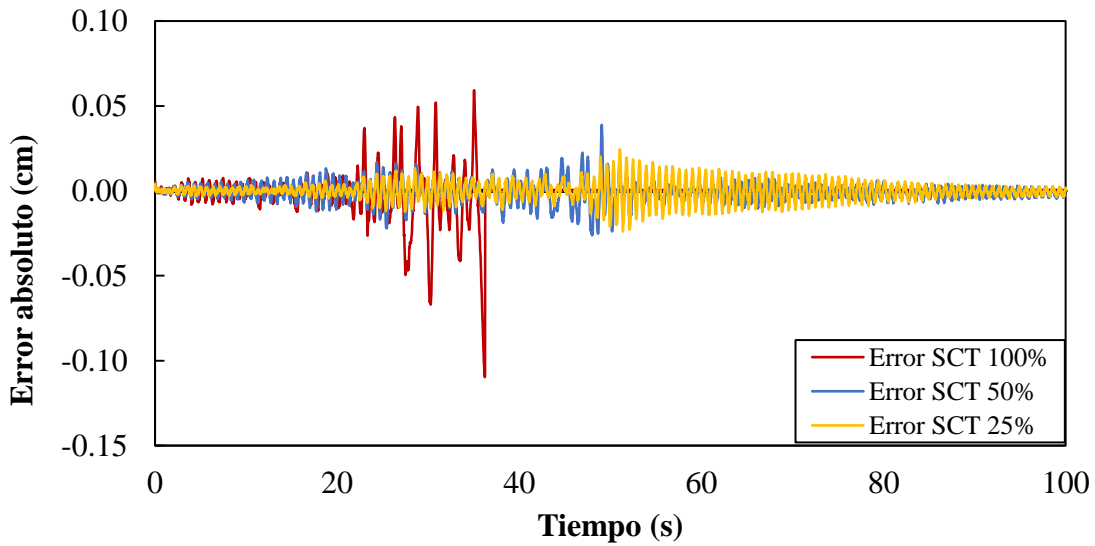


Figura 7.12 Error absoluto entre el desplazamiento objetivo y medido para el CC

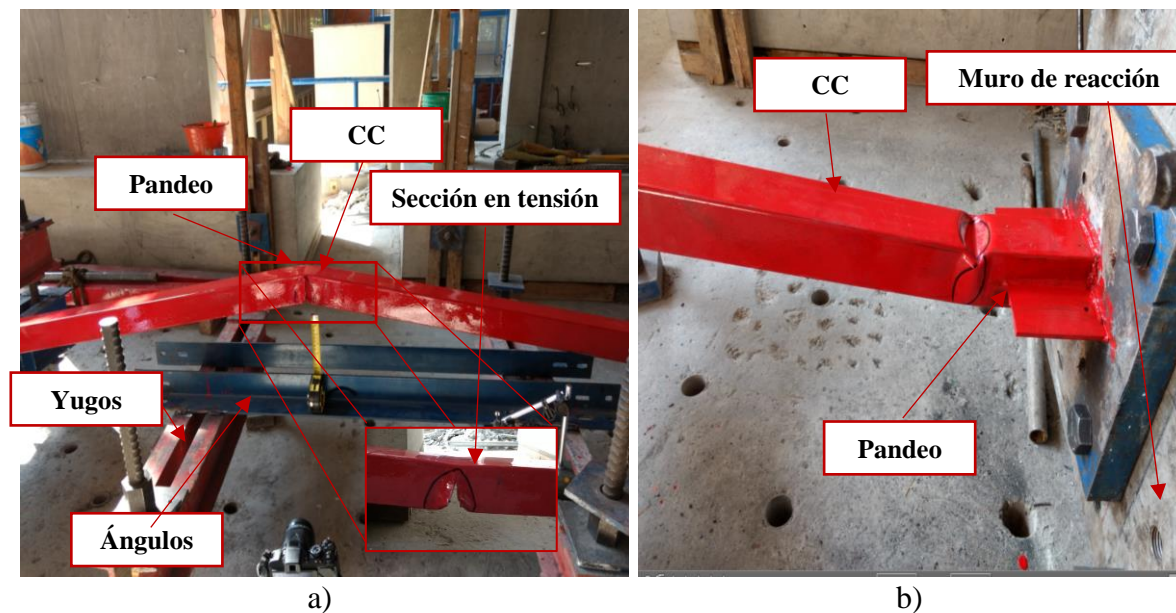


Figura 7.13 Estado de CC después de prueba al 100%, a) parte central, b) conexión

7.2. CURVAS DE ENERGÍA

En la Figura 7.14 se presenta la demanda de ductilidad acumulada η , que se calculó con la expresión (7.6) propuesta por Merritt, Uang y Benzoni (2003), con respecto a la energía disipada E_h para el CRP1 contra el tiempo real de la prueba.

$$\eta = \frac{E_h}{P_y \Delta_y} \quad (7.6)$$

donde la energía histerética E_h está dada por:

$$E_h = \int P d\Delta \quad (7.7)$$

Para el caso del CRP2, se presentan los resultados de sus curvas de demanda de ductilidad en la Figura 7.15. Se observan pendientes menos pronunciadas en las curvas y una baja demanda en las pruebas a 25 y 50 % debido a que se consideraron las fuerzas restauradoras para la SH.

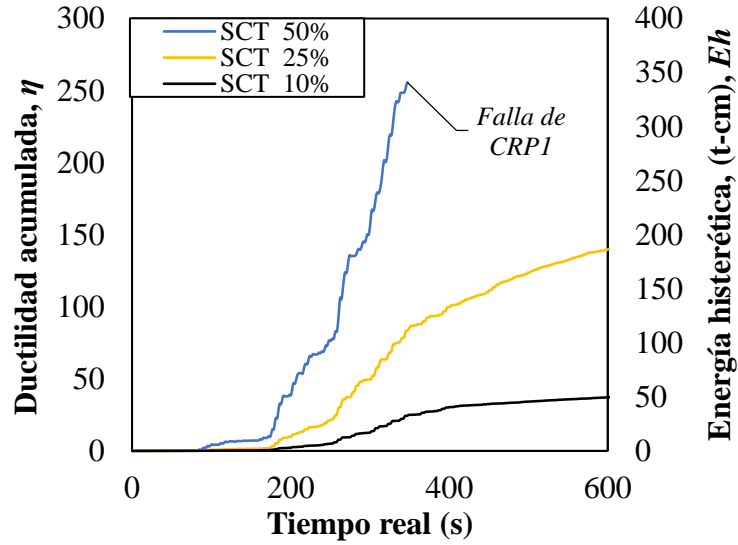


Figura 7.14 Curvas de demanda de ductilidad para el CRP1

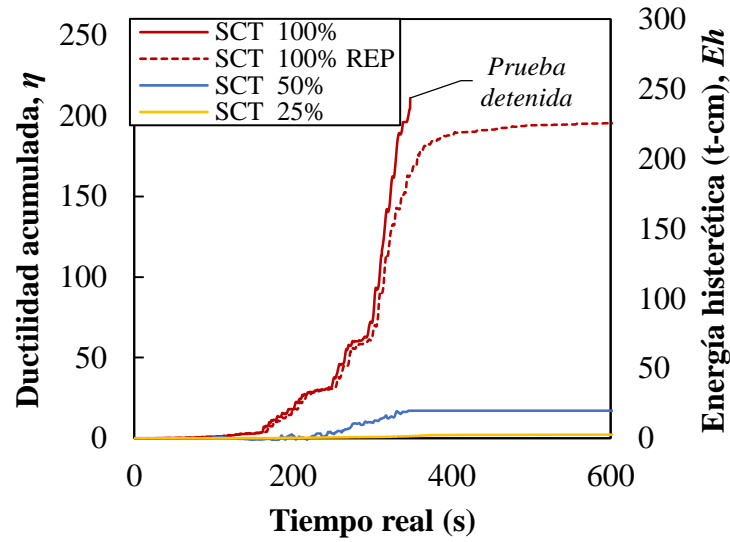


Figura 7.15. Curvas de demanda de ductilidad para el CRP2.

Para el CC se presentan los resultados de su demanda histérica en la Figura 7.16 . Se observó menor capacidad de disipación de energía para este dispositivo, además de una falla temprana debido a un pandeo excesivo durante la prueba

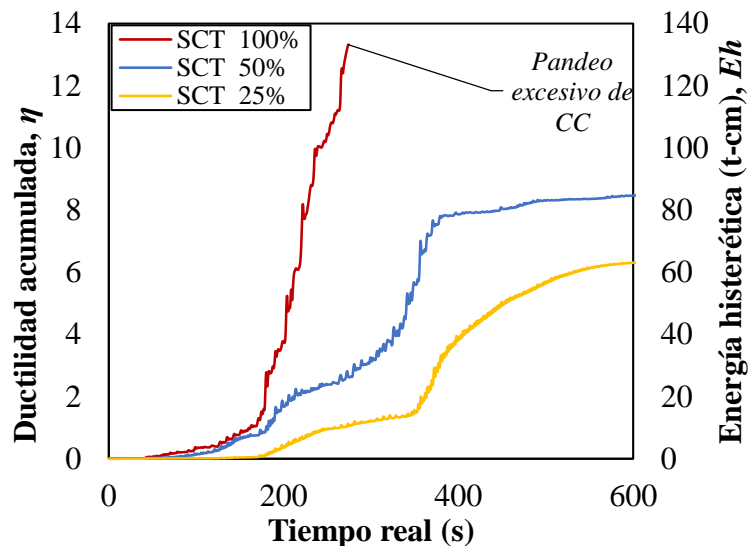


Figura 7.16 Curvas de demanda de ductilidad para el CC

Por último, se presenta en la Tabla 7.4 el resumen de los valores máximos de η y E_h para cada dispositivo. Claramente los dispositivos CRP tienen una mayor capacidad de disipación de energía a pesar de que la sección transversal de acero era menor.

Tabla 7.4 Valores máximos de E_h y η para los especímenes

| | E_h (t-cm) | η |
|------|--------------|--------|
| CRP1 | 587.3 | 458.8 |
| CRP2 | 496.4 | 354.6 |
| CC | 274.6 | 29.2 |

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Durante los últimos 40 años se ha utilizado la SH como método de prueba para evaluar la respuesta ante demandas de carácter sísmico de sistemas estructurales. Esta ha tenido grandes avances debido a su versatilidad, ya que es capaz de valorar características físicas y simuladas numéricamente en un mismo modelo. Particularmente, esta tesis se enfocó en las pruebas PSD de CRPs para la implementación de modelos híbridos en las instalaciones del IIUNAM. Se eligieron los CRP debido a sus ventajas en términos de implementación y costos, así como la gran capacidad de disipación energética de los mismos. Las pruebas a un edificio con problemas de entrepiso flexible reforzado con contraventeos se realizaron de manera exitosa. Se documentaron las características de la estructura estudiada y su respuesta ante las demandas de un registro sísmico que, teóricamente, la habría llevado al colapso. Adicionalmente, se presentó el desempeño aislado de los contraventeos utilizados como refuerzo ante las demandas sísmicas.

Como parte de los antecedentes, se mostró una revisión bibliográfica en general de las pruebas de SH y sus ventajas ante el resto de los métodos para evaluar SPS. Se revisaron las peculiaridades de los CRPs, sus limitaciones y ventajas ante otros tipos de contraventeos o dispositivos de control sísmico. Se hizo énfasis en el método de prueba PSD que fue utilizado; presentando su algoritmo, así como los posibles errores en este tipo de pruebas debido a la modelación, implementación y cuestiones experimentales.

Por otro lado, se describió el equipo electrohidráulico empleado para imponer los desplazamientos, las características del paquete de análisis de EF y la interfaz para comunicar las subestructuras. Dicha comunicación consistió en la retroalimentación de las fuerzas medidas por la instrumentación para la unificación con la subestructura numérica. A su vez, se reportaron las características del registro sísmico empleado para las pruebas, la estructura en estudio y los contraventeos implementados. También se presentó el protocolo de pruebas realizadas y las adecuaciones necesarias al método cuasiestático para hacer posible evaluar un modelo híbrido en el laboratorio.

Para evaluar la respuesta estructural del marco en estudio, se realizó un análisis de capacidad lateral estático no lineal. Con éste se revisó la aportación de las secciones variando su área transversal en múltiplos del A_n , y así estimar sus afectaciones a los nodos y la cimentación. Se encontró que 6 veces A_n del CRP propuesto duplica la capacidad lateral del marco en su etapa elástica sin imponer cargas excesivas a los nodos de conexión. Se obtuvo que el desplazamiento en la azotea asociado a la fluencia del marco $D_y = 4.2$ cm fue 10.1 veces mayor que el desplazamiento de azotea asociado a la fluencia del CRP. Con esto se puede concluir que el dispositivo tiene gran capacidad para plastificarse y disipar energía mientras el marco se encuentra en un intervalo elástico lineal.

Para el MSC se obtuvo una ductilidad al colapso $\mu_{max}=2.4$ asociada a una distorsión en planta baja de $\gamma=2.42\%$. La mencionada distorsión nunca se excedió en las pruebas se SH, así como tampoco distorsión la $\gamma_{max}=2\%$ para este tipo de estructuras de acuerdo con el

RCDF2017. Ciertamente el modelo muestra la ductilidad de un diseño conservador típico en la práctica.

Con respecto a las aceleraciones de piso, en el ensaye al 50% del registro SCT1985, se observó una amplificación nula de la aceleración de piso en los diferentes niveles de los marcos MCRP2 y MCC. El MSC presentó inestabilidad y vibración excesiva en la parte final del registro. Por su parte en el ensaye al 100% del registro, se observó una reducción en las aceleraciones de piso para el MCRP2 debido a la plastificación del núcleo del dispositivo, mientras que el MSC colapsó y la prueba del MCC se detuvo debido a pandeo excesivo.

Referente al comportamiento aislado de los CRPs, estos exhibieron un comportamiento estable mientras los desplazamientos no excedían el espesor del material deformable d_g . Es decir, para demandas debidas al sismo, menores a una ductilidad de 8, ambos elementos tuvieron un desempeño prácticamente simétrico y con una degradación la rigidez menor. Este valor es 40% menor al asociado a la fluencia de las columnas de la planta baja. Una vez superado el límite mencionado, los especímenes comenzaron a tener problemas. Las complicaciones fueron principalmente en compresión cuando los tubos que confinan al núcleo comenzaron a resistir esfuerzos y provocaron pandeo fuera del plano. Como consecuencia de ello, se observó que la resistencia post-fluencia a la compresión del CRP1, para la prueba al 100%, fue 175% mayor que en tensión. Por su parte, para el mismo dispositivo, la ductilidad a compresión fue 20% mayor que la de tensión. Para el segundo dispositivo, a pesar de que no se presentó pandeo fuera del plano, sus factores de resistencia post-fluencia tienen diferencias de hasta un 140%, siendo mayor a compresión, mientras que sus ductilidades varían solamente un 10%.

Por otro lado, en la prueba al 100% y en contraste a los CRPs, el CC tuvo una ductilidad 165% menor y un pandeo central fuera del plano de 22 cm. El pandeo comenzó desde la prueba al 50% tanto al centro como al borde en las conexiones. Ésto causó que el análisis paso a paso se detuviera por razones de seguridad. En tensión se redujo la sección debido a la fatiga del material y falla parcial en la sección media. Cabe resaltar que el CC se pandeó antes de fluir reduciendo su capacidad en tensión a la mitad sin alcanzar su resistencia nominal a la fluencia de acuerdo al RCDF (2017).

Sobre la energía disipada por los contraventeos, el CRP1 tuvo una demanda de ductilidad acumulada de 458.8 que fue 30% mayor que la del CRP2 y 1400% mayor que el CC. A su vez, la energía histerética del CRP1 y CRP2 fue de 587.3 y 496.4, respectivamente, mientras que la del CC fue 274.6. Vale la pena hacer énfasis en el primer parámetro es importante para medir la capacidad de los dispositivos histeréticos como disipadores de energía sísmica.

Los desplazamientos impuestos por el actuador y los ordenados por el análisis híbrido tuvieron un error menor al 4% para todas las pruebas, el cual se considera aceptable para las velocidades de prueba. El mayor error entre los desplazamientos ocurrió en las fases en las que más demanda se imponía a los dispositivos, esto se le atribuye al error de compensación del actuador por ser un actuador para pruebas cuasiestáticas.

Por último, se observó que el método de SH mediante pruebas PSD fue efectivo para la evaluación de la respuesta estructural de un edificio con problemas de exceso de flexibilidad. Este estudio permitió caracterizar las ventajas de los CRP en cuestión y compararlos con los CC ante efectos inerciales debidos a cargas sísmicas. Las pruebas redujeron de manera importante el costo y tiempo de implementación en comparación con las PMV. Sin embargo, se soslayan efectos importantes debidos a la velocidad de aplicación de la excitación y los debidos a la escala de los dispositivos ensayados. Como resultado de los análisis se concluye que el problema de exceso de flexibilidad en entresijos se puede mitigar mediante la implementación de este tipo de CRPs en estructuras nuevas o existentes. Con ellos se haría a las estructuras tolerantes al daño de una manera favorable para sus ocupantes.

A continuación, se presentan algunas recomendaciones para futuros trabajos relacionados a esta investigación:

- Las pruebas reportadas en este documento fueron realizadas a especímenes a escala con un actuador de capacidad media (25 t de capacidad). Entonces, para obtener resultados más apegados a la realidad, sugiere realizar las pruebas a escala real de cualquier elemento en cuestión para mitigar efectos por tamaño.
- Todos los modelos híbridos analizados impusieron los desplazamientos de manera PSD. Los modelos por estudiar reproducirían de manera más fiable su comportamiento ante cargas sísmicas con SH en tiempo real. Para ellos se debe incorporar actuadores con mejor compensación ante aumento en la velocidad de prueba, y así no despreciar los efectos dependientes de la velocidad en el que se imponen los desplazamientos.
- El arreglo experimental que se utilizó en las pruebas controlaba solamente un actuador y un grado de libertad. Mejoras para este método deberían incluir pruebas con múltiples elementos experimentales y/o control de diversos grados de libertad. Incluso considerar pruebas remotas o geográficamente distribuidas para el aumentar la capacidad del método y la exactitud en la evaluación de subestructuras más complejas.
- El equipo de cómputo utilizado para el control y para el análisis tienen una antigüedad mayor a 15 años. Equipo con mayores capacidades computacionales permitirían un análisis en tiempo real o realizarlo a estructuras con mayor complejidad en menor tiempo, incluso considerando la ISE para suelos blandos. Esto evitaría la relajación del material debido al esquema de prueba basado en imponer el desplazamiento y sostenerlo.
- A pesar de que el diseño de los contraventeos de bajo costo escapa de los alcances de esta tesis, se recomienda estudiar los efectos al variar la longitud y radio de giro de los dobleces en los extremos del núcleo. Además, se debe indagar en maneras de estimar la salud de los dispositivos después de un evento sísmico de manera rápida y sin tener que desmontarlos.

- Se debe enfocar futuros estudios en la interacción conexión-espécimen para evaluar efectos adversos en implementación e incluso evaluar experimentalmente la respuesta global de marcos con este tipo de contraventeos ante solicitaciones dinámicas.

REFERENCIAS

- Ahmadizadeh, M, G Mosqueda, y A M Reinhorn. «Compensation of actuator delay and dynamics for real-time hybrid structural simulation.» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 37, n° 1 (2008): 21-42.
- Aiken, I D, S A Mahin, y P Uriz. *Large-scale testing of buckling restrained braced frames*. Yokohama, Japón.: Japan Passive Control Symp., Tokyo Institute of Technology, 2002.
- Andrews , B M, L A Fahnestock , y J Song. «Ductility capacity models for buckling-restrained braces.» *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009): 1712–1720.
- Black, C J, N Makris, y I D Aiken. «Component testing, stability analysis and characterization of buckling restrained ‘unbonded’ braces.» *Technical Rep. No. PEER 2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 2002.
- Bosco, M, y E Marino. «Design method and behavior factor for steel frames with buckling restrained braces.» *Earthquake Engineering* 42 (2013): 1243-1263.
- Carrión, J E, y B F Spencer. «Model-based strategies for real-time hybrid testing.» *Newmark Structural Engineering Laboratory* (Newmark Structural Engineering Laboratory. Report No NSEL-006) Report No NSEL-006 (2007).
- Chang, S. «Explicit pseudodynamic algorithm with unconditional stability.» *Journal of Engineering Mechanics* 128, n° 9 (2002): 935-947.
- Chen , C, J M Ricles, T M Marullo , y O Mercan. «Real-time hybrid testing using the unconditionally stable explicit CR integration algorithm.» *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 38, n° 1 (2009): 23–44.
- Chiang, Hsien Hsiang, y N Y Chang. «Earthquake Ground Motion Amplification in Mexico City.» *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. 9, 1991.
- Clark, P, I Aiken, K Kasai, E Ko, y I Kimura. «Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices.» *California: Structural Engineers Association of California*. 68th Annual Convention., 1999.
- Combesure, D, y P Pegon. «Alpha-operator splitting time integration technique for pseudodynamic testing error propagation analysis.» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 16, n° 7 (1997): 427-443.
- Darby, A P, A Blakeborough, y M S Williams. «Real-time substructure tests using hydraulic actuator.» *Journal of Engineering Mechanics* 125, n° 10 (1999): 1133–1139.
- Fahnestock, L A, J Ricles, y R Suase. « Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame.» *Journal of Structural Engineering* 133, n° 9 (2007).

- Flores-Estrella, H, S Yussim, y Cinna Lomnitz. «Seismic response of the Mexico City Basin: A review of twenty years of research.» *Natural Hazards* 40, n° 2 (2007): 357-372.
- Galvis, F, E Miranda, P Heresi, y H Dávalos. *Preliminary statistics of collapsed buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos earthquake*. Stanford University, EUA: Blume Earthquake Engineering Center, 2017.
- Guerrero , H, T Ji , A Teran-Gilmore , y J A Escobar. «A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with buckling-restrained braces.» *Eng Struct* 123 (2016): 141-154.
- Guerrero , Héctor. *Seismic design and performance of hospital structures equipped with buckling-restrained braces in the lakedbed zone of Mexico City*. Manchester, UK.: PhD Thesis. The University of Manchester, 2016.
- Guerrero, H, A Terán-Gilmore, T Ji, y J A Escobar . «Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils.» *Engineering Structures* 136 (2017): 406-419.
- Hilber, H M, T J R Hughes, y R L Taylor . «Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 5, n° 3 (1977): 283-292.
- Horiuchi, T, M Inoue, T Konno, y Y Namita. «Real-time hybrid experimental system with actuator delay compensation and its application to a piping system with energy absorber.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, n° 10 (1999): 1121-1141.
- Hughes, T J R, y W K Liu. «Implicit-explicit finite elements in transient analysis: stability theory.» *Journal of Applied Mechanics, ASME* 45, n° 2 (1978): 371-374.
- Kersting , R A, L A Fahnestock , y W A López . «Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames.» *NIST GCR* 15 (2015): 917-934.
- Kwon , O, N Nakata, A Elnashai , y B Spencer . «A framework for multi-site distributed simulation and application to complex structural systems.» *Journal Earthquake Engineering* 09 (2005): 741–53.
- Lignos , D G, y D M Moreno-Luna. «Experimental and analytical validation of a seismic retrofit system for existing steel moment-resisting frames. In: Proceedings of the 8th international conference on urban earthquake engineering.» Tokyo, Japón, 2011.
- Lin, M L, K C Tsai , y C Y Tsai. *Bidirectional substructural pseudodynamic tests of a full-scale 2-story BRBF. 2: Compressive behavior of gusset plates*. Oakland, California: Proc., 8th U.S. National Conf. on Earthquake Engineering, 2006.
- Mahin, S A, y P B Shing. «Pseudodynamic method for seismic testing.» *Journal of Structural Engineering* 111, n° 7 (1985): 1482–503.

- Maikol Del Carpio, R, M J Hashemi, y G Mosqueda. «Evaluation of integration methods for hybrid simulation of complex structural systems through collapse.» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 16, n° 4 (2017): 745-759.
- Merritt, S, C Uang, y G Benzoni. *Subassemblage testing of Star Seismic buckling-restrained braces*. Structural Systems Research Project, 2003.
- Molina, F G, G Verzelette , G Magonette, P H Buchet, y M Geradin. «Bidirectional pseudodynamic test of a full-size three-story building.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, n° 12 (1998): 1541-1566.
- Mosqueda, G, B Stojadinović, y S Mahin. «Geographically distributed continuous hybrid simulation.» Vancouver, Canada: 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- Mosqueda, G, B Stojadinović, y S Mahin. *Implementation and Accuracy of Continuous Hybrid Simulation with Geographically Distributed Substructures*. University of California, Berkeley: UBC/EERC 2005-02, Earthquake Engineering Research Center, 2005.
- MTS. *MTS Hybrid Simulation*. 2018. <https://www.mts.com/en/products/application/civil-engineering/structures/hybrid-simulation/index.htm> (último acceso: 02 de 02 de 2018).
- Nakashima , M, y N Masaoka. «Real-time on-line test for MDOF systems.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, n° 4 (1999): 393-420.
- Nakashima, M, H Kato, y E Takaoka. «Development of real-time pseudodynamic testing. .» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 21 (1992): 79-92.
- Nakashima, M, K Kato, y E Takaoka. «Development of real-time pseudo dynamic testing.» *Earthquake Engineering Structures* 21, n° 1 (1992): 79-92.
- Negro, P, G Verzeletti, G E Magonette, y A Y Pinto. «Tests on a four-story R/C frame designed according to Eurocodes 8 ans 2: preliminary report. EUR 15879 EN .» *Joint Research Center* (Commission of the European Communities), 1994.
- Newmark, N M. «A method of computation for structural dynamics.» *Journal of Engineering Mechanics*, 1959: 67-949.
- Nojavan, A. *Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns Subjected to Extreme Earthquake Loading*. Minnesota: University of Minnesota, PhD Thesis, 2015.
- NTC. *Normas Técnicas Complementarias* . CDMX: Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017.
- Open Framework for Experimental Setup and Control. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. 2018. <http://openfresco.berkeley.edu/> (último acceso: 12 de 04 de 2018).

- Open System for Earthquake Engineering Simulation. *Pacific Earthquake Engineering Center*. 2018. <http://opensees.berkeley.edu/> (último acceso: 15 de 12 de 2017).
- Phillips , B, Y Chae, Z Jiang , B F Spencer, y J M Ricles . «Real-time hybrid simulation benchmark study with a large-scale MR damper. In: Proceedings of the 5th world conference on structural control and monitoring.» Tokyo, Japan, 2010.
- RCDF. *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. CDMX: Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017.
- Reina, P, y D Normile. «Fully Braced for Seismic Survival.» *Engineering News Record*, 1997: 34- 36.
- Rodríguez , M E, y J C Botero. «Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos.» *Revista de Ingeniería Sísmica* 49 (1995): 39-50.
- Roeder, C W, D E Lehman, y A Christopoulos. *Seismic performance of special concentrically braced frames with buckling restrained braces*. Oakland, California: Proc., 8th U.S. National Conf. on Earthquake Engineering, 2006.
- Rosenblueth, Emilio, V Gracia, y F Nuñez. *Aspectos físicos, sociales, económicos y políticos*. Vol. 1. México: Cuadrín y Medio, 1992.
- Saouma, V, y M Sicaselvan. *Hybrid Simulation: Theory, Implementation and Applications*. 1. EUA: CRC Press, 2008.
- Schellenberg , A, S A Mahin, y G L Fenves . «A software framework for hybrid simulation of large structural systems. In: Proceedings of the structural engineering research frontiers.» California, EUA, 2007.
- Schellenberg, A, y S Mahin. *Integration of hybrid simulation within the general-purpose computational framework OpenSees*. CA, EUA: University of California, Berkeley, 2006.
- Schneider, S P, y C W Roeder. «An Inelastic Substructure Technique for the Pseudodynamic Test Method.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 23 (1994): 761-775.
- Seible, F, G A Hegemier, A Igarashi, y G R Kin. «Simulated seismic-load tests on full-scale five-story masonry building.» *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 120, n° 3 (1994): 903-924.
- Shao , X, y G Enyart. «Development of a versatile hybrid testing system for seismic experimentation.» *Exp Tech*, 2012.
- Shao, X, y A M Reinhorn. «Development of a controller platform for force-based real-time hybrid simulation.» *Journal of Earthquake Engineering* 16, n° 2 (2012): 274-295.
- Shao, X, y C Griffith. «An overview of hybrid simulation implementations in NEES projects.» *Engineering and Structures* 56 (2013): 1439-1451.

- Shing , P B, A Stavridis, Z Wei, E Stauffer , R Wallen , y R Y Jung. «Validation of a fast hybrid test system with substructure tests. In: Proceedings of the 17th analysis and computation specialty conference.» Missouri, EUA, 2006.
- Shing , P B, Z Wei, R Y Jung, y E Stauffer. «NEES fast hybrid test system at the University of Colorado.» *Proceedings of the 13th world conference on earthquake*, 2004.
- Shing, P B, O S Bursi, y M T Vannan. «Pseudodynamic tests of a concentrically braced frame using substructuring techniques.» *Journal of Constructional Steel Research* 29 (1994): 121-148.
- Shing, P B, y S A Mahin. *Experimental error propagation in pseudodynamic testing*. University of California, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, 1983.
- Singh, S K, G Suárez, y T Domínguez. «The Oaxaca, Mexico, earthquake of 1931: lithospheric normal faulting in the subducted Cocos plate.» *Nature* 317, n° 5 (1985): 56-58.
- Singh, S K, M Ordaz, y L E Pérez-Rocha. «The great Mexican earthquake of 19 June 1858: Expected ground motions and damage in Mexico City from a similar future event.» *Bulletin of the Seismological Society of America* 86, n° 6 (1996): 1655-1666.
- Takanashi, K, K Udagawa, M Seki, T Okada, y H Tanaka. «Nonlinear earthquake response analysis of structures by a computer-actuator on-line system.» *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center* , 1975.
- Takanashi, K, y M Nakashima. «Japanese activities on on-line testing. .» *Journal of Engineering Mechanics* 113, n° 7 (1987): 1014-1032.
- Takanashi, K, y M Nakashima. «On-line computer test control method and its application to earthquake response simulation of steel structural models.» *Journal of Constructional Steel Research* 11 (1988): 27-40.
- Teran-Gilmore , A, y N Virto . «Preliminary design of low-rise buildings stiffened with buckling restrained braces by a displacement-based approach.» *Earthquake Spectra* 25 (2009): 185–211.
- Thewalt, C R, y S A Mahin. *Hybrid solutions techniques for generalized pseudodynamic testing*. University of California, Berkeley: Report UCB/EERC-87/09, Earthquake Engineering Research Center, 1987.
- Tlahuettl, Isaac. *Pruebas Seudodidámicas en el Instituto de Ingeniería* . Mexico: Tesis de Maestria, UNAM, 2011.
- Tsai, K C, B C Hsiao, J W Lai, C H Chen, M L Lin, y Weng. *Pseudodynamic experimental response of a full scale CFT/BRB composite frame*. Tapei, Taiwan: Proc., Joint NCREE/JRC Workshop on Int. Collaboration on Earthquake Disaster Mitigation Research, 2003.

- Tsai, K C, J W Li, y T F Wang. «Pseudodynamic performance of steel plate energy-dissipating substructures.» Chicago, EUA: Earthquake Engineering Research Institute, 1994. 735-744.
- Tsai, K C, Y T Weng, K J Wang, C Y Tsai, y J W Lai. *Bidirectional substructural pseudodynamic tests of a full-scale 2-story BRBF. 1: Seismic design, analytical and experimental performance assessment.* . Oakland, California: Proc., 8th U.S. National Conf. on Earthquake Ingenering, 2006.
- Vargas , R, y M Bruneau . «Analytical response and design of buildings with metallic structural fuses.» *Journal of Structural Engineering ASCE* 135 (2009): 386–393.
- Wada, A, M Iwata, y Y H Huang, . «Seismic Design Trend of Tall Buildings After the Kobe Earthquake, Proceedings of International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Control of Vibrations of Structures.» Taormina. Italia, 1997.
- Watanabe, A, Y Hitomi, E Saeki, A Wada, y M Fujimoto. «Properties of Brace Encased in Buckling-Restraining Concrete and Steel Tube, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering.» Tokyo-Kyoto, Japón, 1988.
- Yamada, Y, I Hirokazu, y W Tanzo. *Substructured computer actuator hybrid analysis for inelastic earthquake response of structures. In Computational Mechanics in Structural Engineering: Recent Developments and Future Trend.* Cheng and F. Zizhi, 1992.
- Yamamoto, J, L Quintanar, C J Rebollar, y Z Jiménez. «Source characteristics and propagation effects of the Puebla, Mexico, earthquake of 15 June 1999.» *Bulletin of the Seismological Society of America* 92, n° 6 (2002): 2126-2138.
- Yamamoto, J, Z Jiménez, y R Mota. «El temblor de Huajuapán de León, Oaxaca, Mexico, del 24 de Octubre de 1980.» *Geodisica internacional* 23, n° 1 (1984): 83-110.