

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE FACHADAS PREFABRICADAS DE CONCRETO DEL TIPO “PISO A PISO”

Gerardo Aguilar⁽¹⁾, Eduardo Reinoso⁽¹⁾ y Mauro Niño⁽²⁾

RESUMEN

Durante algunos eventos sísmicos recientes en México, se ha observado que, a pesar de haber un adecuado comportamiento del sistema estructural, no siempre existe un adecuado comportamiento de los sistemas no estructurales. En esta investigación se llevan a cabo análisis no lineales paso a paso para estudiar el comportamiento de fachadas prefabricadas de concreto del tipo “piso a piso”, las cuales han presentado fallas y desprendimientos aun cuando la estructura no ha sufrido daño. Para alcanzar este objetivo, se evalúan los desplazamientos y aceleraciones de cada uno de los pisos de un edificio de 15 niveles y 4 crujías, donde se calcula el nivel de daño de diferentes paneles. Para obtener estas respuestas, se diseña el sistema estructural mencionado utilizando el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004 y se realiza un análisis dinámico incremental utilizando el registro sísmico del sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985, obtenido en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Se observa que al reducir las fuerzas sísmicas por ductilidad y sobrerresistencia, se podrían ignorar las fuerzas reales durante un sismo que son mayores a las de diseño, lo que podría provocar daño en las fachadas estudiadas.

Palabras clave: fachadas prefabricadas; comportamiento sísmico; pérdida de vidas; riesgo sísmico

SEISMIC BEHAVIOR OF “FLOOR TO FLOOR” PRECAST CONCRETE FACADES

ABSTRACT

During recent earthquakes in Mexico, it has been observed that despite a proper behavior of the structure, there are failures and damage among non-structural elements. This paper presents analytical time-history analysis and results of the seismic behavior of “floor to floor” precast concrete facades. This analysis includes the evaluation of accelerations and displacements at the supports of the panels

Artículo recibido el 6 de diciembre de 2017 y aprobado para su publicación el 22 de junio de 2018. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, UNAM, Av. Universidad 3000, Col. Universidad Nacional Autónoma de México, 04510 Ciudad de México, e-mail: ereinosoa@iingen.unam.mx

⁽²⁾ Facultad de Ingeniería, UNAM, Av. Universidad 3000, Col. Universidad Nacional Autónoma de México, 04510 Ciudad de México, e-mail: mninol@iingen.unam.mx

in a 15-story building. For the structural design, the 2004 Mexico City code has been used. An incremental dynamic analysis was carried out using the record of the 1985 earthquake at the site SCT. It has been observed that after reducing the seismic design forces by ductility and over strength, it may be possible to ignore that the actual forces are larger than the design forces, which may cause damage to the precast concrete facades.

Keywords: precast facades; seismic behavior; life losses; seismic risk

INTRODUCCIÓN

Los sismos son una de las amenazas naturales menos predecibles y de mayor impacto para la sociedad tanto en pérdidas de vidas como en costos financieros debido a que no existe método alguno para prever el instante en el que se originan (Hareer, 2007). Una estructura civil se considera sísmicamente segura cuando ante un terremoto similar al considerado de diseño no se presentan daños en la estructura que puedan ocasionar el colapso de la misma, ni a los contenidos de la edificación (apéndices, instalaciones y equipo, entre otros). Desafortunadamente, en el diseño sísmico de estructuras, se concede poca importancia a los contenidos o elementos no estructurales y, si se toma en cuenta la seguridad de las personas expuestas a un posible colapso de estos elementos, o costo de reposición, o a las pérdidas involucradas y la suspensión de actividades de la misma edificación, es evidente que es de gran importancia el desempeño sísmico de estos elementos.

Los sistemas de fachadas de paneles prefabricados de concreto son elementos meramente arquitectónicos, sin funciones estructurales, que han ganado popularidad en la industria de las fachadas durante las últimas décadas. Por ello, actualmente existe una gran variedad de sistemas de fachadas prefabricadas a base de paneles de concreto, que generalmente se dividen en las siguientes categorías (PCI, 2004):

- Paneles de pared sólida: elementos que van de “piso a piso”, es decir, están conectados a la estructura en dos niveles adyacentes de la misma.
- Paneles de pared con ventana: parecidos a los anteriores, con la única diferencia de que en lugar de ser una pared sólida, hay uno o varios orificios para permitir la creación de ventanas.
- Paneles tipo “Spandrel”: conectados solamente a la viga o al diafragma en solo un nivel de la estructura.
- Paneles de cubierta de columna: se adhieren solamente a las columnas de la estructura principal.

En años recientes, estos elementos se han convertido en uno de los elementos no estructurales de mayor valor económico del edificio (Taghavi y Miranda 2003), sin embargo, el diseño de los mismos ha sido poco regulado, teniendo como consecuencia un desempeño sísmico variado como se ha observado en eventos sísmicos recientes. Durante el sismo de Alaska de 1964 y el de Whittier de 1987, se presentaron fallas en sistemas de fachadas prefabricadas de concreto. Sin embargo, en el sismo de Loma Prieta de 1989, no se presentaron daños en los paneles prefabricados (Sielaff *et al.*, 2005). De igual manera, no se presentaron daños severos en los sistemas de fachadas prefabricadas de concreto durante el sismo de Northridge de 1994 (Iverson y Hawkins 1994). Por otro lado, se reportaron numerosos casos de daños moderados y severos después de los sismos de México de 1985 (Goodno *et al.*, 1989), y de Hyogo-Ken

Nanbu de 1995 (Horii *et al.*, 1995). Más recientemente, se observaron fallas severas en las conexiones de fachadas prefabricadas de concreto durante el sismo de L’Aquila de 2009 (Miyamoto International, 2009) y se presentó el colapso de paneles prefabricados de concreto en el sismo de Chile de 2010 (Gosh y Cleland 2010). Durante el sismo de Christchurch de 2011, se presentaron fallas en fachadas arquitectónicas de concreto debido a errores de instalación en sus conexiones (Baird *et al.*, 2012), y durante el sismo de Emilia-Romaña en Italia de 2012, se presentaron fallas importantes en las fachadas prefabricadas debido a un espaciado insuficiente entre los paneles de concreto (Bournas *et al.*, 2013). Desafortunadamente, la información que se tiene sobre el comportamiento sísmico de estos elementos es escasa, y es por esto que dentro de las normas y reglamentos oficiales de cada región no se definen de manera adecuada las demandas a emplear en el diseño, así como tampoco se presentan metodologías de diseño específicas para este tipo de sistemas.

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo, NTCS-2004 (GDF, 2004), indican que cuando los elementos de una estructura, como muros o paneles, no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura sin restringir la deformación de ésta en el plano del muro, pero a su vez, se debe impedir el volteo de estos elementos en dirección normal a su plano. Para satisfacer lo anterior, es común en la práctica que se consideren los siguientes pasos (Hutchinson *et al.*, 2014):

1. Se diseñan conectores fijos que mantengan el panel adherido a la estructura principal
2. Se diseñan conectores móviles capaces de resistir fuerzas fuera del plano del panel, pero que, al mismo tiempo, permitan el movimiento del panel dentro del edificio
3. Se define el espacio de las juntas entre los paneles para evitar que exista contacto entre ellos durante el evento sísmico

Lo anterior es al parecer sencillo y adecuado, sin embargo, la respuesta de estos elementos, y en consecuencia, el daño que puedan sufrir, requiere considerar algunos detalles de la dinámica estructural que no todos los ingenieros toman en cuenta, lo que resulta en diseños probablemente inadecuados. Por esta razón, en este trabajo se analiza un sistema típico de fachada prefabricada de concreto del tipo “piso a piso” y con base en los resultados obtenidos, se hacen comentarios y se proponen recomendaciones en el diseño de estos elementos no estructurales para mitigar los daños, directos e indirectos, que pueden resultar por el colapso de estos elementos.

CASO DE ESTUDIO

Se estudia la respuesta de un edificio que se encuentre desplantado en una zona de la Ciudad de México con un periodo dominante del suelo de 2.0 segundos, diseñado con el Apéndice A de las NTCS-2004. El sistema estructural propuesto consiste en un marco plano de acero estructural de 15 niveles y cuatro crujiás, con alturas de entrepiso de tres metros y longitudes de claros de cinco metros. La estructuración consta de columnas con secciones IR356X215.9 (para los primeros seis niveles), IR356X196.5 (para los siguientes cinco niveles), y IR356X44.7 (para los últimos cuatro niveles); mientras que las secciones de las vigas son de IR457X89.4 (para los primeros cuatro niveles), IR457X81.9 (para los siguientes cuatro niveles), y IR406X46.2 (para los últimos siete niveles); todos los perfiles de la estructura son de acero A-50. En la figura 1 se describe la configuración del sistema estructural.

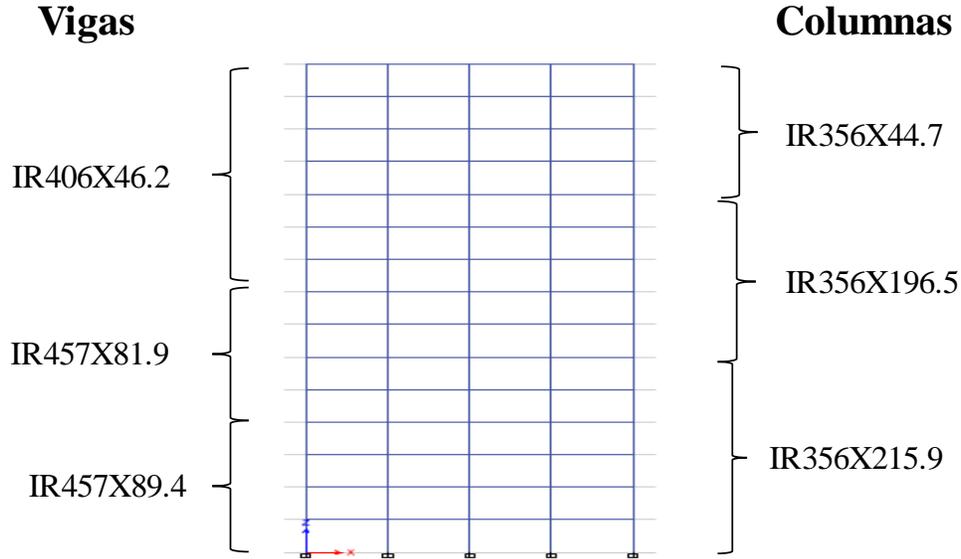


Figura 1. Configuración y elementos del sistema estructural en estudio

Con base en el Apéndice A de las NTCS-2004 (GDF, 2004), a partir del periodo fundamental del suelo, del periodo fundamental del modelo estructural ($T = 1.26$ seg) obtenido de un prediseño y de la configuración estructural del sistema, se obtienen los valores de la tabla 1. Con estos valores se construye el espectro de aceleraciones elástico con el cual se realizó el análisis modal espectral para el diseño del marco.

Tabla 1. Valores utilizados para la estimación de los espectros de diseño

a_0	c	T_a	T_b	k	Q	Q'	R
0.25	1.2	1.175	2.4	0.35	4	6.07	2

En la tabla 1, a_0 es el valor de la ordenada de los espectros de diseño que corresponde a $T = 0$; c es el coeficiente sísmico; T_a y T_b son los periodos característicos que definen la meseta de los espectros de diseño; k es una variable empleada para calcular el factor de reducción por sobrerresistencia; Q es el factor de comportamiento sísmico, independiente de T ; Q' es un factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño y R es el factor de reducción por sobrerresistencia.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño de la estructura y para la revisión de ambas condiciones de desplazamientos presentadas en el Apéndice A de las NTCS-2004, en donde la condición de desplazamientos relativos para la limitación de daños a elementos no estructurales se considera de 0.004 veces la altura de entrepiso para el caso de estudio, las aceleraciones del espectro de diseño elástico se pueden reducir por los factores de ductilidad, Q' , y de sobrerresistencia R . En la figura 2 se hace una comparación del espectro elástico de diseño empleado, con los espectros reducidos por los factores de ductilidad para la revisión de ambas condiciones de desplazamientos antes mencionadas. Es evidente que las aceleraciones se reducen de manera muy importante, esto es debido a que el factor de comportamiento sísmico, Q , asignado al modelo estructural, es de 4.

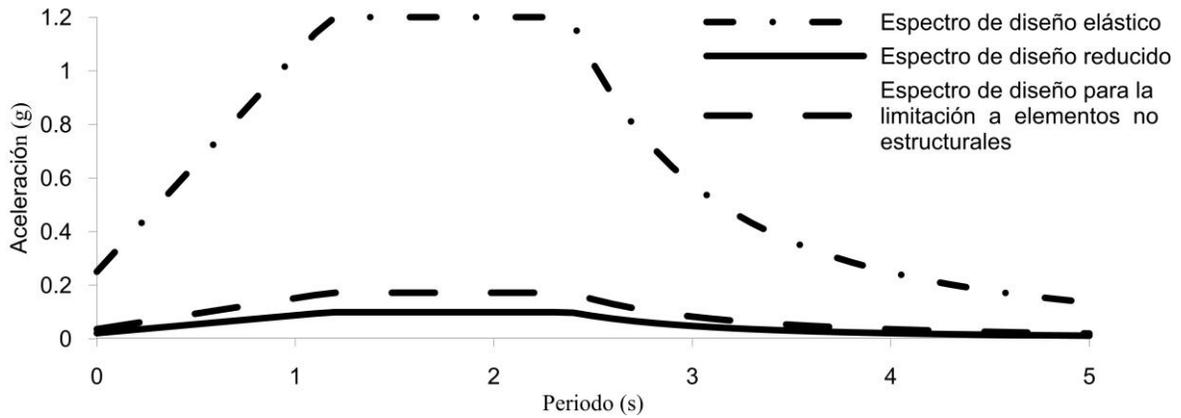


Figura 2. Comparación de los espectros de diseño

GEOMETRÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SISTEMA DE FACHADA PREFABRICADA

En esta investigación se analiza un sistema de fachadas prefabricadas de concreto del tipo “piso a piso” debido a la importancia de la interacción de los paneles con los desplazamientos relativos de entrepiso. En la figura 3 se observa la configuración de conexión fachada-estructura, la cual consiste en conectores rígidos o fijos en la parte inferior del panel que cumplen la función de mantenerlo adherido a la estructura, y conectores móviles dúctiles en la parte superior del mismo que cumplen las funciones de mantener a plomo los paneles y de aislarlos de los desplazamientos relativos de la estructura por medio de las deformaciones elásticas y plásticas de una varilla dúctil.

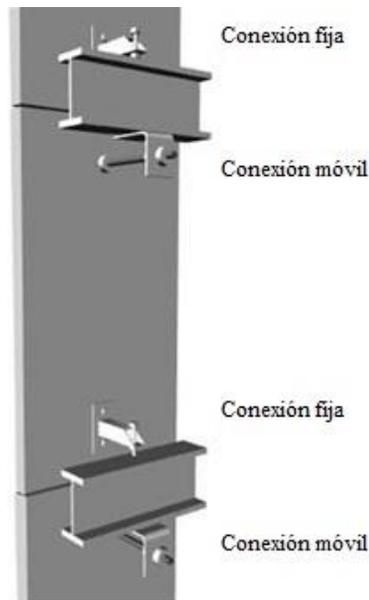


Figura 3. Sistema de conexión fachada-estructura utilizado en la investigación (Modificado de Arnold, 2016)

Los conectores móviles empleados con este tipo de paneles tienen generalmente las siguientes configuraciones:

- A. Conectores deslizantes: Estos consisten en una placa con un orificio roscado que es colado monolíticamente con el panel, una varilla roscada (generalmente de 1.905 cm o 2.54 cm de diámetro), un ángulo con una ranura y soldado a la estructura principal, tuercas y rondanas. La varilla roscada se conecta al panel por medio del orificio roscado antes mencionado, después se extiende a través de la ranura del ángulo que se encuentra unido a la viga o al piso de la estructura, para después unirlo a éste por medio de las rondanas y las tuercas. Los conectores deslizantes tienen el objetivo de permitir el desplazamiento relativo (en dirección al plano) entre el panel y el edificio, al permitir que la varilla roscada se deslice de un lado al otro dentro de la ranura ubicada en el ángulo. La varilla roscada transmite las fuerzas que se presentan fuera del plano a través de tensiones y compresiones axiales, pero es libre de deslizarse dentro del plano para lograr aislar el panel de la distorsión de entrepiso actuante en la estructura. Pruebas experimentales recientes (Pantoli *et al.*, 2014) han demostrado que estos conectores no suelen ser muy efectivos debido a que la ductilidad de la varilla roscada ocasiona que se presente un comportamiento de flexión en lugar de un comportamiento deslizante. Lo anterior se confirma en la prueba experimental a escala real en San Diego (Hutchinson *et al.*, 2014) en la cual se realizaron pruebas sísmicas con conectores deslizantes con variaciones en la longitud de estos, y la mayoría de estos conectores presentaron un mal comportamiento al presentarse articulaciones plásticas en la varilla roscada.
- B. Conectores dúctiles: que engloban componentes similares a los usados en los conectores deslizantes, sin embargo, la varilla roscada es más larga y no existe una ranura en el ángulo. Este tipo de conectores permiten el desplazamiento relativo entre el panel y la estructura a través del comportamiento dúctil de la varilla roscada. Es decir, el desplazamiento se disipa a través de deformaciones elásticas e inelásticas de la varilla. Es importante que el material de la varilla roscada sea dúctil por lo que se suele utilizar acero ASTM A-36 (Hutchinson *et al.*, 2014). Recientes estudios experimentales (McMullin, 2014) han demostrado que este tipo de conectores presentan un buen desempeño sísmico, y que los conectores que poseen varillas roscadas con longitudes mayores de 38 cm pueden alcanzar a soportar desplazamientos relativos de hasta 12 cm o más. De igual manera, en la prueba experimental a escala real (Hutchinson *et al.*, 2014) se analizaron conectores dúctiles con diferentes longitudes, y la mayoría de estos presentaron un comportamiento adecuado.

Las dimensiones del panel de concreto en estudio son representativas de las que se encuentran en casos prácticos, teniendo un espesor de 10 cm, una longitud de 500 cm, y un ancho de 300 cm.

La longitud y diámetro de las varillas dúctiles son factores importantes para un buen desempeño del sistema, lo anterior debido a la relevancia de estas propiedades geométricas en el comportamiento dúctil del conector (Hutchinson *et al.*, 2014). Por esta razón, para estudiar la variación del comportamiento sísmico de los conectores móviles se propone estudiar cuatro tipos de conectores dúctiles, diferenciándose por la longitud (20 y 40 cm) y diámetro (1.905 y 2.54 cm) de varilla (tabla 2). Para garantizar la ductilidad en el comportamiento del conector se propone que el material a emplear sea acero A-36.

Tabla 2. Dimensiones de los conectores móviles tipo dúctil

Conector	Longitud	Diámetro
CD-1	20 cm	1.905 cm
CD-2	20 cm	2.54 cm
CD-3	40 cm	1.905 cm
CD-4	40 cm	2.54 cm

ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

Se realizó un Análisis Dinámico Incremental (IDA por sus siglas en inglés) que es un método de análisis paramétrico que estima el comportamiento de una estructura bajo carga sísmica (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Consiste en llevar a cabo una serie de análisis no-lineales paso a paso de una estructura, usando como demanda uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad. De estos análisis se obtienen curvas IDA, en las cuales se presentan índices de desempeño dependientes de niveles de intensidad de demanda (p. e. distorsiones máximas de entrepiso *vs* aceleraciones espectrales) y curvas de capacidad dinámica, donde el comportamiento de la estructura se representa en el espacio cortante basal contra desplazamiento máximo de azotea (Fragiadakis y Vamvatsikos, 2011).

Existen diferentes medidas de intensidad para la realización de un análisis IDA, entre ellas la aceleración máxima del suelo, la velocidad máxima del suelo, o la aceleración espectral, siendo esta última muy popular como medida de intensidad sísmica. Recientemente se han propuesto nuevas medidas de intensidad sísmica, Baker y Cornell (2005) propusieron el vector $\langle S_{a,\epsilon} \rangle$ que está relacionado con la forma espectral elástica. Bojórquez y Iervolino (2011) propusieron el parámetro I_{Np} , cuyo objetivo es el capturar con buena aproximación la forma espectral, a partir de un parámetro conocido como N_p . Bojórquez *et al.* (2017) desarrollaron una medida de intensidad sísmica generalizada conocida como intensidad de Bojórquez (I_B) la cual incorpora la influencia del comportamiento no lineal, modos superiores, entre otras cosas. En esta investigación se utiliza la aceleración espectral elástica correspondiente al primer modo de vibrar de la estructura, representada como función de la aceleración de la gravedad.

Al realizar el análisis IDA se obtiene el comportamiento elástico e inelástico del marco de acero de 15 niveles que sostiene a los paneles de concreto, de tal manera que se puedan calcular las aceleraciones y los desplazamientos relativos de entrepiso que afectarían al sistema de fachadas prefabricadas de concreto en caso de presentarse un sismo de esa intensidad.

En esta investigación, el registro sísmico usado en el análisis es el obtenido en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de la Ciudad de México durante el sismo de 1985 en la dirección este-oeste. Durante este evento sísmico se registraron numerosas fallas en sistemas de fachadas prefabricadas de concreto, causando el colapso de algunos paneles, además que esta componente es la que contiene las máximas aceleraciones registradas durante ese sismo.

En la figura 4 se presentan las distorsiones de entrepiso obtenidas para cada una de las intensidades consideradas en el IDA. En esta figura se observa que para intensidades menores o igual a 0.65g, las distorsiones de entrepiso no exceden las distorsiones consideradas como últimas en el Apéndice A de las NTCS-2004 (GDF, 2004), más aún, si se considera que se empleó un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$, y por lo tanto, que las distorsiones que representan el inicio del daño estructural es de 0.0075 se puede considerar que los elementos estructurales de la edificación no presentarán ningún daño para intensidades sísmicas menores o iguales a 0.25g.

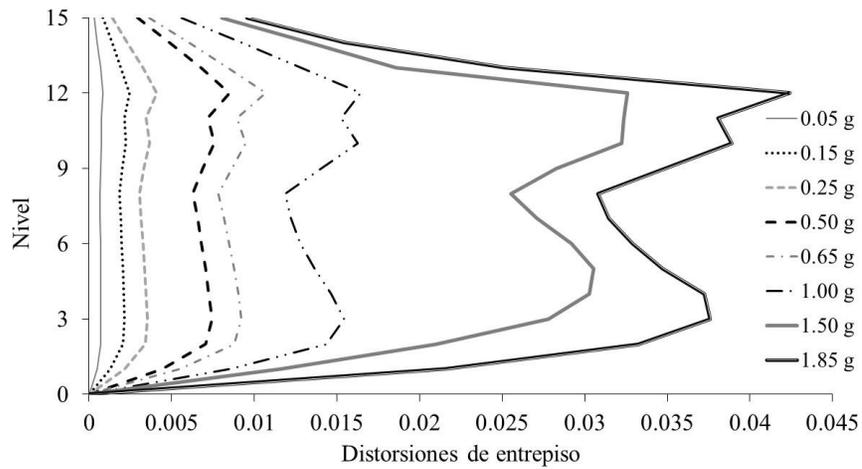


Figura 4. Distorsiones de entrepiso para las intensidades consideradas en el análisis IDA

Por otro lado, para relacionar una medida de intensidad con los daños al sistema de fachadas prefabricadas, es conveniente utilizar la aceleración espectral relacionada con las aceleraciones máximas de entrepiso y los desplazamientos relativos presentados. Por esta razón, después de realizar el IDA, se obtienen los desplazamientos relativos (figura 5) y aceleraciones de entrepiso (figura 6) asociados a cada una de las intensidades consideradas en el IDA.

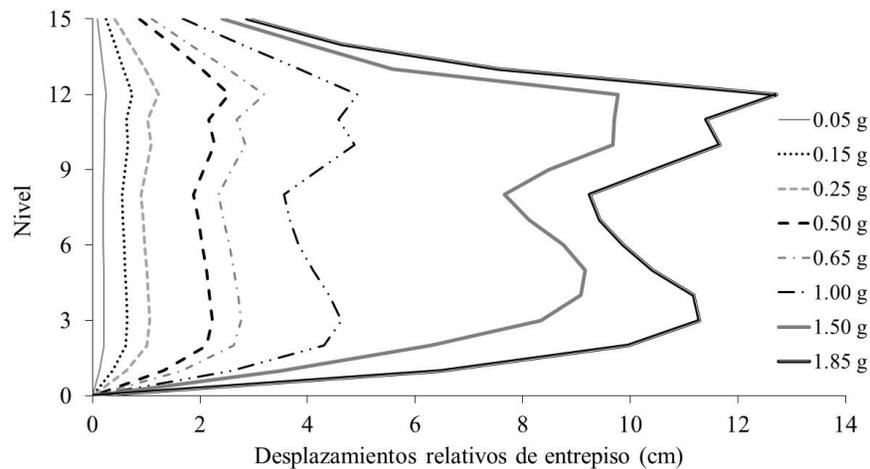


Figura 5. Desplazamientos relativos de entrepiso presentados en el IDA del sistema estructural

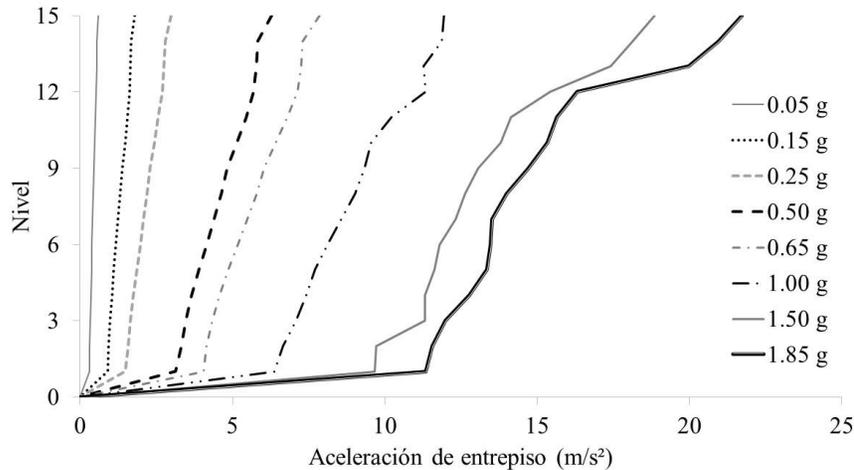


Figura 6. Aceleraciones de entrepiso presentadas en el IDA del sistema estructural

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE SISTEMAS DE FACHADAS PREFABRICADAS DE CONCRETO ANTE ACCIONES SÍSMICAS

Los principales motivos de la ocurrencia de daños en sistemas de fachadas prefabricadas de concreto del tipo “piso a piso” son (PCI, 2004; FEMA, 2011):

- Un mal diseño de los conectores móviles del panel.
- Un mal diseño de los conectores fijos del panel.
- Espaciamiento insuficiente entre los paneles.
- Daños en el material aislante entre los paneles de concreto.

Los conectores móviles considerados en esta investigación son del tipo dúctil, los cuales deben tener la capacidad de deformarse lo suficiente sin alcanzar el esfuerzo último del material para que los desplazamientos relativos de entrepiso del edificio que soporta la fachada no se restrinjan. Para definir el daño en este tipo de conectores se considera que éstos comienzan a dañarse cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia en estos y se tiene un daño del 100% cuando estos alcanzan el esfuerzo último del material. Por otro lado, los conectores fijos son los encargados de resistir las fuerzas cortantes que tratan de desprender el panel de la estructura principal. Si se presentan fuerzas sísmicas cortantes mayores a la de diseño se considera que los conectores fijos presentarán un daño del 100%.

Para que no exista contacto entre los paneles de concreto, debe existir un espacio suficiente entre éstos para que los desplazamientos laterales no sean motivo de impacto entre ellos ya que las características rígidas del concreto pueden ocasionar grietas en la fachada prefabricada. Por esta razón, si se presentan desplazamientos relativos mayores a los espaciamentos propuestos en esta investigación, se presentará un daño del 100%.

El material utilizado para sellar los espacios entre los paneles de concreto, de acuerdo con empresas prefabricadoras, es un sellador elástico de alto desempeño que tiene una capacidad de deformación de hasta 50% del ancho de la junta. Por lo anterior, si se presentan desplazamientos relativos mayores a la capacidad de deformación del material aislante, se considera que se presentará un daño del 100%.

Fuerzas sísmicas consideradas en la evaluación de paneles

Para conocer el comportamiento de las fachadas en función del daño que presentan con base en los resultados obtenidos de los análisis IDA, es necesario conocer cuál es la resistencia que tienen sus componentes, específicamente los conectores fijos que sujetan los paneles al sistema estructural, lamentablemente en la práctica profesional no se lleva a cabo el diseño de estos elementos, o en caso contrario, es común definir su resistencia considerando en el cálculo de la demanda de diseño la información disponible en las NTCS-2004 (GDF, 2004).

Los paneles de concreto entran en la categoría de apéndices, de la sección 8.4 de las NTCS-2004 para diseño por sismo empleando el método estático que se propone en este mismo reglamento, es por esto que en este artículo se considera que los conectores fijos del sistema de fachada en cuestión resisten una fuerza de diseño conforme a las especificaciones de la sección antes mencionada. Las NTCS-2004 establecen que esta fuerza se calcula “considerando la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por”

$$1 + \frac{c'}{a_0} \quad (1)$$

Siendo c' un factor que toma en cuenta los pesos a la altura en la que se encuentra el elemento a diseñar y a_0 es la aceleración del terreno. Considerando este lineamiento, en la tabla 3 se presentan las fuerzas de diseño para los conectores fijos.

Tabla 3. Fuerzas laterales de diseño de acuerdo con las NTCS-2004 para la fachada prefabricada de concreto del caso de estudio

Nivel	Fuerzas laterales “Fi” (N)	Peso del nivel “Wi” (kg)	$c' = (F_i/W_i)$	$1 + c'/a_0$ (s ² /m)	a_0 (m/s ²)	Masa de panel de concreto (kg)	Fuerzas de diseño (kg)
1	1359.5	21893.15	0.062097	1.307383	0.2020	3600	96.92
2	3557.2	21893.15	0.162480	1.804284	0.2020	3600	133.76
3	5857.2	21893.15	0.267535	2.324315	0.2020	3600	172.31
4	8105.8	21893.15	0.370243	2.832724	0.2020	3600	210.00
5	10237.4	21744.02	0.470814	3.330555	0.2020	3600	246.91
6	12264.3	21744.02	0.564030	3.791981	0.2020	3600	281.12
7	14195.9	21744.02	0.652864	4.231712	0.2020	3600	313.72
8	16152.4	21744.02	0.742843	4.677112	0.2020	3600	346.74
9	17877.7	20737.35	0.862101	5.267446	0.2020	3600	390.50
10	20463.7	20737.35	0.986804	5.884730	0.2020	3600	436.26
11	21733.8	20737.35	1.048050	6.187905	0.2020	3600	458.74
12	23510.1	18455.6	1.273873	7.305738	0.2020	3600	541.61
13	26100.1	18455.6	1.414210	8.000413	0.2020	3600	593.11
14	28127.2	18455.6	1.524046	8.544109	0.2020	3600	633.42
15	28957	18455.6	1.569008	8.766673	0.2020	3600	649.92

Como parte de un diseño adecuado de las fachadas, no debe existir contacto y menos impactos entre los paneles durante un evento sísmico. Por lo anterior, se debe considerar en el diseño el espaciamiento entre un panel y otro. En este trabajo se estudia el comportamiento de los paneles considerando dos espaciamientos diferentes: 10 y 20 milímetros.

Para estudiar la importancia de los diferentes elementos (conectores, paneles y sellador) en el comportamiento de un sistema de fachada se proponen cuatro tipos de conectores dúctiles (variando la longitud y diámetro de la varilla dúctil) y dos tipos de espaciamientos (variando la distancia entre un panel y otro) entre los bloques de concreto del sistema de fachadas prefabricadas en estudio, en total se proponen ocho combinaciones que se presentan en la tabla 4, donde se observa que la fuerza cortante de diseño es la misma para todas.

Tabla 4. Combinación de componentes para los sistemas de fachadas prefabricadas estudiados

Combinaciones	Conector dúctil		Fuerza de diseño del conector rígido (kg)	Dimensión de la junta entre los paneles (cm)	Capacidad de movimiento del sellador (cm)
	Longitud (cm)	Diámetro (cm)			
1	20	1.905	650	1	0.5
2	40	2.54	650	1	0.5
3	20	2.54	650	1	0.5
4	40	1.905	650	1	0.5
5	20	1.905	650	2	1
6	40	2.54	650	2	1
7	20	2.54	650	2	1
8	40	1.905	650	2	1

Respuesta sísmica de los modelos de fachadas prefabricadas

El nivel de daño de los conectores móviles está en función de la aceleración espectral asociada a los desplazamientos relativos de cada nivel de la estructura, por lo que se presentan daños en las varillas con intensidades de aceleración pequeñas, esto es debido a que el objetivo de este tipo de conectores es el de tener un comportamiento inelástico. Al presentarse un 100% de daño en el conector dúctil, la varilla tiene que ser reemplazada debido a que se ha alcanzado un estado de esfuerzo último del material.

Por otro lado, en las ocho combinaciones propuestas existen dos juntas diferentes entre los paneles de concreto, una de 1.0 cm y otra de 2.0 cm. La capacidad de movimiento del sellador en ambas juntas es de +/- el 50% del espaciamiento. En la tabla 5 se presenta la aceleración espectral relacionada con los desplazamientos relativos y las fuerzas sísmicas que exceden la capacidad de movimiento del sellador. En las combinaciones de fachadas prefabricadas de concreto en cuestión, que tienen 1.0 cm de distancia entre los paneles, se excede la capacidad de movimiento del sellador y la distancia de la junta, con una aceleración menor a la necesaria para ocasionar la falla en los mismos componentes de las combinaciones con 2.0 cm de espaciamiento. De los resultados obtenidos del análisis IDA, se observa que los conectores fijos se fracturan con la misma aceleración espectral en todas las combinaciones, debido a que todos fueron diseñados con la misma fuerza cortante. Es alarmante que los resultados indiquen daños del 100% en los conectores fijos cuando se presentan aceleraciones de una intensidad baja (0.15 – 0.25 g) que no ocasionan daño en el sistema estructural que los soporta. Esto representa un daño global total del sistema, puesto que son estos conectores los que mantienen adherido el panel a la estructura principal.

Tabla 5. Aceleración espectral relacionada con el 100% de falla del sellador, el agrietamiento, y los conectores fijos de los paneles

Nivel	Combinaciones 1, 2, 3 y 4 Aceleración espectral (g)			Combinaciones 5, 6, 7 y 8 Aceleración espectral (g)		
	Desprendimiento o desgarre del material aislante de las juntas	Contacto entre los paneles de concreto	Fractura de conectores fijos	Desprendimiento o desgarre del material aislante de las juntas	Contacto entre los paneles de concreto	Fractura de conectores fijos
1	0.25	0.524	0.393	0.524	0.917	0.393
2	0.131	0.25	0.393	0.25	0.524	0.393
3	0.131	0.25	0.393	0.25	0.524	0.393
4	0.131	0.25	0.262	0.25	0.524	0.262
5	0.131	0.25	0.25	0.25	0.524	0.25
6	0.131	0.262	0.25	0.262	0.524	0.25
7	0.15	0.393	0.25	0.393	0.655	0.25
8	0.131	0.393	0.25	0.393	0.655	0.25
9	0.131	0.262	0.25	0.262	0.655	0.25
10	0.131	0.25	0.25	0.25	0.524	0.25
11	0.131	0.25	0.25	0.25	0.524	0.25
12	0.131	0.25	0.25	0.25	0.524	0.25
13	0.131	0.25	0.25	0.262	0.524	0.25
14	0.25	0.25	0.25	0.393	0.786	0.25
15	0.393	0.15	0.15	0.655	1.441	0.15

En la figura 7 se presenta, para cada entrepiso, el comportamiento de las varillas de los conectores dúctiles debido a los desplazamientos relativos de entrepiso, calculados durante el análisis IDA para las diferentes aceleraciones espectrales consideradas en el análisis.

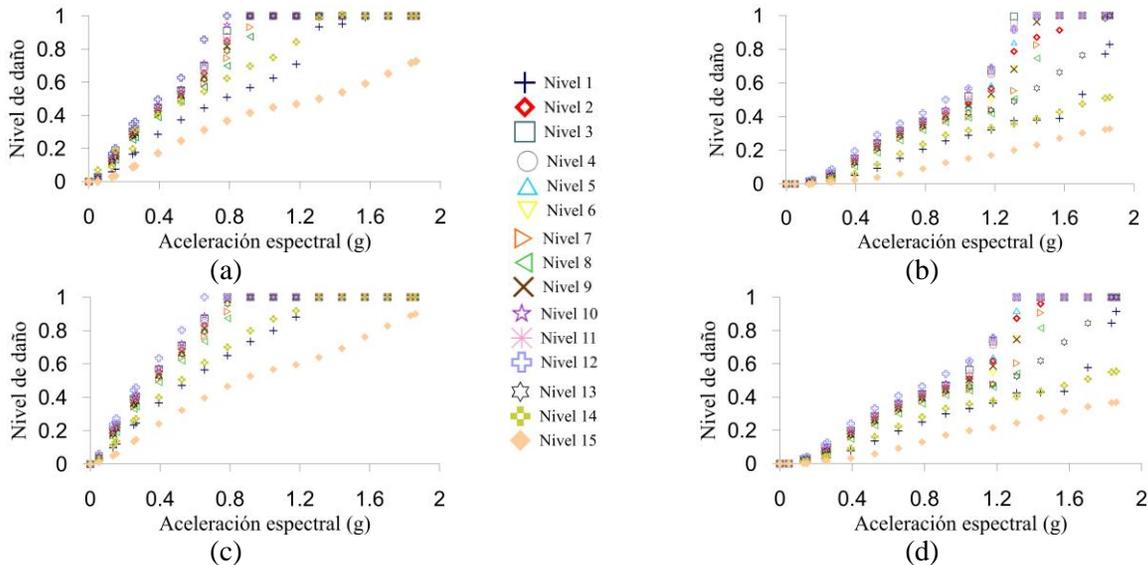


Figura 7. Comportamiento sísmico de las varillas dúctiles de los conectores móviles: (a) Combinaciones 1 y 5 del sistema, (b) Combinaciones 2 y 6 del sistema, (c) Combinaciones 3 y 7 del sistema, (d) Combinaciones 4 y 8 del sistema

En la figura anterior se observa que los conectores móviles pertenecientes a las combinaciones 2, 4, 6 y 8 (figuras 7b y 7d) presentan un mejor comportamiento debido a que las varillas de sus conectores móviles tienen una longitud del doble que las del resto de las combinaciones (figuras 7a y 7c). Por otro lado, la respuesta sísmica de los conectores fijos, el aislante y el daño en paneles por golpeteo fue del tipo frágil, es decir, cambian de un nivel de daño cero a un daño total una vez que se alcanza su capacidad de resistencia definida por la aceleración mostrada en la tabla 5.

Representación del daño

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad que describe el nivel de daño de un sistema ante un sismo, y se propone en este estudio para representar el daño del sistema de fachada para los cuatro elementos mencionados que la componen. La vulnerabilidad que se calcula en este trabajo requiere una curva para describir el nivel de pérdida de los cuatro elementos que tienen probabilidad de causar un daño en el sistema. Es por esto que se propone realizar una ponderación de daño para transformar los cuatro daños locales en un solo daño general. Se considera un daño del 100%, cuando el panel en cuestión tiene que ser reemplazado. Al realizar la reposición, se tienen que considerar las acciones necesarias para realizar dicho reemplazo, es decir, los costos directos e indirectos del elemento a reemplazar. En otras palabras, las pérdidas de un elemento están relacionadas directamente con los costos directos e indirectos de su reemplazo. Es por esto que con base a los precios comerciales de los elementos que componen el sistema de las fachadas, se obtienen los porcentajes ponderados observados en la tabla 6. Es evidente que la falla de los conectores rígidos es la que tiene más impacto, ya que representa un 100% de daño a nivel global del sistema de fachada, ya que estos conectores mantienen al panel conectado a la estructura principal. Por otro lado, si se presenta una falla en alguno de los otros tres elementos del sistema, el nivel de daño a nivel global es considerablemente bajo.

Tabla 6. Ponderación de los daños del sistema de fachadas prefabricadas de concreto en cuestión

Tipo de daño	Porcentaje de daño a nivel global
Daño en las varillas de los conectores dúctiles al alcanzar el esfuerzo último del material.	6.5
Daño en los conectores fijos al fracturarse debido a que se presentan fuerzas cortantes mayores a las de diseño.	100.0
Daño en los paneles de concreto al presentarse grietas debido al contacto entre estos causado por un espaciamiento insuficiente de las juntas. Aunque generalmente el daño se mide por grietas, éstas pueden ser resanadas y reforzadas sin necesidad de sustituir el panel.	5.5
Daño en el sellador de las juntas al presentarse desprendimiento del mismo causado por el movimiento sísmico.	5.0

Con base en los resultados ponderados obtenidos, se proponen las curvas que representan el nivel de daño en los sistemas de fachadas dada una aceleración espectral elástica. En la figura 8 se presentan las curvas para cada combinación y para cada entrepiso (líneas grises). De igual forma, para cada combinación se presenta la curva promedio que toma en cuenta el nivel de daño que se presenta en cada entrepiso (líneas negras).

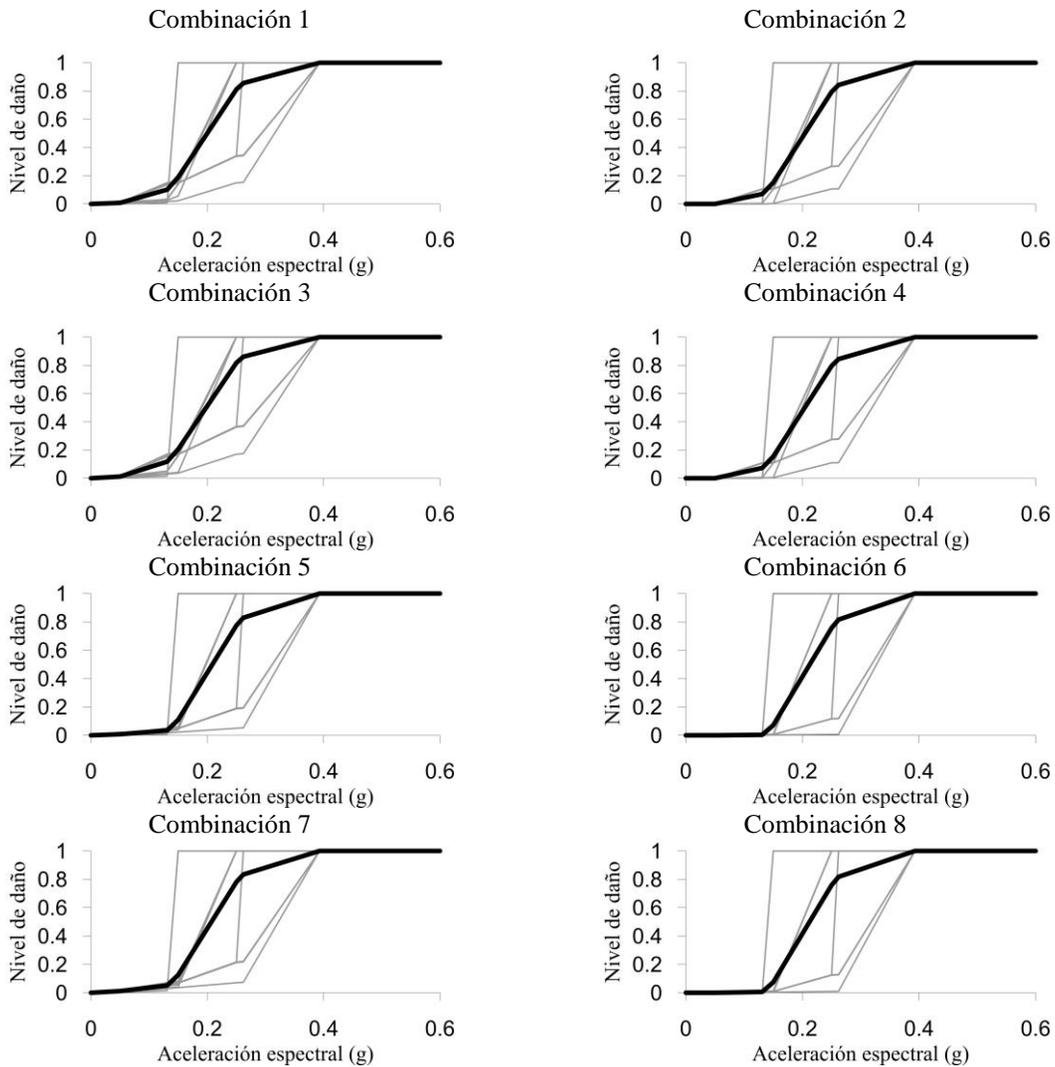


Figura 8. Curvas de vulnerabilidad para cada combinación del sistema de fachadas en cuestión

Al comparar las curvas de las ocho combinaciones, se presenta una gran similitud entre ellas, ya que la aceleración espectral relacionada al 100% del daño es la misma en todas. Esto se debe a que el elemento que tiene el porcentaje de daño global más importante (conectores fijos) es el mismo en todas las combinaciones. Sin embargo, se pueden apreciar diferencias entre las curvas, que son producidas por las variaciones en los otros elementos de daño que componen a los sistemas de fachadas prefabricadas del caso de estudio. Existe una ligera variación entre las primeras cuatro combinaciones y las últimas cuatro. En las primeras combinaciones (las pertenecientes a los paneles prefabricados con juntas de 1 cm) se presentan daños con aceleraciones espectrales menores que las necesarias para producir daños a los paneles con espaciamientos de 2 cm. Las variaciones existentes entre una combinación y otra no son reflejadas en las gráficas de una manera clara, esto debido a que el porcentaje de daño global que le corresponde a los elementos que causan estas diferencias es muy bajo.

Para obtener una curva que describa el comportamiento de cada una de las ocho diferentes combinaciones de sistemas de fachadas prefabricadas, se realiza un promedio de las diferentes curvas de cada combinación. En la figura 9 se aprecian las ocho curvas pertenecientes a cada una de las combinaciones, donde sigue siendo evidente la similitud entre ellas.

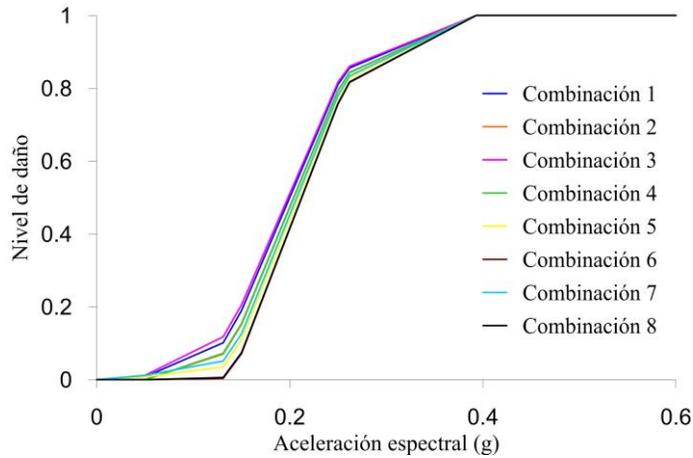


Figura 9. Curvas de daño de las ocho combinaciones de los sistemas de fachadas prefabricadas de concreto en cuestión

Como resultado de lo anterior, en la figura 10 se presenta con una línea continua la curva que relaciona la aceleración espectral con el nivel de daño del sistema, y que se obtiene con base en las ocho curvas de la figura 9. Además, se presenta con una línea discontinua la desviación estándar que relaciona la aceleración espectral con la dispersión de daño del sistema de fachada, y se obtiene con los niveles de daño que se presentan en las gráficas de cada una de las curvas que se muestran en la figura 7.

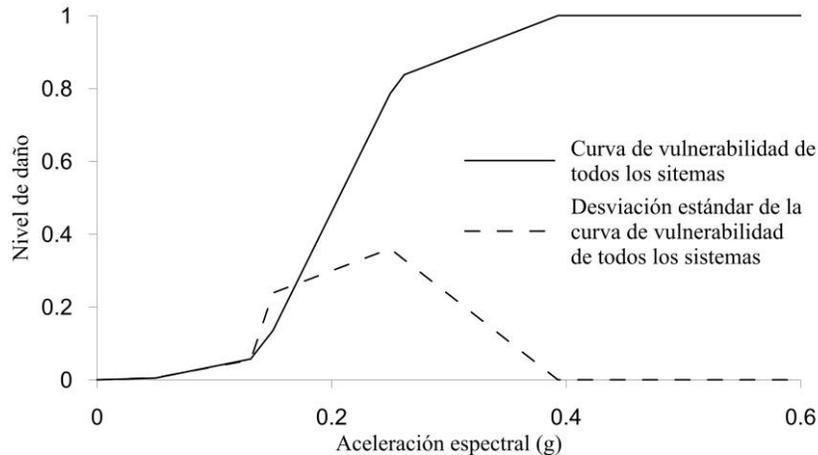


Figura 10. Función de vulnerabilidad de los sistemas de fachadas prefabricadas de concreto en cuestión y la dispersión asociada

Las curvas que se muestran en la figura 10 son de gran utilidad para la estimación de pérdidas a nivel regional desde un enfoque probabilista, ya que conociendo los dos primeros momentos estadísticos (media y varianza) es posible conocer la probabilidad de ocurrencia de daño para un nivel de intensidad sísmica dado.

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PANELES SIN CONSIDERAR LA REDUCCIÓN POR SOBRESRESISTENCIA EN LA DEFINICIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

En el Apéndice A de las NTCS-2004, las ordenadas de los espectros de diseño se reducen por un factor de ductilidad, reconociendo la capacidad de la estructura seleccionada por el ingeniero de tener un comportamiento inelástico. Además de esta reducción, el reglamento reconoce que las estructuras resisten más de lo que nuestros métodos de análisis nos permiten calcular, por lo que permite la reducción de las ordenadas espectrales por un factor de sobrerresistencia. Todo esto es pensando en los elementos estructurales resistentes. Sin embargo, para los elementos no estructurales, como los sistemas de fachadas prefabricadas de concreto, no se puede proceder exactamente igual.

Las aceleraciones y desplazamientos que se obtengan del análisis, son con los que se realiza el diseño de los elementos no estructurales, y son menores a los que se presentarán en la estructura (Rodríguez y Restrepo, 2012).

Para estudiar el efecto del factor de reducción por sobrerresistencia, se obtiene la curva que representa el daño global del sistema de fachadas prefabricadas de concreto del caso de estudio, contemplando una fuerza de diseño relacionada con el espectro de aceleraciones sin ser afectado por el factor de reducción por sobrerresistencia. Para llevar a cabo lo anterior, se realiza un análisis modal espectral, esta vez con el espectro de diseño reducido solamente por el factor de ductilidad.

Después de realizar el análisis, se calcula una nueva fuerza de diseño para los conectores fijos, la cual tiene para este estudio, un valor de 11800 N, esto es casi el doble de la fuerza de diseño utilizada anteriormente. En la figura 11 se hace una comparación de la curva de daño que representa a las fachadas prefabricadas en estudio considerando el factor de reducción por sobrerresistencia y sin considerarlo.

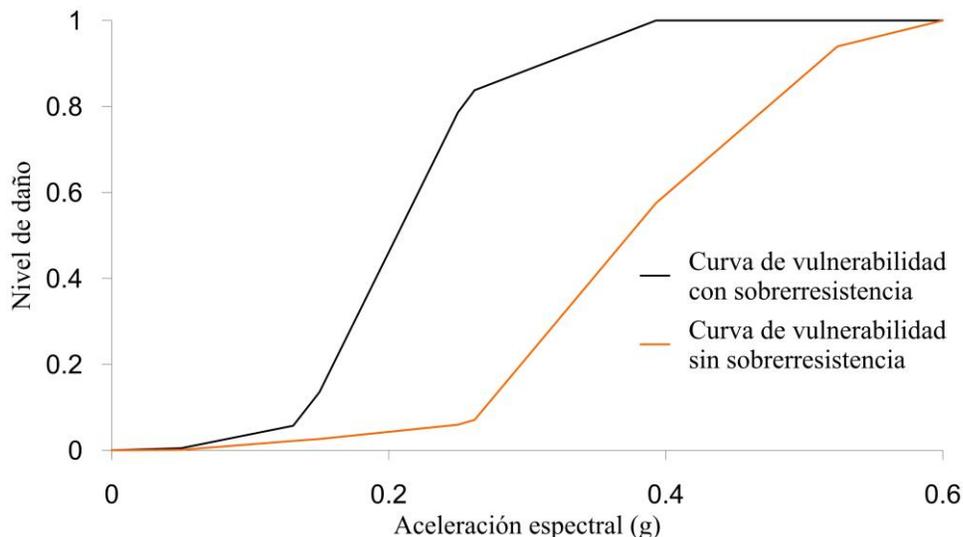


Figura 11. Comparación de la curva de vulnerabilidad de fachadas considerando el efecto de reducción por sobrerresistencia

De las curvas mostradas en la figura 11, es evidente que al reducir las ordenadas de aceleración espectral con el factor de sobrerresistencia, las fachadas prefabricadas tendrán un nivel de daño razonablemente mayor a cuando se realiza el análisis sin la reducción de las aceleraciones por este factor.

Con base en los resultados obtenidos, se puede comentar que la metodología propuesta en las NTCS-2004 para la obtención de las fuerzas cortantes de diseño para los llamados “apéndices” está asociada al espectro reducido por el factor de sobrerresistencia y el factor de ductilidad. Se entiende que el espectro elástico se reduzca por el factor de ductilidad, ya que sería muy conservador el idealizar que la estructura mantiene un comportamiento totalmente elástico. Sin embargo, al reducir por el factor de sobrerresistencia, se están ignorando aquellas aceleraciones y desplazamientos que son mayores a los de diseño y que la estructura es capaz de soportar. Este efecto es negativo para los contenidos y los elementos estructurales, ya que este “sobrediseño” de la estructura principal ocasiona que se presenten aceleraciones y desplazamientos superiores a los calculados para el diseño de los “apéndices”.

CONCLUSIONES

Los conectores móviles del tipo dúctil analizados en el caso de estudio, mostraron un buen comportamiento en el IDA. A pesar de que la mayoría de las varillas alcanzan el esfuerzo de fluencia (lo cual es un comportamiento normal), aquellas con longitudes mayores a 20 cm tuvieron un comportamiento adecuado. Las varillas dúctiles con diámetros de una pulgada y distancias menores a 20 cm, no son recomendables debido a su baja capacidad dúctil.

El espaciamiento de los paneles es importante para que no exista contacto entre estos que ocasione agrietamiento del concreto y para que el material aislante de las juntas no se desgarre, ya que este material está en función del espesor de la junta. Las fachadas prefabricadas en el caso de estudio con un espaciamiento de 1.0 cm presentaron un mal comportamiento, ya que en el IDA se presentaron desplazamientos relativos mayores a 1.0 cm, lo que significa que hay altas probabilidades de contacto entre paneles prefabricados y desgarramiento del sellador. Por otro lado, las fachadas prefabricadas con un espaciamiento de 2.0 cm entre paneles presentaron un mejor comportamiento.

Es importante mencionar que, además de la sobrerresistencia, el factor de reducción por ductilidad es también un tema que debe ser estudiado minuciosamente, ya que al reducir el espectro elástico por el factor de ductilidad no se llega a la capacidad resistente real de la estructura; es decir, existe un margen de error, parecido al del factor por sobrerresistencia, que puede actuar de manera negativa para los elementos no estructurales.

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico brindado al primer autor durante la realización del presente proyecto.

REFERENCIAS

- Arnold, C (2016), “Seismic safety of the building envelope”, *Whole building design guide*. http://www.wbdg.org/resources/env_seismicsafety.php. Consultado el 08 de febrero de 2017.
- Baird, A, A Palermo y S Pampanin (2012), “Façade damage assessment of concrete buildings in the 2011 Christchurch earthquake”, *Structural Concrete, Journal of the FIB*. DOI: [10.1002/suco.201100040](https://doi.org/10.1002/suco.201100040)
- Baker, J W y C A Cornell (2005), “A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral

- acceleration and epsilon”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 1193-1217. DOI: [10.1002/eqe.474](https://doi.org/10.1002/eqe.474)
- Bojórquez, E y I Iervolino (2011), “Spectral shape proxies and nonlinear structural response”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 31, No. 7, pp. 996-1008. DOI: [10.1016/j.soildyn.2011.03.006](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.03.006)
- Bojórquez, E, R Chávez, A Reyes-Salazar, S E Ruiz y J Bojórquez (2017), “A new ground motion intensity measure I_B ”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 99, pp. 97-107. DOI: [10.1016/j.soildyn.2017.05.011](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.05.011)
- Charney, F A, y J R Harris (1989) “The effect of architectural precast concrete cladding on the lateral response of multistory buildings”, *Memorias del Architectural Precast Concrete Cladding*, pp. 80-96.
- FEMA (2011), “FEMA E-74, Reducing the risks of nonstructural earthquake damage – A practical guide”
- GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004) “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-BIS, pp. 55-77.
- Goodno, B J, J Craig y A Zeevaert-Wolf (1989), “The Mexico earthquake of September 19, 1985 – Behavior of heavy cladding components”, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No.1, 1989. DOI: [10.1193/1.1585519](https://doi.org/10.1193/1.1585519)
- Hareer R W (2007), “Seismic response of building façade system with energy absorbing connections”, *Tesis Doctoral*, Center for Built Environment and Engineering Research.
- Hunt, J y B Stojadinovic (2010), “Seismic performance assessment and probabilistic repair cost analysis of precast concrete cladding systems for multistory buildings”, *Reporte Técnico No. 2010/110*, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Hutchinson, T, E Pantolli, K McMullin, M Hildebrand y G Underwood (2014), “Seismic drift compatibility of architectural precast concrete panels and connections: A design guide for engineers”. *Reporte Técnico No. SSRP-14/16*, University of California.
- Iverson, J K (1989), “Concrete cladding connections in earthquake country”, *Memorias del Architectural Precast Concrete Cladding*, pp. 202-216.
- McMullin, K, T Wong, C Choi y K Chan (2004), “Seismic performance states of precast concrete cladding connections”, *Memorias del XIII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, No. 3379.
- Precast Concrete Institute, PCI (2007), *Architectural Precast Concrete*, 3ra edición.
- Reinoso, E (2007), “Riesgo sísmico de la ciudad de México”. *Academia de ingeniería A.C.*
- Reinoso, E, M E Rodríguez y R Betancourt (2000), “Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas”. ANIPPAC - Instituto de Ingeniería UNAM.
- Rodríguez, M E y J I Restrepo (2012), “Práctica y diseño de edificios en México – Cambios necesarios”, *Revista de Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, No. 86, pp. 89-118.
- Vamvatsikos, D y C A Cornell (2002), “Incremental dynamic analysis”, *Earthquake engineering and structural dynamics*, No. 31, pp. 491-512. DOI: [10.1002/eqe.141](https://doi.org/10.1002/eqe.141)
- Wang, M L (1987), “Cladding performance on a full scale test frame”, *Earthquake Spectra*, Vol. 3, No. 1, pp. 119-173. DOI: [10.1193/1.1585423](https://doi.org/10.1193/1.1585423)