



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

NOMBRE DE LA TESIS

**EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD AL COLAPSO DE EDIFICIOS CON
PLANTA BAJA DÉBIL/BLANDA DISEÑADOS CON LAS NTC DEL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO 2017**

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

PRESENTA:
CARLO RUIZ CASTILLO

TUTOR PRINCIPAL
DR AMADO GUSTAVO AYALA MILIÁN
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

COMITÉ TUTOR

DR JUAN JOSÉ PÉREZ-GAVILÁN ESCALANTE
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

DR OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ
CENAPRED UNAM

DR ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

DR DARÍO RIVERA VARGAS
FES ACATLÁN UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, AGOSTO 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



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: Dr. Pérez Gavilán Escalante Juan J.

Secretario: Dr. López Bátiz Oscar Alberto

Vocal Dr. Ayala Milián Amado Gustavo

1er. Suplente: Dr. Díaz López Orlando Javier

2do. Suplente: Dr. Rivera Vargas Darío

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR AMADO GUSTAVO AYALA MILIÁN

FIRMA

Agradecimientos

Quiero agradecer de manera especial al Dr Gustavo Ayala Milián por su tiempo y dedicación para el desarrollo de esta investigación y mi formación como profesionista.

Al grupo de trabajo del Dr Gustavo Ayala por la retroalimentación derivada de las discusiones académicas que contribuyeron a la realización de este trabajo, entre ellos al Dr Saúl López por compartirme su conocimiento. Quiero agradecer de manera especial al Dr Jesús Bairán por su gran ayuda en la realización y revisión de este trabajo.

A los miembros del Comité de Seguridad Estructural del Gobierno de la Ciudad de México por opinar a favor del patrocinio del proyecto “Diseño sísmico de edificio irregulares basado en desplazamientos para prevención de colapso” del cual surgieron los resultados presentados en este informe.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología el patrocinio del proyecto no. 221526, “Desarrollo y validación de un nuevo enfoque de evaluación y diseño sísmico multinivel de estructuras basado en desplazamientos y control de daño” y el apoyo económico otorgado para la realización de sus estudios de maestría.

Índice

1	Introducción	7
1.1	Antecedentes	7
1.2	Objetivo	8
1.3	Alcances	8
2	Estado del arte en el diseño y comportamiento sísmico de edificios de piso débil	9
2.1	Estudios pasados sobre el comportamiento sísmico de edificios de piso débil	10
3	Colapso estructural en edificios de piso blando.....	13
3.1	Influencia de los efectos P-Delta en la evolución al colapso estructural	14
3.2	Influencia de los muros diafragma en la evolución al colapso	16
3.3	Modelo de puntal equivalente.....	16
3.4	Modelo de puntales acoplados	17
4	Métodos de evaluación de la capacidad al colapso en edificios vulnerables a efectos P-Delta	19
4.1	Método del espectro de la capacidad al colapso	20
5	Evaluación de la capacidad al colapso de edificios de planta baja débil diseñados con las NTC2017	23
5.1	Modelo mecánico para el análisis estructural	24
5.2	Calibración del modelo mecánico del muro	28
5.3	Resultados de la evaluación.....	29
5.4	Análisis de los resultados.....	31
5.4.1	Distribución de las distorsiones de colapso	31
5.4.2	Distribución de las pseudo-aceleraciones de colapso.....	33
6	Conclusiones.....	35
7	Referencias.....	36

Resumen

En esta tesis se presenta la influencia de las nuevas recomendaciones de diseño de las Normas Técnicas complementarias del 2017 en el comportamiento sísmico de edificios irregulares en elevación con planta baja débil/blanda. Inicialmente se presenta el estado del arte del diseño sísmico enfocado a prevenir el colapso de estructuras irregulares ante eventos de baja tasa de excedencia. Posteriormente se muestra la teoría del colapso estructural junto con la influencia de los efectos P-Delta en la evolución al colapso. Se discuten también las implicaciones de las estrategias de modelado estructural de las vigas, columnas y los muros diafragma. Con estas bases, se expone un método de evaluación de la capacidad al colapso de edificios a base de marcos, el cual toma en cuenta de manera directa la influencia de los efectos P-Delta. Utilizando este método, se evalúa un marco de concreto reforzado de planta baja débil diseñado de acuerdo a las recomendaciones tanto de las NTC2004 como de las NTC2017. Se discuten los resultados.

1 Introducción

1.1 Antecedentes

La irregularidad estructural de piso débil o piso blando es común en edificios localizados en áreas urbanas. Su origen se remonta a 1923 con la concepción de los llamados *pilotis* de la arquitectura moderna por Charles Édouard Jeanneret, mejor conocido como Le Corbusier. Su objetivo original era dar amplio espacio a la planta baja. Hoy en día los pilotis se utilizan, sobre todo, para estacionamientos y comercios en edificios de departamentos o como entreplantas o mezzanines en edificios altos (Fig 1). Su nombre hace referencia de una diferencia significativa entre las resistencias y/o rigideces de dos entrepisos sucesivos, usualmente entre la planta baja y el primer piso, aunque la condición también se puede presentar si existe un exceso de masa en los pisos superiores. Cuando se trata de una diferencia de resistencias se le denomina piso “débil” mientras que si es de rigideces se usa el término “blando”; sin embargo, dada la relación entre estas dos propiedades, esta condición se presenta de manera acoplada. En el presente trabajo, por simplicidad, se utiliza exclusivamente el término “blando” sin implicar con esto que no pueda ser débil también.

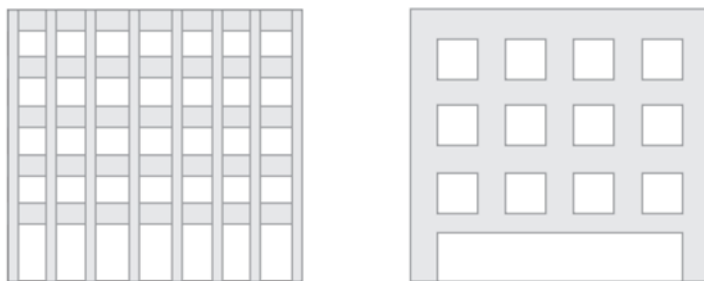


Fig 1 Dibujo conceptual de edificios susceptibles a un comportamiento de planta baja blanda.

Experiencias en sismos destructivos recientes, *e.g.*, (Michoacán 1985, Northridge 1994, Kobe 1995, Izmit 1999, Puebla-Morelos 2017, entre otros), muestran que este tipo de edificios son susceptibles a colapsar durante eventos sísmicos intensos, ya que experimentan rotaciones excesivas en los extremos de las columnas de su entrepiso blando que junto con la degradación de resistencias y los efectos geométricos de segundo orden (P-Delta) propician la aparición de mecanismos que pueden llevar al edificio a un estado de inestabilidad dinámica y eventualmente a su colapso. Lo anterior se ha presentado ante demandas sísmicas que no necesariamente excedían a las empleadas en su diseño (Ruiz y Diederich, 1989; Kirac *et al.*, 2011). Este comportamiento pone en evidencia las limitantes de los enfoques, estipulados en la mayoría de los reglamentos de construcción (Guevara-Pérez, 2012), para el diseño estructural de este tipo de edificios. La delimitación de irregularidades con base en características geométricas y estructurales es un buen primer paso para controlar el desempeño estructural en zonas de alto riesgo sísmico. Por esa razón, desde 1987 el Reglamento de Construcciones y sus Normas Técnicas Complementarias de aquel entonces Distrito Federal, hoy Ciudad de México, incluye en su página 64 y 10º precepto la condición de piso débil, se considera que un edificio es de esta clase si existe una diferencia de al menos 50% en sus resistencias o rigideces de un entrepiso a otro. Sin embargo, reglamentos y guías de diseño sismo-resistentes más recientes, como el ASCE7-10 (pp. 66 tabla 12.3-2) hacen una distinción más clara de dicha irregularidad, donde se estipula, por separado, la condición blanda de la débil, además de incluir otro apartado de

irregularidad *extrema*, en la cual se designan edificios cuya condición es muy acentuada. Como parte del proceso de diseño sísmico, los reglamentos delimitan irregularidades estructurales y basándose en una metodología tradicional a base de fuerzas, penalizan dicha irregularidad con un aumento en la magnitud de la demanda sísmica. Si bien este castigo conduce a diseños más conservadores, no resuelve directamente el problema subyacente de un comportamiento indeseable. Otra cuestión que merece reflexión es el cálculo las de rigideces o resistencias en un pre-diseño; esto es, ¿de qué manera deben calcularse? Las rigideces son fundamentales para la obtención de las demandas en el método tradicional de diseño, ya que el período estructural es función directa de éstas y, por ende, rigideces distintas dan lugar a demandas distintas. En edificios de concreto reforzado, la rigidez de un elemento es función de la inercia agrietada y en un caso extremo, dos diseñadores calcularían cocientes de rigideces del piso fuerte al débil distintos, pudiendo llegar a concluir regularidad por un lado e irregularidad por el otro, lo cual es absurdo. Dichos diseños tendrían entonces diferente desempeño, pudiendo el primero en casos extremos dar lugar a colapso.

Debido a la vulnerabilidad exhibida por esta clase de estructuras en eventos sísmicos recientes (Puebla-Morelos, 2017), en las nuevas Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, NTC, (GCDMX 2017a) se introduce un nuevo criterio para su diseño sísmico, el cual consiste en diseñar el entrepiso débil empleando como demanda sísmica el espectro elástico de diseño sin reducir y para el resto de la estructura las demandas modificadas por el factor de comportamiento sísmico correspondiente.

1.2 Objetivo

El presente trabajo tiene como objetivo investigar el efecto de las recomendaciones de diseño de las NTC 2004 y 2017 (partes de GDF, 2004 y GCDMX 2017a) en edificios con planta baja blanda, específicamente en su desempeño estructural bajo sismos extraordinarios y la evolución de su comportamiento hasta el colapso. Para este propósito, se presenta primero el estado del arte sobre el diseño y comportamiento sísmico de este tipo de edificios, haciendo énfasis en las recomendaciones de los códigos de diseño y resultados analíticos sobre su desempeño sísmico durante eventos extraordinarios. Posteriormente se presentan los fundamentos teóricos del colapso estructural junto con los procedimientos para evaluar la capacidad al colapso de edificios a base de marcos con muros de relleno de mampostería. Finalmente, con las bases teóricas y la metodología presentada, se evalúa la capacidad de un edificio representativo de vivienda en la Ciudad de México, diseñado de acuerdo con las antiguas y las nuevas recomendaciones. Finalmente, se discuten los resultados y se emiten recomendaciones emanadas de este estudio.

1.3 Alcances

Se realiza una evaluación rigurosa del desempeño sísmico hasta el colapso de un edificio de concreto reforzado con muros diafragma de mampostería en todos los entrepisos exceptuando el primero, susceptible a tener un comportamiento de piso blando. Este edificio es representativo de aquellos existentes en zonas sísmicas y fue diseñado con dos criterios distintos *i.e.*, tanto las NTC 2004 como las de 2017 (GDF, 2004 y GCDMX 2017a). Con base en los resultados obtenidos se discute la efectividad de los nuevos lineamientos de diseño reglamentarios en el desempeño sísmico de este tipo bajo eventos extraordinarios.

2 Estado del arte en el diseño y comportamiento sísmico de edificios de piso débil

La filosofía del diseño sísmico basado en fuerzas establece el nivel de intensidad en términos de fuerzas utilizado para dimensionar los elementos estructurales ante eventos con baja tasa de excedencia. En este enfoque, las incertidumbres tanto de las cargas como de las resistencias se incorporan en la etapa de dimensionamiento mediante factores de carga y de reducción de resistencia respectivamente. Para determinar la “fuerza de diseño”, se utiliza un factor que modifica el coeficiente sísmico, al cual se le conoce también como *factor de reducción de fuerzas* o *factor de comportamiento sísmico*. En los reglamentos de diseño este factor usualmente es función de las características geométricas y estructurales del sistema.

Este concepto se remonta a la década de los cincuenta, cuando el diseño estructural se realizaba casi exclusivamente por “esfuerzos permisibles” utilizando cargas sin factores de reducción para realizar los análisis estáticos lineales con los que se obtenían las fuerzas internas que debían resistir los elementos de la estructura. Los esfuerzos permisibles se establecían *a-priori* tanto para la etapa de agrietamiento, fluencia o de resistencia máxima, y la seguridad a nivel elemento estaba supuestamente garantizada. Desde entonces, los paradigmas de diseño han cambiado. Ahora, el daño estructural es controlado durante eventos extremos a un nivel que es considerado aceptable, logrando de esta manera beneficios económicos. Una de las precursoras de esta filosofía fue la teoría de la plasticidad desarrollada en el siglo XIX, utilizada exitosamente por primera vez por Baron Baker para diseñar, en la Gran Bretaña, durante la segunda guerra mundial, el “Morrison Shelter”, empleando los teoremas de límite plástico (Zeris, 2015). Housner observó la respuesta de estructuras simples durante y después del sismo de 1950 en California EE.UU, donde dichas estructuras se vieron sujetas a cargas de hasta 10 veces mayores a las de su diseño, y a pesar de eso, se comportaron de manera adecuada para los estándares de esa época, (Housner 1956). Fue la unión de estas observaciones y los resultados teóricos que llevaron a varios ingenieros a proponer el factor de reducción de cargas sísmicas para diseñar a la estructura ante intensidades menores que aquellas requeridas para comportamiento elástico bajo un nivel de peligro sísmico. Aseveraron que la clave para un comportamiento exitoso era proveer a la estructura con una capacidad dúctil *suficiente* ante el nivel de intensidad asociado al periodo de retorno de diseño, de esta manera los beneficios económicos eran notables.

Visto de manera formal, el factor de comportamiento o de reducción de fuerzas sísmicas $R(\mu)$ para un oscilador de un grado de libertad es el cociente de la resistencia necesaria para desarrollar un comportamiento elástico (ductilidad unitaria) y la resistencia necesaria para desarrollar la ductilidad deseada bajo una demanda en particular. Este cociente a su vez depende de la respuesta en el tiempo del oscilador. De acuerdo con esta definición, para estimar numéricamente este factor, sería necesario efectuar un análisis dinámico paso a paso para un registro dado, el cual para sistemas con degradación severa de rigideces o resistencias y efectos de segundo orden puede no converger, lo que implica que el oscilador nunca alcanza dicha ductilidad bajo la demanda elegida. La aplicación de este procedimiento, para osciladores con frecuencias propias definidas dentro de un intervalo dado, da lugar a lo que se conoce como un *espectro de resistencias para una ductilidad dada* o *espectro $R-\mu-\omega$* , que nos indica que un oscilador con una cierta frecuencia diseñado con la ordenada espectral correspondiente desarrollará esa ductilidad ante la demanda usada en la construcción del espectro. Dicho de otra manera, el espectro de resistencias definido para un conjunto de registros proporciona el factor por el que se tiene que reducir la demanda sísmica elástica para alcanzar aproximadamente la ductilidad deseada del oscilador bajo ese mismo conjunto de registros.

Para resolver este problema de manera pragmática, Veletsos y Newmark (ref 1960) observaron que cuando un oscilador simple es totalmente flexible, el desplazamiento relativo de la masa es exactamente el desplazamiento del suelo y entonces el valor del factor tiende al valor de la ductilidad del sistema ($R \rightarrow \mu$), a esto se le llama también la *regla de igual desplazamientos*. En cambio, cuando es sistema es

completamente rígido, el desplazamiento relativo es nulo y la aceleración del sistema tiende a la aceleración del suelo y entonces el factor tiende a la unidad (Chopra, 2011). Entre estos dos, en la región espectral llamada *de velocidad constante* se ha encontrado que la energía absorbida por el sistema inelástico es comparable a la energía cinética del sistema elástico, por lo cual tiene mayor sentido utilizar un criterio de igual energía de disipación para el diseño (Zeris, 2015). En el caso de una estructura compleja, el valor que este factor debe asumir no es obvio, debido a que el salto conceptual para pasar de un único grado de libertad a múltiples grados de libertad en sistemas no-lineales tiene una gama de incertidumbres asociadas a fenómenos como sobrerresistencia, amortiguamiento, etc.

En particular, en el diseño de estructuras irregulares, el factor de comportamiento se incrementa o “penaliza” por un factor proporcional al grado de su irregularidad, *e.g.*, Bento y Azevedo, (2000). Se ha observado que edificios con irregularidad en elevación de tipo piso blando, diseñados de acuerdo con estos criterios tradicionales basados en fuerzas estipulados en la mayoría de los códigos de diseño, experimentaron daño irreparable o incluso colapsaron bajo intensidades sísmicas que no necesariamente excedieron las de diseño (Ruiz y Diederich, 1989; Kirac *et al.*, 2011;). Estos resultados indican que los métodos de diseño empleados no garantizan los objetivos de desempeño para los que estos edificios fueron diseñados. Atendiendo estas causas, las nuevas normas mexicanas (GCDMX, 2017a), proponen que el primer entrepiso deberá ser diseñado para resistir un cortante basal correspondiente a la demanda sísmica que induce el espectro elástico, mientras que el resto de los entrepisos deberán ser diseñados para resistir las fuerzas resultantes de un espectro modificado con el factor de reducción de fuerzas sísmicas Q' correspondiente. Además, para cumplir con el estado límite de prevención al colapso se debe garantizar que las distorsiones sean menores a 0.030. Las especificaciones anteriores son más racionales dado que se enfocan directamente en la posible formación de un mecanismo de colapso, sin penalizar a la estructura de forma global, lo cual pretende combatir de forma efectiva, y no solo retrasar el daño severo e incluso el colapso.

Estudios recientes sobre el colapso estructural, demuestran que, para este tipo de estructuras, los efectos geométricos de segundo orden (P-Delta) juegan un papel fundamental en la evolución al colapso (Adam y Jäger, 2012). Dichos efectos son más significativos en la etapa inelástica del comportamiento, y pueden inducir a la estructura a un estado de inestabilidad dinámica que finalmente la lleven al colapso (Miranda y Akkar, 2003). Esta situación muestra la necesidad de tomar en cuenta este fenómeno en el proceso de diseño, al menos de forma implícita. Desafortunadamente, en los métodos de diseño convencionales se ha puesto poco énfasis en considerar de manera explícita los efectos P-Delta y la inestabilidad dinámica, existiendo una mayor cantidad de métodos enfocados a la evaluación del desempeño estructural bajo eventos extraordinarios (FEMA, 2012; ASCE/SEI 41-17, 2017).

Motivado por esta situación y basándose en una aportación original de Ayala *et al.* (2012), López (2016) presenta un método de diseño sísmico basado en desplazamientos que permite diseñar de manera directa edificios estructurados a base de marcos, susceptibles a inestabilidad dinámica debido a rigideces de pos-fluencia negativas inducidas por efectos P-Delta. El método consiste en definir una curva de comportamiento bilineal para un sistema de referencia de un grado de libertad, correspondiente al primer modo de la estructura, de tal manera que se satisfagan uno o más objetivos de desempeño. Los desplazamientos de fluencia y máximos de dicha curva se calculan y se fijan para que se alcance un valor predefinido de distorsiones de entrepiso y/o estabilidad estructural bajo la demanda de diseño correspondiente a cada estado límite.

2.1 Estudios pasados sobre el comportamiento sísmico de edificios de piso débil

Después del destructivo sismo de Michoacán de 1985, autores como Esteva (1987) y Ruiz y Diederich (1989) estudiaron el comportamiento sísmico bajo eventos extraordinarios de edificios de piso débil diseñados con las recomendaciones vigentes en ese entonces. El primero de ellos encontró que las demandas de ductilidad en el piso débil son altamente sensibles a un parámetro de diseño llamado r (el promedio de diferencia de sobrerresistencia de los niveles “fuertes” al nivel débil). Dichas demandas se encuentran

acentuadas por efectos P-Delta, lo cual lleva a distorsiones de entrepiso excesivas y factores de seguridad bajos. Estos autores recomiendan llevar a cabo estudios que consideren la influencia de la rigidez post-fluencia, degradación de rigidez y resistencia de elementos estructurales y muros diafragma.

Ruiz y Diederich (1989) monitorearon la demanda de ductilidad en la planta baja débil para un conjunto de edificios con distintos niveles de irregularidad excitados bajo la demanda del registro de SCT de 1985. Encontraron que su respuesta es sensible a la razón de periodos dominantes entre excitación y respuesta, la cual a su vez se encuentra íntimamente ligadas con el cambio de rigidez del edificio debido a la ocurrencia de articulaciones plásticas en los elementos estructurales y a la fractura de los muros diafragma.

Dada la alta incertidumbre en el modelado estructural y la variabilidad en las respuesta debido a la no-linealidad material y geométrica, es previsible la dificultad para derivar reglas o recomendaciones de diseño sencillas que garanticen factores de seguridad adecuados.

Por otro lado, autores como Bento y Azevedo (2000) han investigado la definición y la influencia del factor de reducción de fuerzas sísmicas (Q en el GCDMX o q en el Eurocode8 o R en el ASCE7-16) en el comportamiento de edificios de concreto reforzado con piso débil/blando bajo excitaciones sísmicas con distintos niveles de peligro. Los modelos de edificios considerados fueron diseñados de acuerdo al Eurocódigo 2004 (EN1998, 2004) Para cuantificar la influencia de este factor, utilizaron una metodología probabilista basada en funciones de vulnerabilidad para representar una relación entre la intensidad y la respuesta estructural en términos de un índice de daño (índice de Miner). Con dicha medida cual se estima la probabilidad de falla. Los autores concluyen que, de manera general, este tipo de estructuras tiene un margen de seguridad (razón de su distorsión última a aquella experimentada bajo el sismo) menores a aquellas de edificios regulares debido a la concentración de daño en la planta débil y al incremento de distorsiones de entrepiso. Se enfatiza la necesidad de considerar los efectos P-Delta en el diseño estructural y en utilizar una metodología probabilista para estimar la vulnerabilidad estructural.

Tena (2010) estudia la definición de la condición de irregularidad de piso débil para el las NTC del Distrito Federal del 2004 (hoy Ciudad de México) y propone una definición diferente basada en una propiedad invariante del edificio. En este sentido, Tena Colunga (2010) comenta que existe una incongruencia conceptual en el proceso de diseño, la cual es inherente al modelado y al cálculo de las rigideces laterales de entrepiso, ya que dos diseñadores distintos no necesariamente obtienen fuerzas de diseño iguales para un edificio dado. El autor finaliza diciendo que las recomendaciones de las normas del 2004 basadas en amplificar las fuerzas de diseño de manera proporcional al nivel de irregularidad del edificio proveen al edificio con un nivel adecuado de seguridad ante eventos extraordinarios.

En el tenor de la definición de irregularidad vertical de piso débil, autores como y Das y Nau (2003) condujeron una investigación basada en los parámetros de rigidez lateral, resistencia lateral, nivel de carga gravitacional (efectos P-Delta) y la presencia de muros diafragma. Estos autores realizaron análisis estructurales estáticos no lineales sobre un conjunto de 78 marcos diseñados con el procedimiento de “fuerza lateral equivalente” de acuerdo a lo estipulado por el UBC1997 (ICBO, 1997), utilizando el criterio de diseño de columnas fuertes y vigas débiles. Observaron que la mayoría de los edificios tuvieron un comportamiento adecuado ante las demandas de diseño, notando que el nivel de daño aumenta en la vecindad de la irregularidad, apuntando que el procedimiento de diseño que utilizaron es necesariamente conservador para algunos tipos de irregularidad. Por otra parte, Chintanapakdee y Chopra (2004) consideraron la influencia de estos mismos parámetros en la media de la respuesta estructural de varios edificios genéricos para un conjunto de 20 temblores de fuente cercana y gran magnitud. Encontraron que, al introducir una irregularidad, las distorsiones de entrepiso aumentan en su vecindad y se reducen lejos de ella, esto fenómeno no ocurre si la irregularidad se ubica en los pisos superiores.

Autores como Rodsin *et al.* (2006), calibraron curvas de fragilidad de una columna de concreto reforzado las cuales expresan la probabilidad de colapso bajo una distorsión de entrepiso. Esto permite una

representación fidedigna del comportamiento estructural, pudiendo predecir el comportamiento de manera adecuada hasta los inicios de la falla total de la columna. Este modelo se desarrolló para columnas robustas que fallan predominantemente por una combinación de flexión y cortante. Por su parte Dadi y Agarwal (2013) realizaron pruebas cíclicas sobre un edificio de concreto reforzado con piso débil a escala 1:4 diseñado con las recomendaciones del ASCE7 ULS y de los estándares de diseño de la India. De esta manera calibraron un modelo analítico en las etapas de comportamiento lineal, no lineal y de inicios de colapso (o colapso incipiente). Concluyeron que el nivel de refuerzo longitudinal tiene una influencia significativa en el patrón de falla. Ellos mencionan que casi siempre se obtiene una falla dúctil a flexión cuando se utilizan los niveles de refuerzo recomendados por dichos códigos. Por último, Elwood y Moehle (2006) desarrollaron expresiones simplificadas para estimar las distorsiones de falla en columnas de concreto reforzado basándose una gran cantidad de datos experimentales. Este modelo representa una alternativa a los modelos puramente analíticos, puesto que la falla por interacción de cortante y flexión en concreto reforzado es difícil de estimar adecuadamente o es muy costoso computacionalmente.

Finalmente, autores como Vamvatsikos y Cornell (2004) y Fragiadakis et al. (2006) proponen una metodología para evaluar la respuesta estructural de edificios con distintos tipos y grados de irregularidades el cual permite calcular la probabilidad de exceder un estado límite para un nivel de intensidad.

En resumen, las investigaciones sobre esta condición han encontrado que los edificios de piso blando, diseñados de acuerdo a las recomendaciones de la mayoría de los códigos de diseño, presentan las siguientes características:

1. Exhiben un comportamiento radicalmente diferente al de estructuras regulares, particularmente en las demandas de ductilidad del entrepiso blando.
2. Satisfacen el estado límite de servicio razonablemente bien.
3. El aumentar las fuerzas de diseño, “penalizando” a la estructura, no es una condición suficiente para cumplir con el estado límite de prevención al colapso.
4. Los efectos P-Delta intensifican las demandas de ductilidad y juegan un rol decisivo en la evolución al colapso del sistema.
5. El análisis estructural es altamente sensible a los parámetros de modelado *e.g.* la rigidez y resistencia de pos-agrietamiento y pos-fluencia de elementos estructurales y la rigidez y resistencia de los muros diafragma, por lo que la estimación de las intensidades de colapso es una tarea no trivial.

Además de esto, se ha encontrado que existe gran incertidumbre sobre la contribución de los muros diafragma en la evolución del comportamiento estructural al colapso. Por otra parte, la evaluación estructural hasta la ocurrencia de la inestabilidad dinámica puede estimarse de manera adecuada mediante análisis dinámicos incrementales (IDA). Finalmente se ha puesto poco énfasis en desarrollar métodos de diseño que combatan directamente la formación del mecanismo de colapso e incursión a la inestabilidad dinámica.

3 Colapso estructural en edificios de piso blando

El colapso estructural es un término empleado para designar la falla local o global de un sistema debida a su incapacidad para soportar cargas gravitacionales. Como tal, depende del tipo de estructura y de la naturaleza de la demanda. El “colapso incremental” viene como resultado de la inestabilidad dinámica, la cual se define como una respuesta desproporcionada de un sistema a una variación pequeña en la intensidad de la carga dinámica (Bernal, 1998).

Estudios analíticos sobre el colapso de edificios de piso blando han demostrado que su respuesta ante sismos intensos está altamente influenciada por los efectos P-Delta, los cuales pueden llevar al edificio a un estado de inestabilidad dinámica y consecuentemente al colapso (Esteva, 1992). Asimismo, se ha demostrado que la estabilidad dinámica de sistemas simples se encuentra altamente correlacionada con el daño estructural (Williamson, 2003), y que, a su vez se acentúa por los efectos P-Delta, particularmente en edificios de periodos estructurales cortos y medianos (Miranda y Akkar, 2003). Otros autores como Das y Nau, (2003), encontraron mediante evaluaciones de desempeño estructural, que la presencia de discontinuidades de los muros diafragma conllevan a un incremento en las demandas de ductilidad del entrepiso en el cual se encuentra dicha discontinuidad y que el modelado de muros diafragma juega un papel importante en la estimación de su desempeño (Burton y Deierlein., 2014).

Los edificios con características de piso blando (Fig 2) han experimentado colapso lateral ocasionado por una pérdida de resistencias por flexo-compresión en las columnas, la cual se ha observado que, en ocasiones, es independiente de la cantidad de su refuerzo longitudinal (Kirac *et al.*, 2011), y, de manera menos frecuente, por una falla por cortante (Miranda y Ruiz García, 2002).

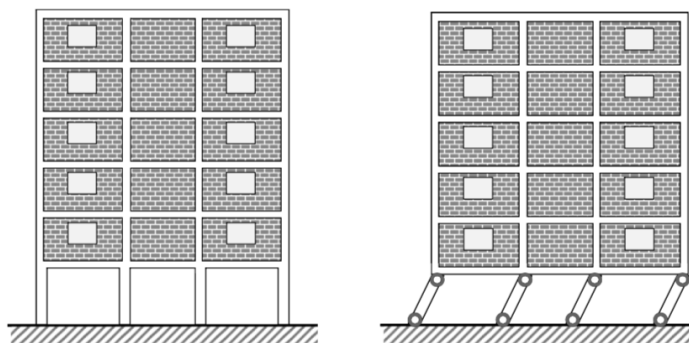


Fig 2 Colapso incremental de un edificio con planta baja blanda y muros diafragma (Miranda y Ruiz García, 2002).

Lignos y Krawinkler (2009) investigaron el efecto de la degradación de rigideces y resistencias en la evolución al colapso e inestabilidad dinámica. En su estudio se concluye que en las estructuras sujetas a cargas dinámicas con pocos ciclos reversibles o de corta duración, dichos efectos no son trascendentales, por lo cual no es necesario considerarlos en el análisis estructural. Por el contrario, si la duración de la excitación es larga o contiene una cantidad considerable de ciclos reversibles, los efectos de degradación cíclica y en ciclo tienen un efecto importante en la degradación de rigidez y resistencia de la estructura. Debido a esto, Ibarra *et al.* (2005), propusieron un modelo de histéresis (IMK por sus siglas en inglés) (Fig 3) que considera de manera objetiva la degradación de rigideces y de resistencias durante ciclos de carga. Este modelo fue calibrado con pruebas experimentales y puede ser aplicado para modelar columnas y vigas de concreto reforzado y de acero estructural.

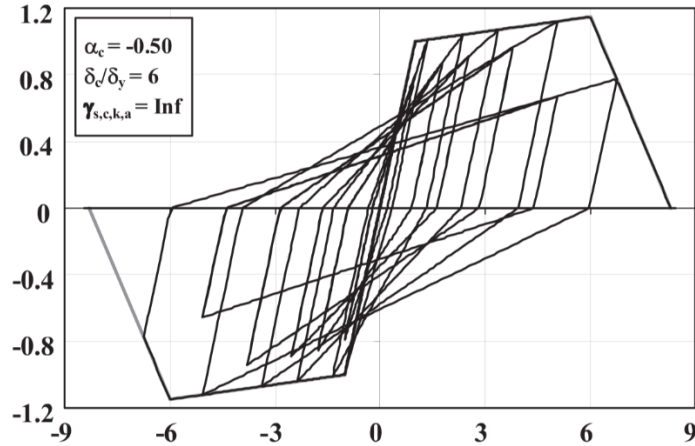


Fig 3 Envolvente del comportamiento de una viga de concreto reforzado ante carga cíclica reversible con el modelo IMK (Ibarra et al, 2007), en el eje de las abscisas se tienen ductilidades de rotación y en el de las ordenadas se tienen los momentos normalizados con respecto al momento de fluencia.

3.1 Influencia de los efectos P-Delta en la evolución al colapso estructural

Para analizar la influencia estos efectos sobre la capacidad lateral de una estructura, considérese un oscilador de altura h con comportamiento bilineal definido por una fuerza de fluencia f_y con un desplazamiento asociado u_y , junto con un coeficiente de “endurecimiento” $\alpha = k_y/k$ que define la razón de la rigidez de pos-fluencia a la rigidez elástica. Este oscilador sufre la aplicación de cargas gravitacionales de magnitud P en cualquier instante (Fig 4). Puede demostrarse que la ecuación de movimiento no-lineal en función de la distorsión $\gamma(t) = u(t)/h$ i.e $\gamma(t) = u(t)/h$ es (Williamson, 2003):

$$mh\ddot{\gamma} + c\dot{\gamma} + f(\gamma, \alpha) - P \sin \gamma = -m \cos \gamma \ddot{u}_g \quad (1)$$

En donde m , k , c , $u(t)$ son la masa, rigidez, amortiguamiento viscoso y desplazamiento relativo a la base de la masa del oscilador como función del tiempo, respectivamente. Los términos $\ddot{\gamma}$ y $\dot{\gamma}$ denotan la aceleración y velocidad de las distorsiones, respectivamente, mientras que \ddot{u}_g representa la aceleración de la base. El término $f(\gamma, \alpha)$ representa la fuerza no-lineal del resorte del oscilador que a su vez es función de la distorsión y del coeficiente de endurecimiento α .

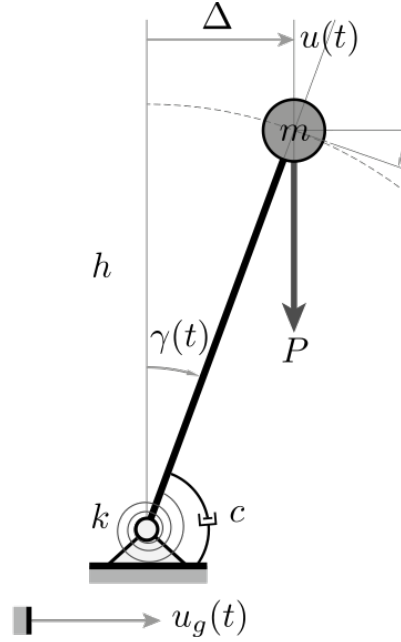


Fig 4 Oscilador con comportamiento no-lineal bajo cargas gravitacionales durante un sismo.

Si se define al coeficiente de estabilidad como $\theta(P) = P/kh$, a la ductilidad como $\mu = u/u_y = \gamma/\gamma_y$, al momento normalizado como $\bar{M} = M(\gamma)/M_y$ y al coeficiente sísmico como $\beta = f_y/mg = M_y/mgh\beta_y = f_y/mg = M_y/mgh$ se tiene, después de manipular algebraicamente la ec (1) y expresarla en su forma geométrica lineal, (Adam y Jäger, 2011):

$$\frac{\ddot{\mu}}{\omega^2} + 2\frac{\xi\dot{\mu}}{\omega} + \bar{M} - \theta(P)\mu = -\frac{\ddot{u}_g}{g\beta} \quad (2)$$

donde ω y ξ son la frecuencia natural del oscilador y el porcentaje de amortiguamiento crítico, mientras que $\ddot{\mu}$ y $\dot{\mu}$ son la aceleración y la velocidad de la ductilidad desarrollada por el oscilador, respectivamente. Inspeccionando la ec (2), puede verse que la fuerza total resistida por el resorte, correspondiente al término $\bar{M} - \theta(P)\mu$ se reduce de manera proporcional al coeficiente de estabilidad que a su vez depende de la carga gravitacional. De esta manera se entiende que, a mayor coeficiente de estabilidad, menor fuerza puede soportar el oscilador. En un caso extremo, el coeficiente de endurecimiento de un sistema puede ser menor que el de estabilidad; si es así, la rigidez pos-fluencia se vuelve negativa *i.e.*, $(\alpha-\theta)k < 0$ $(\alpha - \theta)k < 0$ y la pendiente en la curva de capacidad se vuelve descendente (ver Fig 4), cuando esto ocurre, la estructura puede acercarse de manera más rápida la inestabilidad dinámica durante un evento sísmico intenso (Bernal, 1998). Para cierto tipo de estructuras flexibles a base de marcos, se ha comprobado que dichos efectos son de gran importancia en la etapa inelástica de comportamiento (Ibarra y Krawinkler, 2005) en donde la aparición de daño estructural puede llevar a una pendiente descendente de la curva de comportamiento que se denota usualmente como $(\theta - \alpha) > 0$, a este parámetro también se le llama el “nivel de carga gravitacional”.

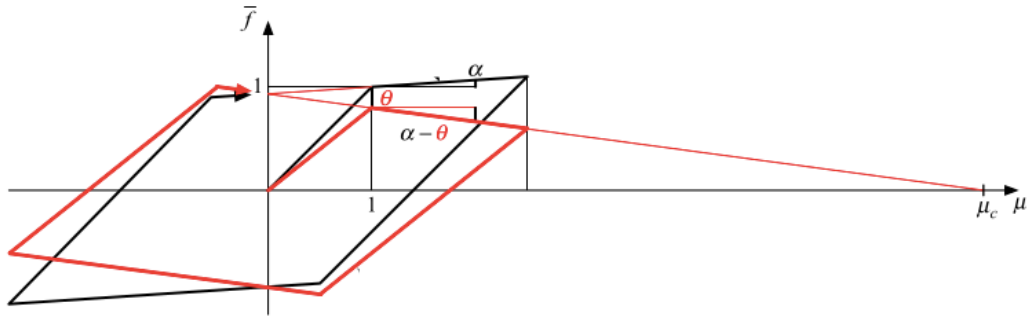


Fig 5 Curvas de comportamiento de una estructura con y sin efectos P-Delta (trazo rojo y negro respectivamente)

3.2 Influencia de los muros diafragma en la evolución al colapso

La influencia de los muros diafragma en el desempeño estructural no puede ser soslayada, debido a que aun cuando poseen una resistencia baja, modifican la respuesta estructural tanto en el intervalo de comportamiento lineal y no-lineal de manera drástica (Rodrigues *et al.*, 2010). El estado del arte de la literatura sobre muros diafragma (Di Trapani *et al.* 2015 y Tanganelli *et al.*, 2017) indica que existen todavía muchas preguntas sin responder en cuanto a su modelado y su influencia en el comportamiento estructural global durante eventos extraordinarios. En general, se ha visto que una distribución uniforme de muros diafragma a lo largo de la altura tiene una contribución beneficiosa, al incrementar la capacidad lateral y de carga gravitacional de la estructura. Por el contrario, cuando existe una discontinuidad en la distribución de los muros diafragma, esto produce una modificación en las demandas de ductilidad y es el principal agente patógeno en el colapso de edificios de piso débil/blando (Negro y Colombo, 1997).

El comportamiento de un muro diafragma depende de su tipología y sus condiciones de borde o confinamiento, y del tipo de respuesta que puede ser dentro-del-plano o fuera-del-plano o una combinación de ambas. Existe una amplia gama de esquemas de modelado de muros diafragma, los cuales se pueden dividir en micro y macro modelos. Los primeros son capaces de simular el detalle del tipo de mampostería, mortero, interfaz mortero-ladrillo, interfaz mortero-viga/columna, etc. Este modelo implica conocer bien el procedimiento numérico subyacente y calibrar el modelo con resultados de pruebas experimentales, lo cual es tardado y difícil de implementar en estructuras complejas. Además, debido al costo computacional esta técnica es prohibitiva en la práctica profesional, por lo anterior se han desarrollado macro-modelos o modelos simplificados, que permiten aproximar de manera eficiente el comportamiento de los muros diafragma y su influencia en el desempeño de la estructura. A continuación, se presentan algunos de ellos.

3.3 Modelo de puntal equivalente

A partir de resultados experimentales, Polyakov (1957) fue el primero que propuso utilizar un elemento diagonal para modelar de manera simple el efecto de compresión sobre las esquinas del muro cuando el sistema a base de marcos se deforma bajo cargas laterales. Posteriormente, utilizando el mismo enfoque, Stafford-Smith y Carter (1969) y Mainstone (1971) entre otros, validaron expresiones simplificadas para determinar un ancho de la diagonal tal que, junto con el espesor del muro, aproximarán el área de un puntal “equivalente” que representa el incremento de rigideces en la estructura.

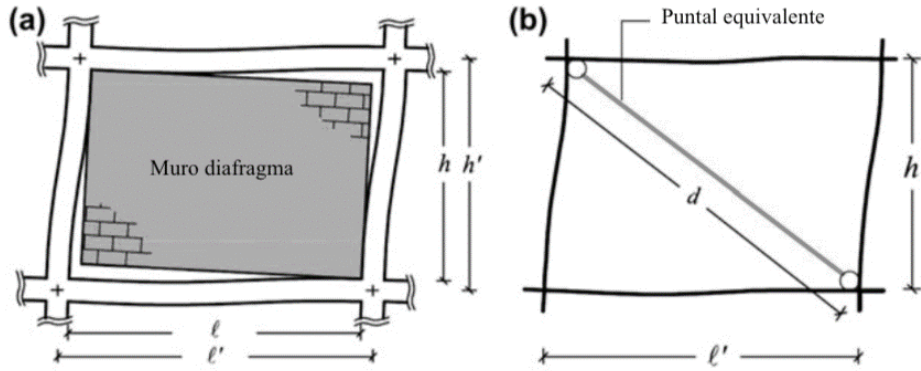


Fig 6 Modelo de muro diafragma. a) efecto de compresión sobre la diagonal del muro debido a las deformaciones del marco que lo confina y separación de las esquinas de la diagonal opuesta b) puntal equivalente que aproxima la compresión del muro cuando hay deformación lateral del sistema

Algunas de las limitantes del modelo mostrado en la Fig 6 son su incapacidad para considerar aberturas en el muro, capturar adecuadamente la progresión del daño en ambas direcciones y la interacción del muro con las columnas y vigas en sus esquinas. Por último, este modelo no permite considerar de manera directa un modo de falla fuera del plano. Atendiendo algunas de estas deficiencias, Mosalam *et al.* (1997) propusieron incrementar el número de puntales de uno a tres para considerar la interacción del muro en sus esquinas con las columnas y vigas. Por otra parte, la aportación de Mosalam y Gunay (2014), hace posible considerar el efecto fuera del plano y la modificación de las propiedades dinámicas del edificio debido a la progresión del daño y colapso del muro. Estos autores proponen un algoritmo que analiza las condiciones cinemáticas y determina el instante correcto para quitar el muro colapsado del modelo global de la estructura, posteriormente recalculando las rigideces y las propiedades dinámicas del modelo global sin dicho muro.

3.4 Modelo de puntales acoplados

Para considerar de manera racional el comportamiento del muro en ambos sentidos y modelar adecuadamente la disipación de energía debida al daño estructural, Rodrigues *et al.* (2010) basándose en trabajos anteriores de Crisafulli (1997) propusieron un macro-modelo que consta de cuatro barras conectadas a un elemento horizontal actuando en cortante, Fig 7, cuyo comportamiento se rige mediante una regla de histéresis detallada (ver Fig 8)

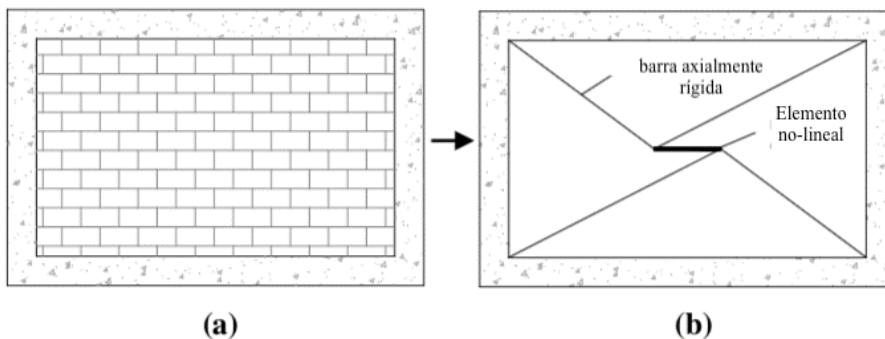


Fig 7 Modelo de puntales acoplados. a) Muro diafragma de mampostería, b) Macro modelo, compuesto por cuatro barras rígidas y un elemento no-lineal central.

La curva de comportamiento no-lineal del elemento central que acopla el comportamiento del muro al del marco confinante consta de 5 segmentos (ver Fig 8) que se rigen por las siguientes reglas:

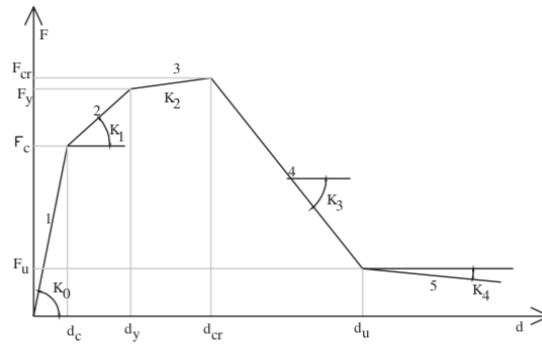


Fig 8 Curva de comportamiento del elemento central (Rodrigues et al., 2010). Subíndices u, c, y, cr , corresponden a la fuerzas residuales, de agrietamiento, de fluencia y de aplastamiento respectivamente.

Reglas de carga: la rigidez depende del valor del desplazamiento máximo alcanzado en el ciclo anterior de carga y en el nivel de fuerza correspondiente:

$$K_r = \frac{F(d_{max})}{d_{max} - d_r} \quad (5)$$

donde $F(d_{max})$ es la fuerza alcanzada en el desplazamiento máximo del ciclo anterior, d_{max} y d_r el desplazamiento correspondiente a una fuerza nula (en el instante en el que se cruza el eje de las abscisas en una prueba reversible).

Reglas de descarga: ocurre en el instante en que existe un cambio en el sentido de la carga, la rigidez de descarga depende del desplazamiento máximo alcanzado. Antes del punto de fluencia, la rigidez es igual a la inicial K_0 . Si el desplazamiento máximo alcanzado es mayor que el desplazamiento de fluencia, pero menor que el de aplastamiento, la rigidez depende del parámetro α el cual se obtuvo mediante pruebas de laboratorio:

$$K_d = \frac{F_{cr} - \alpha F_y}{K_0 d_{cr} + \alpha F_y} K_0 \quad (6)$$

Efecto de estrechamiento: Simula las grietas que se abren y cierran en las ramas ascendentes y descendentes. Este efecto se toma en cuenta dividiendo la recarga en dos ramas con rigideces distintas:

$$K = \frac{F(d_{max})}{d_{max} - d_r} \left(\frac{d_y}{d_{max}} \right)^\beta \quad (7)$$

En donde el parámetro β controla la bifurcación de las rigideces y depende a su vez del desplazamiento máximo alcanzado en el ciclo anterior.

Degradación de rigideces: se controla mediante el parámetro α_s como se ve en la ec (6).

Degradación de resistencias: para carga cíclica reversible, se toma en cuenta la interacción de la degradación en ambos sentidos mediante parámetros que fueron calibrados con pruebas experimentales

(Crisafulli, 1997). Este modelo fue validado experimentalmente (Furtado *et al.*, 2015) e implementado en el programa de análisis estructural OpenSees (McKenna *et al.*, 2004).

Debido al alto nivel de incertidumbre presente en las propiedades mecánicas del material, y a que en este trabajo no se pretende monitorear la evolución precisa del daño del muro, utilizar un micro-modelo no se encuentra justificado. En este estudio se considera que el modelo de Rodrigues *et al.* (2010) representa un balance adecuado entre la simplicidad del modelado y la precisión requerida para representar el comportamiento estructural de edificios a base de marcos con muros diafragma bajo eventos extraordinarios.

4 Métodos de evaluación de la capacidad al colapso en edificios vulnerables a efectos P-Delta

En los métodos tradicionales de la mayoría de los códigos de diseño, el colapso estructural se asocia de manera implícita a un estado límite, al cual se llega cuando uno o varios elementos exceden un índice de desempeño *i.e.* una deformación lateral, rotación de algún elemento, o cuando la estructura alcanza una demanda de ductilidad preestablecida, a la cual se le denomina también “colapso incipiente” (Haselton *et al.*, 2009). En el contexto de la evaluación basada en desempeño del FEMA P-695 (FEMA 2009) se propone una metodología basada en el concepto de “registros al nivel de colapso”, la cual dicta que un edificio cumple con el objetivo de desempeño contra el colapso si “resiste” la intensidad media de un conjunto de registros cuya intensidad se ajusta para que iguale a la del sismo de intensidad máxima considerado (MCE por sus siglas en inglés). Se considera que el edificio resiste la demanda de algún registro si no alcanza la inestabilidad dinámica en un análisis dinámico no-lineal paso a paso.

Con un enfoque diferente, Fragiadakis *et al.* (2006) proponen estimar el colapso de una estructura calculando directamente la intensidad que ocasiona su inestabilidad dinámica, denominada su “capacidad al colapso”. Su metodología se basa en el análisis dinámico incremental (IDA por sus siglas en inglés), la cual consiste en someter a la estructura a la excitación de un conjunto grande de registros sísmicos, cuya intensidad se va controlando y aumentando, obteniéndose para cada registro y cada intensidad la respuesta estructural no lineal global y local asociada en términos de parámetros de demanda ingenieriles (EDP por sus siglas en inglés) (Vamvatsikos y Cornell, 2002). A cada gráfica de demandas de la estructura contra intensidades incrementales se le denomina “curva IDA”, *e.g.*, en la Fig 9 se ilustran las curvas IDA para un conjunto de registros obtenidos en sitios de suelo blando en el valle de México; en esta figura las abscisas representan distorsiones de entrepiso y las ordenadas las pseudo-aceleraciones en fracción de la gravedad. Usando el conjunto de curvas IDA es posible calcular la probabilidad de exceder un parámetro de demanda dado un nivel de intensidad, o en este caso, la intensidad media a la cual se alcanza inestabilidad dinámica. En este procedimiento, el colapso estructural puede identificarse para alguna curva como un *ablandamiento*, que corresponde a inestabilidad numérica bajo análisis dinámicos no lineales. Para lo anterior, se hace la hipótesis que la inestabilidad numérica implica inestabilidad dinámica, si el modelo analítico es lo suficientemente robusto (López, 2016).

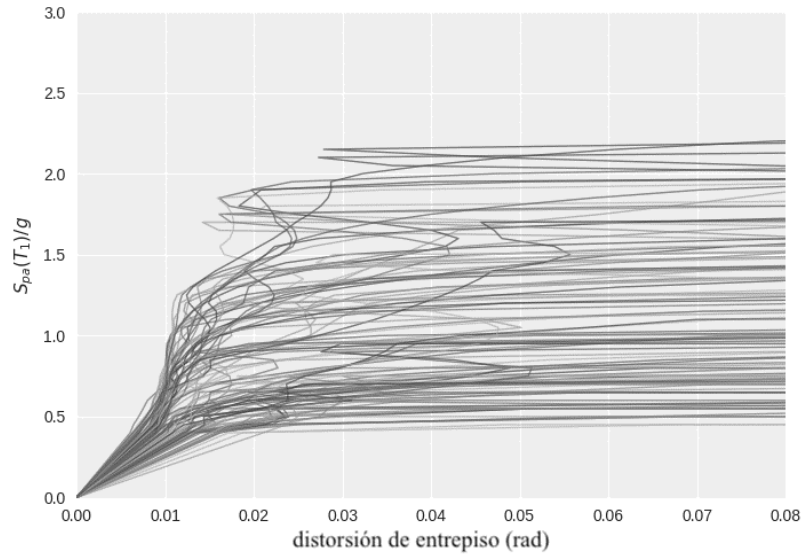


Fig 9 Curvas IDA de un edificio de 20 pisos para un conjunto de 98 registros

4.1 Método del espectro de la capacidad al colapso

Los análisis dinámicos no lineales incrementales son computacionalmente costosos, por lo cual se ha optado por utilizar otros métodos que permitan obtener aproximaciones razonables en un tiempo menor. Uno de ellos es llamado *espectro de capacidad al colapso* (Adam y Jäger, 2012), en el cual se emplea el artificio del “sistema auxiliar” que permite transformar un edificio en un oscilador *de referencia* con las características necesarias para que sea compatible con un espectro de colapso para una medida de intensidad relativa. Dichos espectros son inelásticos y tienen la característica de que, en su elaboración se considera la inestabilidad dinámica por efectos P-Delta, esto es, que su ordenada representa la intensidad relativa a la cual un oscilador con una cierta frecuencia, amortiguamiento y nivel de carga gravitacional alcanza la inestabilidad dinámica. Fig 10 ilustra las medianas de estos espectros para distintos niveles de carga gravitacional en términos de una medida de intensidad relativa de pseudo-aceleraciones.

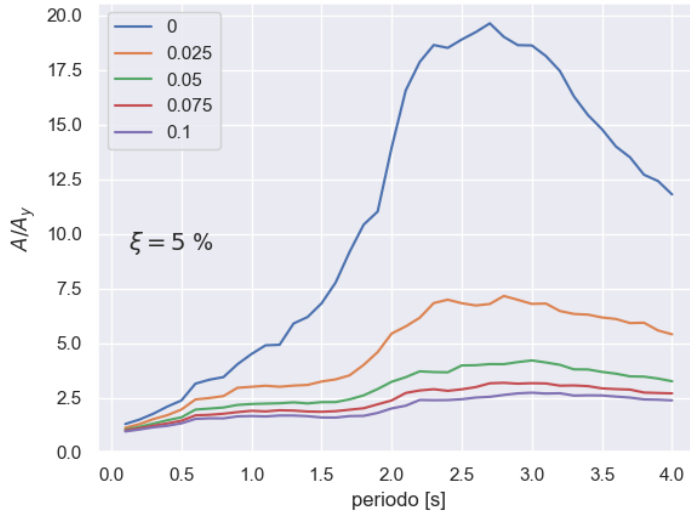


Fig 10 Espectros de capacidad de colapso en términos de intensidad relativa de pseudo-aceleraciones, elaborados para distintos niveles de carga gravitacional $\theta - \alpha$, utilizando un conjunto de 98 registros de suelo blando (López, 2016)

Para aplicar el método de evaluación simplificada se siguen los siguientes pasos:

1. Se hacen dos análisis estáticos no lineales de la estructura diseñada, con y sin los efectos P-Delta, utilizando un patrón fuerzas correspondientes a su primera forma modal. Con este análisis se deben obtener dos curvas de capacidad, específicamente la relación entre el cortante basal y su desplazamiento de la azotea correspondiente.
2. Se aproximan cada una de las curvas de capacidad del edificio mediante dos rectas, tratando de conservar la pendiente elástica. Posteriormente se calcula el periodo del sistema auxiliar denotado como T_A y el coeficiente de estabilidad auxiliar θ_A (Ibarra y Krawinkler, 2005) con las siguientes expresiones

$$T_A = T_1 \sqrt{\frac{1 - \alpha}{1 - \alpha - \theta_e + \theta_i}} \quad (3)$$

$$\theta_A = \frac{\theta_i - \alpha\theta_e}{1 - \alpha - \theta_e + \theta_i} \quad (4)$$

donde θ_e es el giro de la pendiente elástica, es decir, $\theta_e = (k_e - k'_e)/k_e$, mientras que T_1 es el periodo fundamental de primer orden de la estructura. El subíndice i se refiere a la rama de posfluencia.

3. De la curva de capacidad bilinealizada correspondiente al modelo en el cual actúan los efectos P-Delta, se obtiene el cortante basal de “fluencia”, es decir, aquella fuerza después de la cual hay un cambio de pendiente. Posteriormente, se calcula la pseudo-aceleración asociada a dicho cortante basal, mediante la relación de la dinámica estructural $A_y = V_y/m^*$, donde m^* es la masa modal efectiva asociada al primer modo.

4. Se obtiene el nivel de carga gravitacional de la estructura en términos de las pendientes, denotado como $\theta_a - \alpha$.
5. Con el periodo auxiliar y el nivel de carga gravitacional se lee la ordenada del *espectro de colapso* correspondiente y con ello se calcula la capacidad al colapso del edificio en términos de la intensidad relativa respecto a aquella de fluencia A/A_y .
6. Finalmente se obtiene la intensidad aproximada A que causa la inestabilidad dinámica en el edificio multiplicando la intensidad relativa por A_y .

Este procedimiento se resume en un diagrama de flujo:

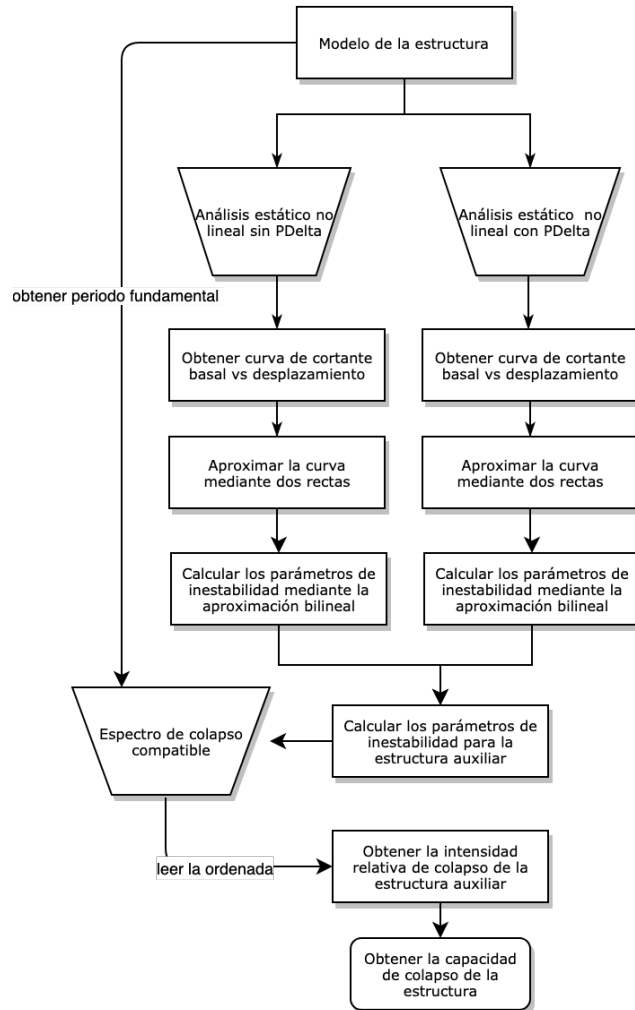


Fig 11 Diagrama de flujo del procedimiento de evaluación simplificada de la capacidad de colapso

5 Evaluación de la capacidad al colapso de edificios de planta baja débil diseñados con las NTC2017

Para ilustrar el proceso de evaluación se muestra un ejemplo de un un marco de concreto reforzado con muros diafragma de mampostería, representativo de un edificio real de planta baja blanda diseñado con las recomendaciones tanto de las NTC2017 como de las NTC2004. El edificio es de 4 niveles y 3 crujías (Kaushik *et al.*, 2009). Las alturas de los entrepisos son de 4.2m en la planta baja y 3.2m en los subsecuentes, mientras que las crujías son todas de 3m. El marco tiene muros diafragma en todos los entrepisos excepto en la planta baja, la mampostería de los muros es representativa de aquella usada en las construcciones en la Ciudad de México.

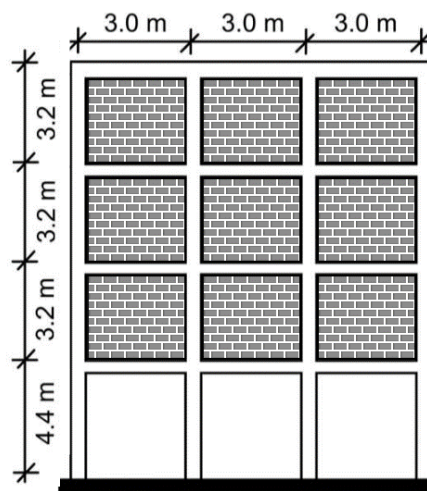


Fig 12 Configuración del edificio de planta baja blanda (Kaushik *et al.* 2009)

Este marco, de aquí en adelante denominado como “K2004” o “K2017” dependiendo del año de las normas mexicanas con las cuales se efectuó el diseño, se consideró desplantado sobre la zona IIIb. Por una parte, “K2004” se diseñó con un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$ y un factor de irregularidad de 0.7 (Fig 13), mientras que para “K2017” se usaron los mismos parámetros excepto para el diseño del primer entrepiso, para el cual se usó $Q=1$, lo anterior de acuerdo con las nuevas especificaciones.

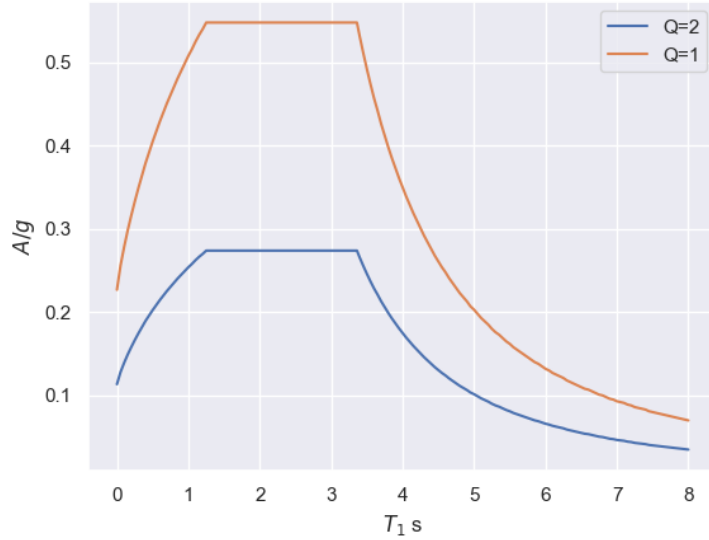


Fig 13 Demandas de diseño en azul para la totalidad de "K2004", el espectro naranja se utiliza para la planta baja de K2017 mientras que el azul se utiliza para el resto de la estructura.

La contribución de rigideces de los muros para calcular el periodo con el cual se calculan elementos mecánicos de diseño, como es usual en los despachos de cálculo estructural.

El peso total del edificio es de 1640 kN, mientras que su masa es de 44.5 ton en todos los entrepisos a excepción del último, en donde es de 34 ton. El periodo fundamental de primer orden (sin efectos P-Delta) de la estructura ya diseñada, tanto para K2004 como para K2017 es de 0.67s. Las cargas gravitacionales de diseño (carga muerta y viva) con las cuales también se calcularon las masas son aquellas recomendadas en las normas. En ambos modelos, los muros diafragma se colocaron en todas las crujías y en todos los entrepisos a excepción de la planta baja y se modelaron con el elemento de Rodrigues *et al.* (2010). En el diseño estructural se tomó en cuenta el criterio columna-fuerte/viga-débil para calcular los momentos de diseño de las trabes y columnas. Utilizando los espectros de la Fig 13 Demandas de diseño en azul para la totalidad de "K2004", el espectro naranja se utiliza para la planta baja de K2017 mientras que el azul se utiliza para el resto de la estructura. se realizó un análisis sísmico modal espectral con una regla de combinación modal SRSS. Con esto, se obtuvo la magnitud elementos mecánicos de diseño y se propuso un armado que le diera a la pieza una resistencia similar a ellos.

5.1 Modelo mecánico para el análisis estructural

Los elementos estructurales que conforman al marco son de tipo barra, cuyo comportamiento no lineal se idealiza mediante articulaciones plásticas infinitesimales (de longitud cero) en sus extremos. Los resortes en las articulaciones utilizan el modelo de comportamiento IMK (Ibarra *et al.* 2007) con relaciones de momento-rotación representativas del comportamiento estructural del concreto reforzado desde el agrietamiento hasta la pérdida total de resistencia aplastamiento de concreto, pandeo de barras de refuerzo, entre otros. Este modelo fue calibrado con más de 500 pruebas experimentales. Se eligió dicho modelo ya que los resortes tienen un menor costo computacional que articulaciones plásticas de longitud finita y se han usado con éxito en el pasado para estimar la inestabilidad numérica (Haselton, 2009).

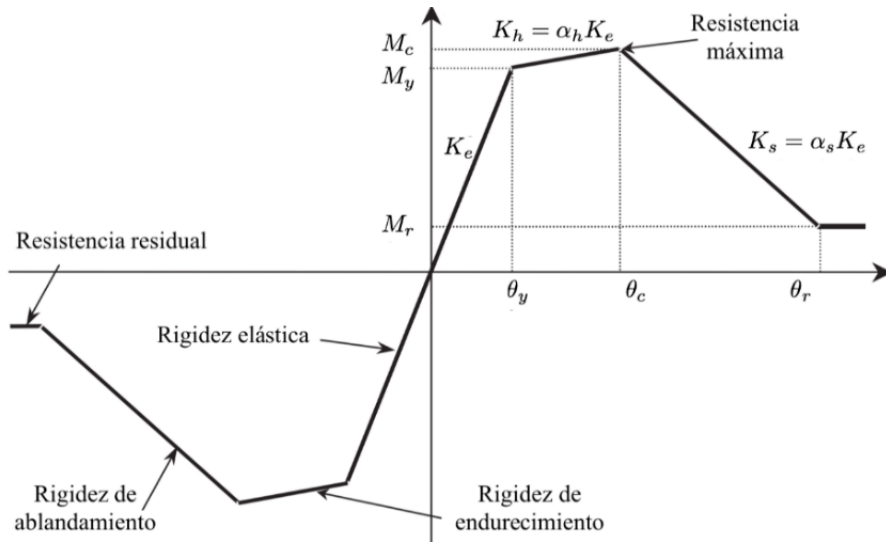


Fig 14 Envolvente del modelo IMK, el cual consta de 4 ramas principales correspondientes a la etapa elástica, de endurecimiento, de ablandamiento y de resistencia residual (Ibarra et al. 2007).

Para determinar los parámetros de la envolvente de comportamiento del modelo IMK, se consideró que el concreto no confinado tiene una resistencia a la compresión simple de $f'_c = 25$ MPa, ocurriendo a una deformación unitaria de 0.004, mientras que la resistencia a la tensión se tomó como 2.5 MPa y su rigidez elástica como 22000 MPa. Para el concreto confinado se consideró una resistencia máxima de 27 MPa ocurriendo a una deformación unitaria de 0.007 y con un modelo de confinamiento de Mander que toma en cuenta entre otras cosas, la distribución del armado en la sección. El comportamiento uniaxial del acero de las varillas de refuerzo se idealizó como elasto-plástico perfecto con $f_y = 412$ MPa y $E_s = 200$ GPa.

Para cada sección transversal se calcularon los parámetros del modelo de comportamiento (Fig 14) de la siguiente manera: la rotación de fluencia ocurre cuando el acero alcanza una deformación igual a f_y/E_s o el concreto alcanza una deformación unitaria de 0.0015 en el estado de equilibrio de momentos con la teoría clásica de concreto. A partir de la curvatura de fluencia puede calcularse la rotación de fluencia, para la cual se utiliza la longitud de la articulación plástica estimada con la expresión propuesta por Paulay y Priestley (1992). La capacidad de rotación post-fluencia es la rotación total alcanzada por la sección al instante de la resistencia máxima, la cual corresponde a una deformación unitaria de 0.004 para el concreto del recubrimiento. La rotación última se toma como aquella en donde el núcleo de concreto alcanza la deformación última. Los parámetros de degradación cíclica tanto para columnas como vigas se consideraron tanto $\lambda_S = \lambda_C = 59$ como $\lambda_A = \lambda_K = 100$, mientras que para los parámetros que rigen la tasa de deterioro se utilizaron los valores predeterminados de la implementación que es 1.0 para todos los casos y secciones (Haselton, 2007 y Lignos, 2014).

Los valores obtenidos con esta metodología para los elementos estructurales de los modelos K2004 y K2017 se exponen en las siguientes tablas:

Tabla 1 Propiedades del modelo IMK de las columnas para K2004

Nivel	Dimensiones (m)	Momento de fluencia (kNm) (M_y)	Coefficiente de endurecimiento (α_h)	Capacidad de rotación post-fluencia (rad) (θ_c)	Rotación última (rad) (θ_u)
1	0.45x0.45	501	0.0070	0.0313	0.0708
2	0.45x0.45	183	0.0074	0.0387	0.0700
3	0.3x0.30	183	0.0074	0.0387	0.0700
4	0.3x0.30	183	0.0074	0.0387	0.0700

Tabla 2 Propiedades del modelo IMK de las vigas para K2004

Nivel	Dimensiones (m)	Momentos de fluencia (kNm) (M_y)	Coefficiente de endurecimiento (α_h)	Capacidad de rotación post-fluencia (rad) (θ_c)	Rotaciones últimas (rad) (θ_u)
1	0.45x0.45	243+ 184-	0.00100+ 0.0019-	0.0269+ 0.0628-	0.0680+ 0.06736-
2	0.45x0.45	135+ 59-	0.0109+ 0.0019-	0.0326+ 0.0800-	0.0757+ 0.0802-
3	0.3x0.30	135+ 59-	0.0109+ 0.0019-	0.0326+ 0.0800-	0.0757+ 0.0802-
4	0.3x0.30	135+ 59-	0.0109+ 0.0019-	0.0326+ 0.0800-	0.0757+ 0.0802-

Tabla 3 Propiedades del modelo IMK de las columnas para K2017

Nivel	Dimensiones (m)	Momento de fluencia (kNm) (M_y)	Coefficiente de endurecimiento (α_h)	Capacidad de rotación post-fluencia (rad) (θ_c)	Rotación última (rad) (θ_u)
1	0.45x0.45	971	0.0068	0.0289	0.0708
2	0.45x0.45	495	0.0067	0.0319	0.0700
3	0.3x0.30	141	0.0147	0.0309	0.127
4	0.3x0.30	141	0.0147	0.0309	0.127

Tabla 4 Propiedades del modelo IMK de las vigas para K2017

Nivel	Dimensiones (m)	Momentos de fluencia (kNm) (M_y)	Coefficientes de endurecimiento (α_h)	Capacidades de rotación post-fluencia (rad) (θ_c)	Rotaciones últimas (rad) (θ_u)
1	0.45x0.45	651+ 496-	0.0442+ 0.0029-	0.0100+ 0.0482-	0.0292+ 0.06725-
2	0.45x0.45	213+ 184-	0.0097+ 0.0019-	0.0306+ 0.0633-	0.0757+ 0.0674-

3	0.3x0.30	136+ 81-	0.0101+ 0.0099-	0.0348+ 0.0767-	0.07378+ 0.06794-
4	0.3x0.30	136+ 81-	0.0101+ 0.0099-	0.0348+ 0.0767-	0.07378+ 0.06794-

Las vigas tienen una envolvente asimétrica debido a la presencia de la losa de 12cm, la cual modifica sus momentos resistentes positivos y negativos. Tanto para las vigas como para las columnas Los momentos residuales (Fig 14) son del 20 por ciento del momento de fluencia.

Entre las implementaciones del modelo IMK en el programa OpenSees, se eligió el llamado “Peak-Oriented”, el cual captura de manera adecuada la degradación cíclica de elementos de concreto reforzado dúctiles y mantiene las reglas de histéresis propuestas originalmente por Clough y Johnston (1966) con algunas modificaciones que se han hecho posteriormente (Ibarra *et al.* 2005). Sin embargo, es posible utilizar también la implementación “Pinching” o de estrechamiento si se cuenta con datos experimentales que indiquen que la pieza posee ese comportamiento. Los datos presentados en las tablas 1-4 junto con los coeficientes de degradación cíclica explicados anteriormente son suficientes para poder utilizar cualquier de las dos implementaciones.

El comportamiento a flexo-compresión se encuentra desacoplado de la respuesta a cortante, cuya influencia en la falla de la columna se considera de manera indirecta con las expresiones propuestas por Elwood y Moehle (2006) que son función de la configuración geométrica y las propiedades del material de la columna. Para cada columna se calcula su distorsión de colapso y el procedimiento IDA se termina cuando alguna columna alcanza o excede dicha distorsión durante el análisis estructural.

La configuración geométrica del marco y sus condiciones de frontera, como las del marco de este estudio, se ilustran en la Fig 16 en donde los únicos grados de libertad son los giros en cada nodo y los desplazamientos laterales de cada entrepiso. Las columnas de la planta baja están empotradas y las cargas gravitacionales se colocaron en las vigas y sus respectivas masas ejercen efectos P-Delta sobre la estructura. Para el análisis dinámico, se consideró que la estructura tiene amortiguamiento clásico de Rayleigh, el cual es proporcional tanto a las masas como a las rigideces y es representado por amortiguadores viscosos en el borde izquierdo y en cada entrepiso (Fig 16), los valores de los coeficientes α y β fueron calculados a partir de la primera y la cuarta frecuencia. Para lograr la convergencia numérica de las ecuaciones de equilibrio en la cercanía de una matriz de rigideces singular se elaboró una rutina en donde al detectar normas de incremento de desplazamiento “grandes” se divide el paso de integración en 10 o 20 intervalos y se intentan todas las distintas estrategias de integración incluidas en OpenSees hasta obtener la convergencia o se detiene el procedimiento en caso contrario (Haselton *et al.*, 2009).

Además de esto, en la implementación del modelo mecánico de la Fig 15 en el programa OpenSees se sugiere lo siguiente:

1. Simular el diafragma rígido mediante la opción de “*equalDOF*” eligiendo un nodo maestro en donde se asigna toda la masa de entrepiso (masas grises en el extremo derecho de cada entrepiso de la Fig 16), mientras que los demás son nodos esclavos que siguen el desplazamiento del nodo maestro durante la totalidad del análisis.
2. Utilizar elementos barra elásticos y únicamente concentrar la plasticidad en elementos tipo “*zeroLength*” cuya rigidez y resistencia necesita calculada aparte y corregida por un factor que toma en cuenta que se encuentran conectados en serie (Haselton, 2007).
3. Después de realizar el análisis gravitacional para el cual se recomienda colocar cargas uniformemente distribuidas en las vigas, se aplica el comando “*loadConst -time 0.0*” el cual mantiene el estado final de este análisis para las corridas subsecuentes.

- Utilizar en memoria (durante el análisis) los desplazamientos nodales para calcular las distorsiones de entrepiso y compararlas con aquellas de colapso en caso de alcanzar la estabilidad numérica, en caso contrario, calcular las distorsiones con los “*Recorders*”, comandos que escriben la información del análisis en archivos externos para su pos-proceso.

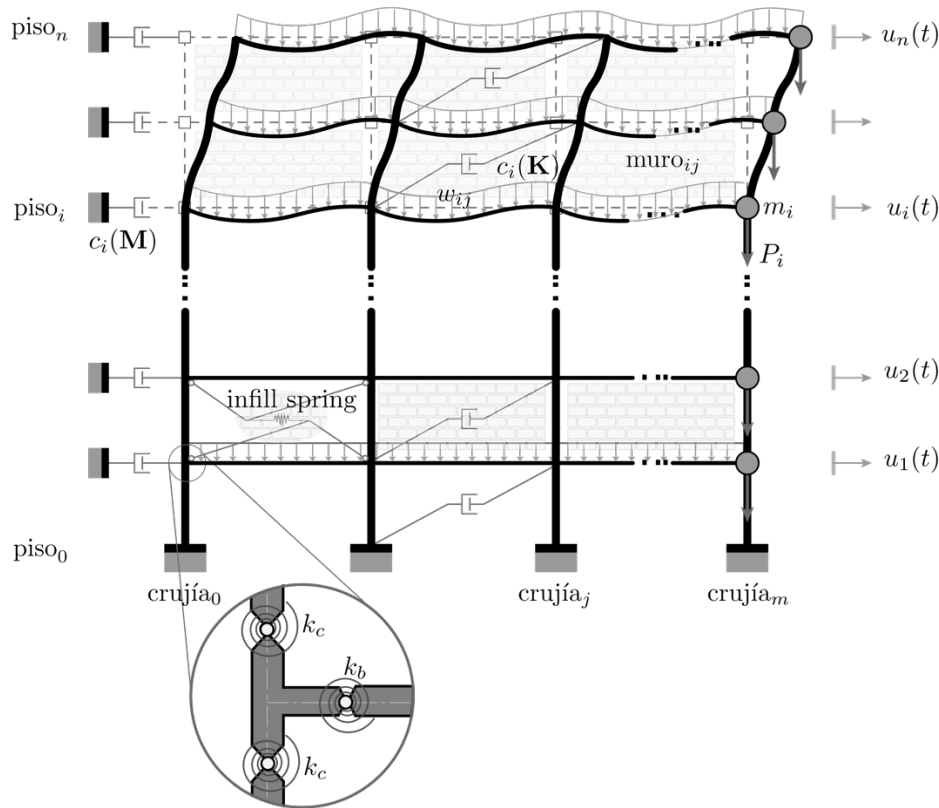


Fig 16 Modelo mecánico del edificio utilizado para el análisis. Los muros diafragma ejemplificados con dibujos de ladrillos son modelados con el elemento de Rodrigues *et al.* (2017) dibujado como un resorte conectado a cuatro barras.

5.2 Calibración del modelo mecánico del muro

De acuerdo con lo expuesto en la sección 3.2, los muros diafragma tienen un comportamiento complejo que depende tanto de su composición interna (materiales y técnicas de construcción) como sus condiciones de borde (rigidez relativa entre el muro y los castillos y dalas) en todas las etapas del comportamiento. De acuerdo a estas características, el comportamiento y los modos de falla del muro tales como deslizamiento, cizallamiento de los castillos, tensión diagonal, etc. son de importancia en la evolución al colapso de un marco con muros de relleno; sin embargo, en este trabajo no se hace énfasis en las particularidades del comportamiento del muro mismo ni de las piezas que lo componen ya que lo que se pretende representar de manera fidedigna es la contribución de los muros de relleno a la respuesta estructural. En este tenor se eligió el modelo mecánico de Rodrigues *et al.* (2017) expuesto en la Sec. 3.4, Fig 7 ejemplificado en la primer crujía del primer nivel de la Fig 16. El elemento central que modela el comportamiento no lineal de la mampostería tiene una resistencia de la pieza de $f'_m=3.49$ MPa y una rigidez elástica de 725 MPa.

Para calibrar las propiedades por unidad de área del elemento, se hizo un modelo numérico de un marco (Sección 5.1) de un solo nivel con las características de las vigas y las columnas delimitadas en Leal et al. (2017) y se le colocó un elemento de Rodrigues et al. (2017) (Sección 3.4) para representar el muro diafragma de la prueba experimental. Los parámetros de este elemento (

Tabla 5) se calibraron para que la curva *Cortante-Distorsión* de un análisis estático no lineal del marco (Fig 17) difiriera no más del 10% en ningún punto comparado con el resultado experimental del espécimen MD3NSR (Leal et al. 2017).

Tabla 5 Parámetros calibrados de la respuesta estructural de un muro diafragma de mampostería representativo de aquellos usados en la Ciudad de México

	Agrietamiento	Resistencia máxima	Ablandamiento	Resistencia residual
Distorsión	0.004	0.01	0.027	0.03
Cortante (kN)	54	102	74	20

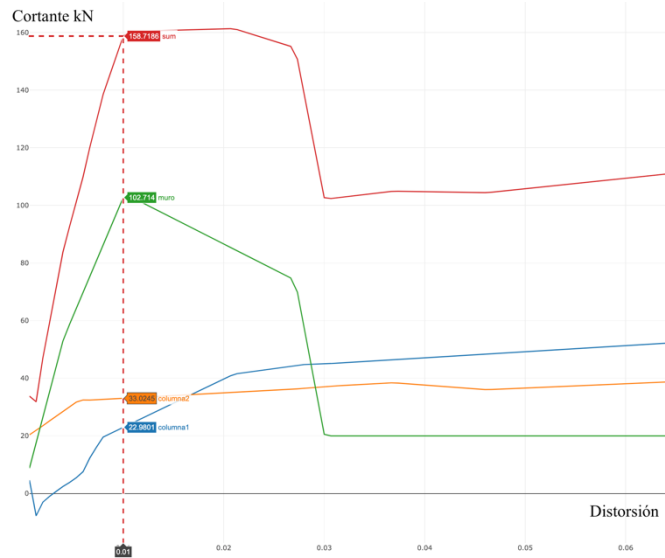


Fig 17 Curva Cortante-distorsión para el modelo numérico del espécimen MD3NSR (Leal et al. 2017), la curva en rojo es el cortante total en kN mientras que la verde corresponde al muro (

Tabla 5) y la azul y naranja a las columnas.

5.3 Resultados de la evaluación

Los edificios diseñados con las especificaciones expuestas en la sección anterior se sometieron a análisis dinámicos incrementales o análisis IDA por sus siglas en inglés (Vamvatsikos y Cornell, 2004) para un conjunto de 98 registros en suelos blando usados por Miranda y Ruiz García (2002). El procedimiento de evaluación se describió de manera breve en la Sec. 4, en esta sección se presenta de manera más detallada.

El propósito del análisis IDA es lograr describir el comportamiento estructural de manera probabilista en cualquier etapa de su comportamiento. Para lograr este propósito, es necesario elegir de manera adecuada los parámetros de demanda ingenieriles (EDP por sus siglas en inglés) que van a monitorearse con respecto a los cambios en las medidas de intensidad (IM).

En el caso del presente trabajo, un EDP objetivo son las distorsiones de entrepiso máximas obtenidas durante el análisis dinámico, ya que puede capturarse de manera cuantitativa uno de los mecanismos de colapso de los edificios con entrepiso blando. Por otra parte, se eligió como medida de intensidad la pseudo-aceleración espectral del primer modo con un 5% de amortiguamiento crítico, denotada como $A(T_1, 5\%)$, ya que es una medida robusta de la respuesta estructural (Vamvatsikos, 2004).

Los IDA se realizaron desde 0.1g hasta 5.0g con incrementos de 0.1g, en total 50 análisis dinámicos no lineales para cada uno de 98 registros para cada modelo. El análisis dinámico no lineal se detiene si en algún instante se alcanza una distorsión de entrepiso de colapso predefinida del 20% (Haselton *et al*, 2009).

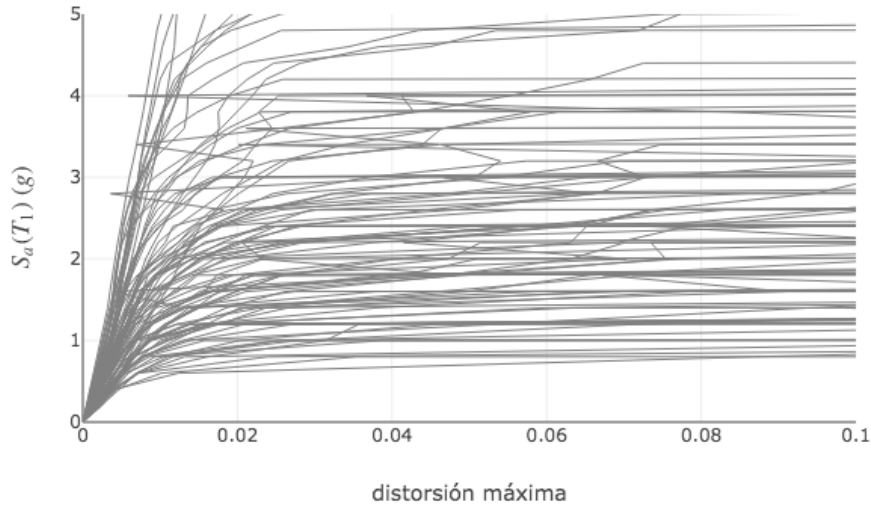


Fig 18 Curvas IDA para K2004.

Es notoria la alta dispersión en los resultados, es decir, la variabilidad de la respuesta estructural registro con registro es alta.

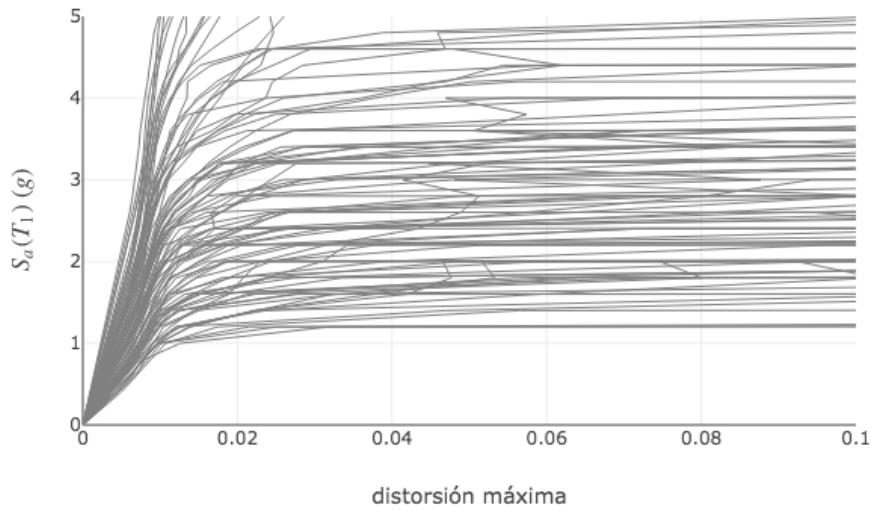


Fig 19 Curvas IDA para K2017

Este resultado es similar al K2004, pero generalmente con ordenadas mayores, también tiene una gran dispersión, habiendo más registros para los cuales no se ha alcanzado el colapso.

5.4 Análisis de los resultados

Una vez realizados los análisis dinámicos incrementales (IDA), es necesario realizar una inferencia estadística con la información contenida en las Fig 18-21, mediante dicha inferencia pueden obtenerse conclusiones objetivas para cada estado límite deseado o etapa del comportamiento estructural (Vamvatsikos y Cornell 2004). El enfoque que se toma en el presente trabajo es estimar las intensidades de colapso con sus distorsiones asociada, que, de acuerdo a la definición de colapso empleada, es donde cada curva se vuelve horizontal o asintóticamente horizontal. Para esto se calculó numéricamente el punto en donde la derivada de las pseudo-aceleraciones con respecto a las distorsiones fuese positiva y menor al 1% de la pendiente elástica.

5.4.1 Distribución de las distorsiones de colapso

Una vez hecho lo anterior fue posible obtener el histograma de las frecuencias de las distorsiones asociadas al colapso:

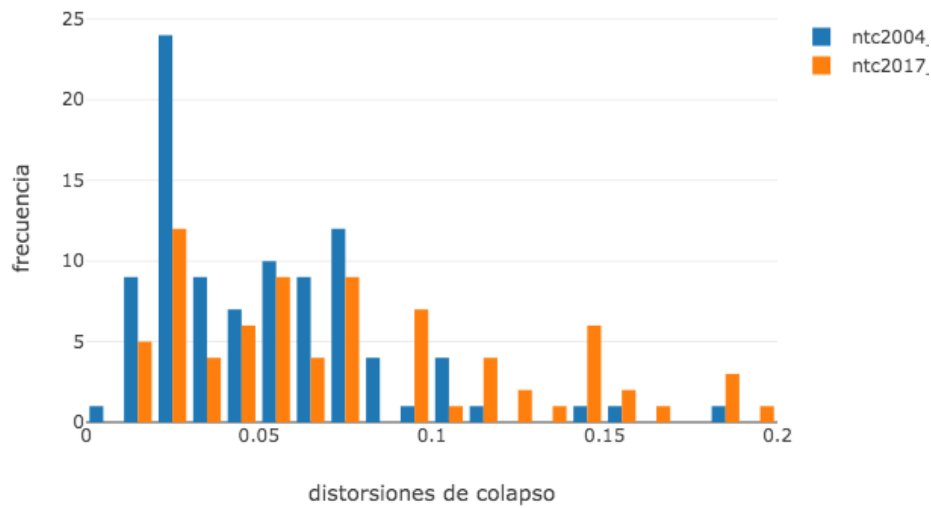


Fig 20 Histograma de las distorsiones de colapso para los modelos K2004 y K2017

Para distorsiones pequeñas (menores a 0.04), el marco con el diseño del marco K2004 colapsa con más frecuencia, (las barras azules son más altas en la parte izquierda de la figura) mientras que las barras naranjas que corresponden al diseño de K2017 son más prominentes en distorsiones más grandes. La media aritmética para K2004 es 0.051 y la desviación estándar de 0.032, mientras que para K2017 es de 0.077 y de 0.049 respectivamente.

Esto quiere decir que en este caso, al diseñar con el doble de resistencia la planta débil, esto desplaza el promedio de las distorsiones de colapso de un 5% a un 7.7% con una mayor dispersión. Es posible obtener nuevas interpretaciones de estos resultados en términos de probabilidades, así al integrar este histograma se obtienen las probabilidades empíricas de colapsar dada una distorsión (Baker, 2015):

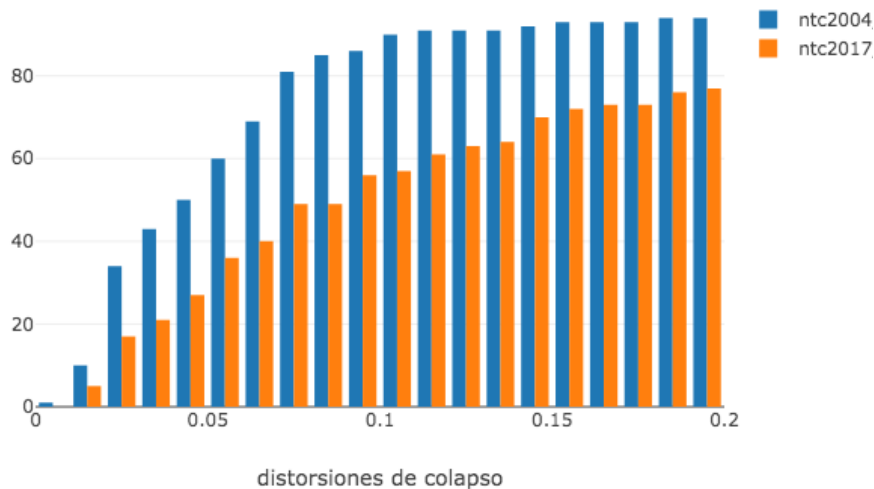


Fig 21 Distribución de probabilidad acumulada para las distorsiones de colapso de los modelos K2004 y K2017

A las distribuciones que asocian un daño estructural con su probabilidad también se les conoce como *fragilidades* (Baker, 2015). La distribución naranja que corresponde al modelo K2017 se encuentra por debajo de la azul (modelo K2004), lo que indica que para cualquier distorsión elegida, su probabilidad de colapsar es menor. Una caracterización numérica de la cual se obtienen conclusiones objetivas la comparación de algunos percentiles de la distribución de probabilidad subyacente a ambos modelos. Una distribución comúnmente usada para ajustarse a la forma nuestra distribución de acuerdo a la naturaleza de los resultados es la distribución lognormal (Ibarra y Krawinkler 2005, Baker 2015), de acuerdo a esto, se tomaron los percentiles 16, 50 y 84.

Los percentiles representativos se resumen en la siguiente tabla (el percentil X es el valor de la distorsión para la cual ya habría colapsado un X por ciento):

Tabla 6 Estadísticas de las distorsiones de colapso para los modelo K2004, K2017

Percentil	16	50	84
K2004	0.022	0.045	0.076
K2017	0.026	0.069	-

El resultado donde se encuentra la diferencia más prominente es el percentil 84 en donde la distorsión para la cual colapsó un 84 por ciento de las veces es más del doble para K2017 que para K2004.

5.4.2 Distribución de las pseudo-aceleraciones de colapso

Lo mismo se hace para las intensidades que se encuentran en la vecindad de la inestabilidad numérica:

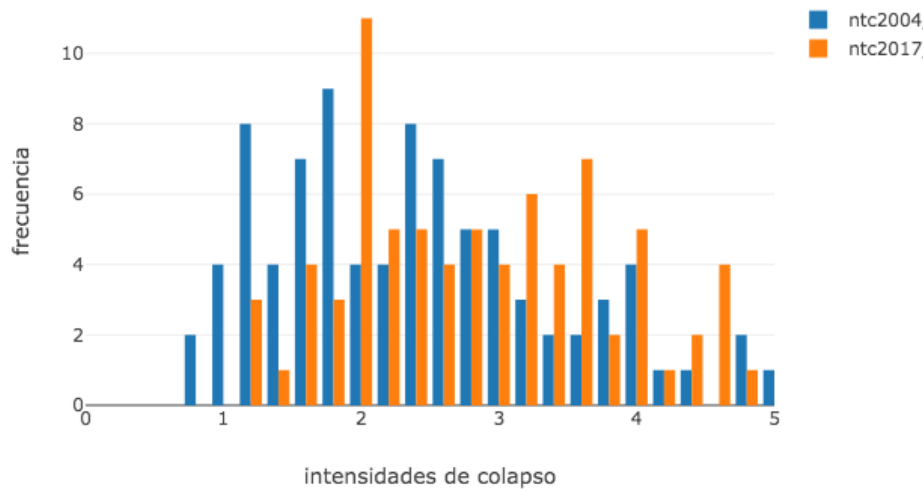


Fig 22 Histograma de las intensidades de colapso para los modelos K2004 y K2017

A primera impresión, la forma de las distribuciones es parecida en ambos casos, con las barras naranjas desplazadas hacia la derecha, es decir, ocurriendo el colapso con mayor frecuencia a intensidades mayores. La media de las intensidades de colapso para el modelo K2004 es de 2.7g con una desviación estándar de 1.65g, mientras que para K2017 la media es de 2.8g con una desviación estándar de 0.97g. En otras palabras, reforzar la planta blanda incremento la capacidad media al colapso 0.1g y redujo la dispersión.

Expresado en términos de probabilidades empíricas:

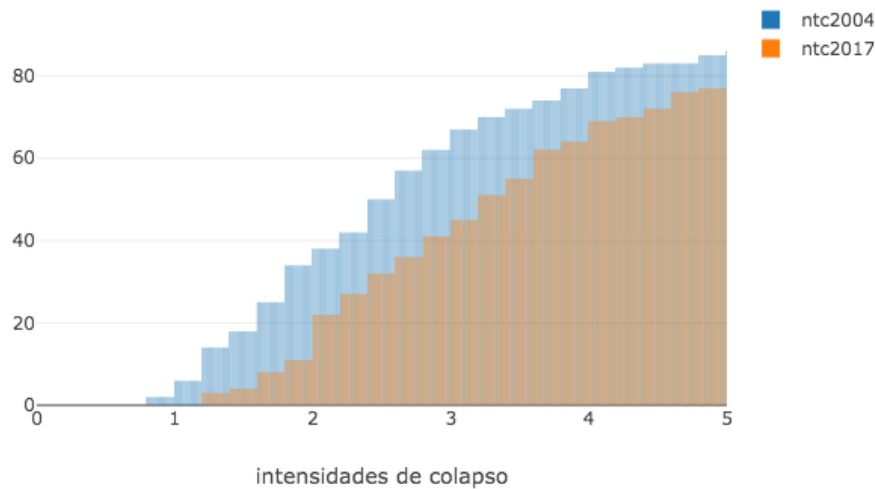


Fig 23 Distribución de probabilidad acumulada para las intensidades de colapso de los modelos K2004 y K2017

Al inspeccionar estas distribuciones, notamos que el diseño de K2017 (representado por la curva naranja) se encuentra por debajo de la curva que representa el desempeño del diseño de K2004. En otras palabras, la fragilidad es menor para el diseño en el cual se reforzó la planta baja débil.

Tabla 7 Percentiles de intensidades de colapso

Percentil	16	50	84
K2004	1.4g	2.4g	4.9g
K2017	2.0g	2.8g	-

Para el percentil 16 y 50, K2017 colapsa a intensidades un poco mayores (0.6g y 0.4g) respectivamente; Lo que muestra que en este caso específico, la recomendación de diseño nos aleja del colapso de manera casi constante para cada intensidad.

6 Conclusiones

En este escrito se presentó la influencia de las nuevas recomendaciones de diseño de las Normas Técnicas complementarias del 2017 para el diseño sísmico de edificios irregulares en elevación con planta baja débil/blanda. Inicialmente se mostró el estado del arte para el diseño sísmico enfocado a prevenir el colapso de estructuras irregulares ante eventos de baja tasa de excedencia y utilizando el método expuesto allí, se evaluó la capacidad al colapso de un marco de concreto reforzado de planta baja débil inducida por una discontinuidad en la distribución de los muros diafragma, el cual fue diseñado de acuerdo recomendaciones tanto de las NTC2004 como de las NTC2017.

Para este caso en particular, los resultados de los análisis de los dos diseños evaluados fueron consistentes con los esperados ya que, en el diseño de acuerdo con las NTC2017, al aumentar la resistencia del piso blando aumentó la intensidad a la cual el edificio colapsa. Sin embargo, este incremento, alrededor de un 0.1g, no fue proporcional al incremento de resistencia en el piso blando.

De los resultados mostrados en esta tesis y los preliminares de otros casos en estudio muestran que no es posible deducir la intensidad asociada al colapso de una estructura *a-priori* a partir de la intensidad con la que es diseñada. Para el caso mostrado se demostró que, contrariamente a lo que se pensaría, la resistencia del piso blando no fue una característica estructural determinante en su capacidad al colapso como inicialmente se pensaría. De acuerdo al estado del arte, otro parámetro de impacto en la capacidad al colapso de las estructuras es el cociente de la rigidez media de pisos superiores con respecto al primero. Es necesario evaluar el efecto de este y otros parámetros en un estudio paramétrico de alcances más amplios.

7 Referencias

- Adam C. y Jäger C. (2011), “**Seismic collapse capacity of basic inelastic structures vulnerable to the P-Delta effect**”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 41, pp. 775-793.
- Adam C. y Jäger C. (2012), “**Simplified collapse capacity assessment of earthquake excited regular frame structures vulnerable to P-Delta**”, Engineering Structures 44, pp. 159–173.
- ASCE/SEI (2017), “**ASCE 41-13 Seismic evaluation and retrofit of existing buildings**”, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Ayala A.G., Castellanos H y López S. (2012), “**A displacement-based seismic design method with damage control for RC Buildings**”, Earthquakes and Structures, 3, pp. 413-434.
- Baker J. (2015), “**Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis**”, Earthquake Spectra 31(1), pp. 579-599.
- Bento R. y Azevedo J. (2000), “**Behaviour coefficient assessment for soft storey structures**”, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda.
- Bernal D. (1998), “**Instability of buildings during seismic response**”, Engineering Structures 20, pp. 496–502.
- Burton H. y Deierlein G. (2014). “**Simulation of seismic collapse in nonductile reinforced concrete frame buildings with masonry infills**”, Journal of Structural Engineering, ASCE 140(8).
- Clough RW. Johnston SB. (1966) “**Effects of stiffness degradation on earthquake ductility requirements**”, Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan.
- CEN (1994) “**Eurocode 8, Design provisions for earthquake resistance of structures,**” ENV 1998-1-1:1994, Commission of the European Communities, Bruselas.
- Chintanapakdee C. y Chopra A. K. (2004) “**Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses**”, ASCE J. Struct. Eng., 130(8): pp. 1177-1185
- Chopra A. K. (2011) “**Dynamics of Structures: Theory and applications to earthquake engineering**” 4a Edición, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Prentice Hall, Boston, MA
- Crisafulli F. (1997), “**Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills**”, Tesis de doctorado, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Dadi, K. and Agarwal, P. (2013) “**Updating of nonlinear analytical modeling of soft storey RC frame building models based on cyclic test results**”, Bull Earthquake Eng., 11, pp.1493–1515
- Das S. y Nau M. (2003), “**Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings**”, Earthquake Spectra 19-3, pp. 455-477.
- Di Trapani F., Macaluso G., Cavaleri L. y Papia M. (2015), “**Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach**”, European Journal of Environmental and Civil Engineering 19(9), pp. 1059-1095.

- Elwood J. y Moehle J. (2006), “**Idealized backbone model for existing reinforced concrete columns and comparison with FEMA 356 criteria**”, Structural Design of Tall and Special Buildings 15, pp. 553-569.
- Esteva L. (1992), “**Nonlinear Seismic Response of Soft-First-Story Buildings Subjected to Narrow-Band Accelerograms**”, Earthquake Spectra, 8(3), pp. 373-389.
- FEMA (2009), “**FEMA P-695 Quantification of building seismic performance factors**”, Technical Report, Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- FEMA (2012), “**FEMA P-58 Seismic performance assessment of buildings**”, Technical Report, Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Fragiadakis M., Vamvatsikos D. y Papadrakakis M. (2006), “**Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-storey steel frame**”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 35, 1489–1509.
- Furtado A., Rodrigues H. y Arede A. (2015), “**Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behavior of RC buildings using OpenSees**”, International Journal of Advanced Structural Engineering 7, pp. 117-127.
- GCDMX (2017a), “**Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo**”, Gobierno de la Ciudad de México.
- GCDMX (2017b), “**Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto**”, Gobierno de la Ciudad de México.
- GCDMX (2017c), “**Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería**”, Gobierno de la Ciudad de México.
- GDF (2014), NTC “**Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo**”, Gobierno de la Ciudad de México.
- Guevara-Perez L. (2012), “**Soft-story and weak-story in earthquake resistant design: a multidisciplinary approach**”, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- Haselton C., Deierlein G. (2007) “**Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings**”, John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 156, Stanford University, California.
- Haselton C., Liel A. y Deierlein G. (2009), “**Simulating structural collapse due to earthquakes: model idealization, model calibration and numerical solution algorithms**”, COMPDYN 2009, Memorias de la 2nd international conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, M. Papadrakakis, N.D. Lagaros, M. Fragiadakis (eds.), CRC Press, Boca Ratón, FL.
- Housner G. W. (1956) “**Limit Design of Structures to Resist Earthquakes**”, 1st World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, CA, pp. 5.1 – 5.13.
- Ibarra L.F., Medina R. A. y Krawinkler H. (2005). “**Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration**”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(12), 1489-1511.
- Ibarra L. y Krawinkler H. (2005), “**Global collapse of frame structures under seismic excitations**”, Technical report No. 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford CA.

- ICBO (1997). **“1997 Uniform Building Code”** Volume 2, International Conference of Building Officials Publication Department, Whittier, CA.
- Kaushik H., Durgesh R. y Sudhir J. (2009), **“Effectiveness of some strengthening options for masonry-infilled RC frames with open first story”**, Journal of Structural Engineering 135: 8(925).
- Kirac N., Dogan M. y Ozbasaran H. (2011), **“Failure of weak-storey during earthquakes”**, Engineering Failure Analysis, 18 pp. 572-581.
- Leal J., Perez-Gavilan J., Castorena J. y Velazquez J. (2017) **“Infill walls with confining elements and horizontal reinforcement, an experimental study”**, Engineering Structures 150, pp. 154-165.
- Lignos D. y Krawinkler H. (2009), **“Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitation”**, Technical report No. 177, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford CA.
- Lignos D., (2014), **“Interactive interface for incremental dynamic analysis procedure (IIDAP) using deteriorating single degree of freedom systems”**, McGill University, Montreal, Quebec Canada.
- López S. (2016) **“A displacement-based seismic design method for framed structures involving sidesway-collapse prevention”**, Tesis de doctorado, Programa de Posgrado en Ingeniería, UNAM.
- Mainstone R. (1971), **“On the stiffness and strength of infilled frames”**, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Londres, 7360S, 57.
- McKenna F., Fenves G. y Scott M. (2000), **“Open system for earthquake engineering simulation”**, University of California, Berkeley CA.
- Miranda E. y Akkar S. (2003), **“Dynamic Instability of Simple Structural Systems”**. Journal of Structural Engineering 12(1722).
- Miranda E. y Ruiz-García. (2002), **“Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites”**, Engineering Structures 2, pp. 1271–1281.
- Mosalam K. y Gunay S. (2014), **“Progressive Collapse Analysis of RC Frames with URM Infill Walls Considering In-Plane/Out-of-Plane Interaction”**, Earthquake Spectra. 31(2) pp. 921-943.
- Mosalam K., Ayala G., White R.N. y Roth C. (1997). **“Seismic fragility of LRC frames with and without masonry infill walls”**, Journal of Earthquake Engineering 1:4, pp. 693-720.
- Negro P. y Colombo A. (1997), **“Irregularities induced by nonstructural masonry panels in framed buildings”**, Engineering Structures 19(7), pp. 576-585.
- Paulay T. y Priestley MJN (1992), **“Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”**, John Wiley and Sons, New York.
- Polyakov S.V. (1957), **“Masonry in framed buildings, an investigation into the strength and stiffness of masonry infilling”**, Boston Spa. Yorkshire
- Rodrigues H. Varum H. y Costa A. (2010), **“Simplified macro-model for infill masonry panels”**, Journal of Earthquake Engineering, 14:390.

- Rodsin K., Nelson L., Wilson J. L. y Goldsworthy H. (2006) “**Seismic fragility curves for soft-storey buildings**”, Proc. Conference of the Australian Earthquake Engineering Soc., pp 91-100, Canberra, Australia.
- Ruiz S. y Diederich R. (1989), “**The Mexico Earthquake of September 19, 1985**”, Earthquake Spectra 5(1), pp. 89-102.
- Stafford-Smith B. y Carter C. (1969), “**A method of analysis for infilled frames**”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers (44), pp 31-48.
- Tanganelli M., Rotunno T. y Viti S. (2017), “**On the modelling of infilled RC frames through strut models**”, Cogent Engineering, 4(1).
- Tena-Colunga A. (2010) “**Review of the Soft First Story Irregularity Condition of Buildings for Seismic Design**”, The Open Civil Engineering Journal, 2010, 4, pp. 1-15
- Vamvatsikos D. y Cornell A. (2002), “**Incremental dynamic analysis**”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 491–514.
- Vamvatsikos Dimitrios y Cornell C. A. (2004) “**Applied Incremental Dynamic Analysis**”, Earthquake Spectra 20:2, pp. 523-553
- Veletsos A. y Newmark N. (1960) “**Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motion**” 2nd World Conference on Earthquake Engineering, volume 2, pp 895–912, Tokyo, Japón.
- Williamson E. (2003), “**Evaluation of damage and P-Delta effects for systems under earthquake excitation**”, Journal of Structural Engineering 128, 8(1036).
- Zeris C. A. (2015) “**Behavior Factor and Ductility**”, en: Beer M., Kougoumtzoglou I., Patelli E., Au IK. (eds) Encyclopedia of Earthquake Engineering. Springer, Berlin, Heidelberg.