

OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL MITIGANDO EFECTOS DE SITIO MEDIANTE PILAS DE AGREGADO COMPACTADO

Mauro P. Niño Lázaro¹, René Bojórquez Hernández², José L. Aguirre², Miguel Castillo² Raúl González Mosqueda¹ y Kord J. Wissmann³

RESUMEN

En este artículo se presenta una metodología para realizar un análisis de costo-beneficio para evaluar la factibilidad de mejorar las características originales del sitio donde se desplantan las estructuras enfocadas a la mitigación de pérdidas físicas directas por acciones sísmicas. Se presenta el caso de un edificio de siete niveles de concreto reforzado ubicado en la ciudad de Guadalajara como ejemplo ilustrativo, teniendo como parámetros de medición la vulnerabilidad estructural y la pérdida anual esperada. La ventaja de este enfoque es que los resultados obtenidos incluyen además de los costos iniciales de construcción, las posibles pérdidas asociadas al ambiente sísmico en el cual se desplantan las estructuras, lo que permitirá formular y definir estrategias de mitigación que permitan a los dueños y tomadores de decisión priorizar el uso de los recursos económicos disponibles.

ABSTRACT

This paper presents a methodology to perform a cost-benefit (C/B) analysis to evaluate the feasibility of improving the original characteristics of the site where structures are deployed focused on the mitigation of direct physical losses due to seismic actions. The case of a seven-story reinforced concrete building located in the city of Guadalajara is presented as an illustrative example, with structural vulnerability and expected annual loss (ELA) as measurement parameters. The advantage of this approach is that the results obtained include not only the initial construction costs, but also the possible losses associated with the seismic environment in which the structures are deployed, which will allow the formulation and definition of mitigation strategies that will allow decision makers to prioritize the use of economic resources.

INTRODUCCIÓN

El eje del desarrollo de la ingeniería estructural y sísmica siempre ha sido cumplir con el objetivo principal del diseño: contar con estructuras seguras y funcionales al menor costo posible. Es por esta razón que, a lo largo del tiempo, han surgido diferentes filosofías de diseño que han ido evolucionado, trayendo consigo una mejora de los métodos de diseño, entre los que destacan, el diseño sísmico de estructuras. Dicha evolución ha permitido que las demandas a las que las estructuras se verán sometidas durante su vida útil, sean obtenidas con una mayor aproximación, además de que los materiales de construcción empleados han llegado a ser más eficientes.

En este sentido, los reglamentos y manuales de diseño sísmico modernos tienen como propósito que se generen diseños estructurales resistentes a una gran variedad de acciones estáticas y dinámicas, en conjunción con la prevención del colapso ante la ocurrencia de un evento sísmico de alta intensidad. Evidentemente, el propósito es promover la seguridad de vida más que la preservación de la estructura (ASCE, 2017; GCMX, 2020a). Al respecto, la tendencia actual en ingeniería sísmica busca implementar la filosofía del diseño sísmico basado en desempeño, la cual consiste en estimar e, incluso, controlar el desempeño sísmico de las estructuras a través de

¹ Facultad de Ingeniería, UNAM, Av. Universidad 3000, Col. UNAM, 01050, Ciudad de México, mninol@ingenieria.unam.edu

² SoilSolution, Carretera a la Isla km 3.5, Col. Miguel Hidalgo, 86126, Centro, Villahermosa, Tabasco, rbojorquez@soilsolution.com.mx, j.aguirre@soilsolution.com.mx, mcastillo@soilsolution.com.mx

³ Geopier Foundation Company, 130 Harbour Place Drive, Davidson, NC 28036, USA, kwissmann@geopier.com

niveles de desempeño específicos (ATC, 1996; FEMA, 1997; Ghobarah, 2001) (e.g., ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención al colapso). Ciertamente, este enfoque delimita el daño inducido en una edificación sujeta a un nivel de intensidad particular; sin embargo, no determina con claridad las pérdidas económicas generadas y, por lo tanto, los recursos adicionales a invertir para reparar los daños generados (gestión del riesgo), esto trae consigo que las partes interesadas (propietarios, inversionistas, desarrolladores, aseguradoras, etc.) no tengan una idea explícita de la repercusión económica durante la vida útil de la estructura.

Esta situación se torna más compleja cuando los suelos en los que se deben desplantar las estructuras poseen una baja capacidad de carga y, más aún, cuando existe un alto contenido de agua y finos, lo que los hace tener periodos de vibrar largos. Entonces, con la finalidad de cumplir con los objetivos de seguridad y economía que se buscan al diseñar una estructura, es que en los últimos años se han propuesto soluciones para mejorar las características de los suelos donde las estructuras se desplantan, buscando siempre un mejor desempeño al menor costo posible.

En la actualidad, en muchas ocasiones estas medidas de mejora no se implementan debido a los costos que esto implica; sin embargo, esto trae consigo que el diseño final de la estructura tenga una cimentación más robusta, además de secciones más grandes y con mayores cantidades de acero lo que, en muchos casos, hace que se incurran en mayores costos iniciales de construcción que los evitados. Más aún, lo anterior no garantiza que durante la vida útil de la estructura se tengan daños en las estructuras debido a la ocurrencia de sismos, lo que genera costos adicionales de reparación o reforzamiento. En este sentido la evaluación del riesgo sísmico y de la vulnerabilidad sísmica juegan un papel importante para identificar que es más conveniente, si una medida de reforzamiento, reparación o prevención en una estructura que estará sujeta a acciones sísmicas durante su vida útil.

Por otro lado, generalmente no es suficiente con conocer el riesgo que una estructura tiene, sino que también es necesario llevar a cabo un análisis costo/beneficio (C/B), actividad que ha cobrado gran relevancia en los últimos años, por lo que muchos investigadores han contribuido al desarrollo de este tema. Ejemplo de ello es el trabajo que han desarrollado Smyth et al., (2004), quienes propusieron una metodología de base probabilística para realizar este tipo de análisis, la cual toma en cuenta el comportamiento estructural de las edificaciones en términos de curvas de fragilidad y del peligro sísmico en términos de la curva de tasas de excedencia de la aceleración máxima del terreno. Años más tarde, Liel y Deierlein (2013) y Beigi et al. (2016) siguieron la misma metodología, pero ahora considerando las pérdidas humanas, combinando la información sobre la posibilidad de que se produzca el colapso. Kappos y Dimitrakopoulos (2008) establecieron que la readaptación de las estructuras mediante su rigidización para mitigar los daños por impactos sísmicos es factible. Esta actividad de investigación trajo más interés en realizar este tipo de estudios en México considerando el análisis C/B en términos de riesgo sísmico.

De manera paralela, Valcárcel et al. (2013) propusieron una metodología que considera, por un lado, modelos catastróficos robustos desde la perspectiva financiera, al considerar la incertidumbre de la amenaza sísmica y la variabilidad del desempeño estructural mediante el uso de funciones de vulnerabilidad para definir el comportamiento de las estructuras estudiadas, y por otro, una tasa de depreciación considerando que el valor presente de las pérdidas no se estima para un horizonte de tiempo determinado. Más recientemente, siguiendo el mismo enfoque, Mora et al. (2015) realizaron un análisis probabilístico de C/B para escuelas en Colombia desde un enfoque regional empleando, para ello, la Pérdida Media Anual, PAE. Para ello, toman en consideración tres aspectos importantes: 1) la amenaza sísmica definida por un conjunto de eventos estocásticos, 2) la exposición representada en términos de ubicación, área construida y valor expuesto, y 3) el comportamiento estructural en términos de curvas de vulnerabilidad siguiendo las disposiciones de Hazus (FEMA/NIBS, 2003). Otro enfoque que emplea la PAE se reporta en Yao et al. (2015), el cual está orientado a propósitos de seguros.

Durante los últimos años varias investigaciones han hecho importantes contribuciones en este campo prestando atención a qué acción es más adecuada para mitigar las pérdidas (Polese et al., 2013; 2015) y el impacto de estas acciones realizando un análisis C/B y de ciclo de vida (Chrysostomou et al., 2015; Vitiello et al., 2016).

Entonces, para evaluar el impacto económico que las diversas soluciones pueden generar, en este trabajo se identificarán los beneficios, en términos de una reducción de los costos del diseño sísmico y una maximización

del desempeño estructural debido a la reducción de fuerzas internas presentes durante la ocurrencia de un evento sísmico, evaluado a través de la vulnerabilidad estructural, esto a consecuencia del mejoramiento del terreno considerado con baja capacidad de carga y rigidez lateral. Lo anterior se llevará a cabo a través del diseño de dos estructuras similares en configuración, ubicadas en el mismo sitio de desplante, donde, para una de ellas, se considerará un mejoramiento del terreno mediante columnas de grava compactada y, para la otra, se considerará el terreno con sus características originales. Finalmente, la optimización se verificará a través de evaluar la reducción de costos y la mejora del comportamiento estructural medido en términos del daño esperado, asociado a las demandas del ambiente sísmico en el que éstas se encuentran.

Con los resultados obtenidos se identificará el nivel de la optimización del uso de recursos, lo que permitirá a diseñadores y propietarios optar por este tipo de medidas, las cuales incrementan la seguridad de las edificaciones a un menor costo, tanto inicial como de reparación durante su vida útil.

METODOLOGÍA

La eficiencia económica de un refuerzo o reconstrucción previa a la ocurrencia de un sismo para estructuras puede estimarse en términos del valor actual neto de la inversión del refuerzo o reconstrucción. Si los beneficios esperados superan las pérdidas esperadas, el valor actual es positivo (relación C/B, mayor que uno) y la inversión de refuerzo o reconstrucción está económicamente justificada (Kappos y Dimitrakopoulos 2008; Valcárcel et al. 2013). Para poder evaluar lo anterior, se propone emplear la siguiente metodología:

EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

En este estudio, el peligro sísmico se define como un conjunto de eventos estocástico, colectivamente exhaustivos y mutuamente excluyentes, que describen la distribución espacial, la frecuencia anual y la aleatoriedad de la intensidad de la sismicidad en el lugar de interés. La intensidad de la amenaza sísmica se cuantifica en términos de un parámetro relevante relacionado con el desempeño estructural. En este caso, la medida de intensidad seleccionada es la pseudoaceleración espectral correspondiente al periodo de vibrar del primer modo. La intensidad de cada evento sísmico considerado se representa como una variable aleatoria mediante, al menos, sus dos primeros momentos probabilísticos: (1) el valor esperado, y (2) la varianza. Las incertidumbres consideradas para la estimación de la varianza se deben relacionar con los datos de entrada utilizados y las simplificaciones de los modelos. No existe algún enfoque formal para evaluar estas incertidumbres; sin embargo, el ingeniero debe hacer un esfuerzo para estimarlas e incluirlas en la evaluación del peligro. Este proceso se completa con la revisión de los eventos históricos y los estudios científicos previos realizados sobre la magnitud y las frecuencias de los sismos en la región de interés.

DEFINICIÓN DE UNA BASE DE DATOS DE ELEMENTOS EXPUESTOS

Los elementos expuestos están relacionados principalmente con los componentes de la infraestructura, o con la población expuesta que puede verse afectada por eventos de peligro. Para caracterizar el inventario, es necesario identificar los componentes individuales, incluyendo la ubicación, las características físicas, la vulnerabilidad, el valor económico y la ocupación humana prevista durante un evento determinado. El grado de precisión de los resultados depende del nivel de resolución y detalle de la información del inventario de exposición.

CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

La vulnerabilidad cuantifica el daño esperado causado a cada tipo de activo dada la afectación de una intensidad de un peligro determinado, en este caso, originado por un sismo. La clasificación de los activos se basa en una combinación de material de construcción, sistema estructural, uso del edificio, número de niveles, código de construcción empleado, entre otras características que definirán el comportamiento estructural. Para tener una mejor aproximación al comportamiento estructural real, debe existir una función de vulnerabilidad que refleje todas esas características.

Como complemento a las estimaciones del valor esperado de los daños en función del parámetro de intensidad considerado, se debe estimar una desviación estándar asociada al valor esperado del daño (vulnerabilidad) para definir la distribución probable de los daños. La densidad de las probabilidades de daños se considera de tipo Beta. A partir de una muestra de comportamiento estructural disponible, se calcula la desviación estándar para

cada intensidad sísmica considerada. De manera ilustrativa la Fig. 1 muestra las curvas de vulnerabilidad (línea continua) y su desviación estándar asociada (línea discontinua) para las estructuras originales diseñadas.

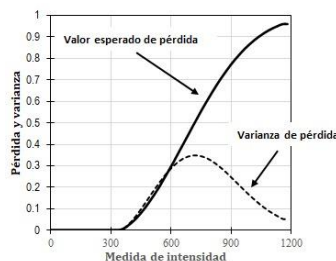


Figura 1. Ejemplo de curva de vulnerabilidad y su dispersión asociada

DEFINICIÓN DEL COSTO DE RECONSTRUCCIÓN

El costo de cada estructura (condición originales y modificadas) se debe calcular mediante un análisis de precios unitarios. Sin embargo, en muchas ocasiones esto no es posible debido a la falta de información como son los planos arquitectónicos y estructurales, o en otra gran mayoría de casos, los planos disponibles no son necesariamente los conocidos como *as built*, que son los que reflejan las condiciones finales de la estructura, tanto en acabados como en elementos estructurales. Por esta razón, en muchos casos se utilizan valores normalizados, o bien, datos asociados a edificaciones similares o cantidades definidas por aseguradoras.

EVALUACIÓN PROBABILISTA DEL RIESGO

El riesgo debido a las amenazas naturales se expresa comúnmente en términos de la pérdida anual esperada, $E(\beta)$, que especifica la frecuencia, generalmente anual, de la ocurrencia de las pérdidas (Esteve 1967, 1976) y la tasa de excedencia de pérdidas, $\nu(\beta)$.

El análisis probabilista del riesgo es una técnica que permite tratar la incertidumbre de la ocurrencia de desastres, donde el riesgo se puede expresar en términos de parámetros conocidos, como la pérdida media anual esperada, PAE, las pérdidas para un evento determinado, ELSE, y la pérdida máxima esperada, PML. En este estudio, el análisis C/B se basa en tres indicadores puntuales 1) PAE; 2) PML y 3) ELSE. Para el cálculo de estos indicadores se consideran dos incertidumbres: aquella relacionada con la ocurrencia o no ocurrencia de intensidades sísmicas desconocidas y una segunda, que es la incertidumbre del tamaño de las pérdidas dado que ha ocurrido un evento específico. Esta segunda incertidumbre se emplea para tener en cuenta que eventos idénticos pueden causar diferentes cantidades de pérdidas, lo que da lugar a un rango de valores posibles con diferentes probabilidades. Esta incertidumbre también refleja que estructuras con las mismas características afectadas por el mismo evento podrían tener un nivel de pérdidas diferente. Es por ello que, para tomar en cuenta esta incertidumbre, se necesita definir una desviación estándar asociada a los daños esperados, la cual ya fue comentada anteriormente.

Pérdida Anual Esperada

Dado que cada tipo de amenaza está definido por EN eventos, colectivamente exhaustivos y mutuamente excluyentes, el valor de la PAE puede estimarse con la ecuación (1).

$$PAE = \sum_{i=1}^{EN} E(\beta_i)P_A(i) \quad (1)$$

Donde, $E(\beta_i)$ es la pérdida esperada que experimenta un inmueble debido a un evento i , y $P_A(i)$ es la probabilidad de ocurrencia anual.

ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO

La factibilidad económica de un refuerzo o reconstrucción de una edificación previa a la ocurrencia de un sismo se puede estimar en términos del valor presente neto de la inversión del refuerzo o reconstrucción. Si los

beneficios esperados superan las pérdidas esperadas, el valor actual es positivo (relación C/B, mayor que uno) y la inversión de refuerzo o reconstrucción está económicamente justificada (Kappos y Dimitrakopoulos 2008; Valcárcel et al. 2013).

CASO DE ESTUDIO

El edificio de estudio consiste en una torre de uso habitacional con una superficie de desplante de aproximadamente 918 m², cuenta con seis niveles de superestructura con alturas tipo de 3.95 m y 4.07 m en planta baja, dando una altura total sobre nivel de banquetta de 23.82 m, adicionalmente cuenta con un nivel de sótano con una altura de entrepiso de 3.3 m, cuenta con 3 y 2 Crujías en los sentidos “X” y “Y” respectivamente con claros de alrededor de 8 m.

PELIGRO SÍSMICO DEL SITIO

En este estudio se ha definido la amenaza por medio de una serie de eventos estocásticos mutuamente excluyentes, los cuales describen la distribución espacial, frecuencia anual y la aleatoriedad de la intensidad de la amenaza en el sitio de interés. La intensidad de la amenaza sísmica se cuantifica a través de una medida ingenierilmente relevante, en este caso es la pseudoaceleración espectral (S_a), considerando un amortiguamiento del 5% respecto al crítico, correspondiente al periodo fundamental, la intensidad se considera como una variable aleatoria, por medio de sus dos primeros momentos probabilísticos (1) el valor esperado (media) y (2) la varianza. Para lograr esto se creó un archivo tipo “ame” por medio del programa R-CRISIS (Ordaz, 2015). Dicho archivo incluye una cabecera de descripción y múltiples mallas georreferenciadas, que representan un evento de peligro establecido, para cada evento con su tasa de ocurrencia asociada. Las incertidumbres consideradas para estimar la varianza son consistentes con los datos de entrada y las simplificaciones hechas en el modelo.

Una vez establecida la sismicidad para cada fuente sísmica, los efectos generados por cada fuente se deben evaluar en el sitio de interés en términos de la intensidad sísmica establecida. Esto se logró por medio de las leyes de atenuación o como se conocen actualmente, ecuaciones de predicción del movimiento fuerte (GMPE por sus siglas en inglés). Dada la gran incertidumbre que se genera en la estimación de la intensidad se utiliza un enfoque probabilístico. Se asumió que la intensidad es una variable aleatoria con una distribución log-normal, en donde la media está expresada como una función de la magnitud del sismo y de la distancia epicentral.

GMPE empleadas

En este estudio, los tipos de sismos que las distintas fuentes pueden producir se clasifican en tres grupos: interplaca, de profundidad intermedia y sismos corticales. Se asoció una GMPE diferente a cada tipo de sismo para el sitio de estudio, descritas de la siguiente manera:

1. Sismos interplaca (subducción): para la aceleración sísmica causada por sismos generados en la costa sur del Pacífico se usó la GMPE de Jaimes *et al.* (2006). Dicha ecuación fue desarrollada con base en numerosos registros de aceleración obtenidos por la red de acelerógrafos de la UNAM, lo cual incluye los registros del sismo de Michoacán ocurrido el 19 de septiembre de 1985.
2. Sismos de profundidad intermedia: En este caso, se usó un modelo de atenuación desarrollado por Jaimes *et al.* (2015). El modelo mencionado, fue desarrollado a partir de 22 sismos de magnitudes entre 5.2 y 7.4 para profundidades de 40 a 128km.

COSTOS DE RECONSTRUCCIÓN

Para este trabajo, se llevaron a cabo estudios de precios unitarios para ambas estructuras. Es importante señalar que para realizar este análisis sólo se consideraron los materiales y la mano de obra, además de que se utilizaron los precios vigentes en la ciudad de Guadalajara, sitio donde estaría ubicada la estructura. Con base en lo anterior, se estimó que para la estructura donde se consideró el terreno natural para definir, tanto la cimentación como las dimensiones de los elementos estructurales, un costo de 4,078,000. Por otro lado, para la estructura

donde se llevó a cabo un mejoramiento de suelo con columnas de grava compactada, se tuvo un costo de 3,703,000.

VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

Para obtener estas funciones de vulnerabilidad, generalmente los métodos existentes se basan en cuatro pasos: 1) definir las características de la estructura a evaluar, 2) realizar un análisis estructural para determinar la respuesta de la estructura para cada nivel de intensidad de la fuerza o excitación ambiental; este análisis debe tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura, 3) realizar un análisis de daño y 4) realizar un análisis de pérdidas.

Las características de la estructura pueden definirse a partir de modelos analíticos de las mismas, en donde el diseño estructural basado en reglamentos o lineamientos de construcción rige sus propiedades mecánicas. A partir de esto, es posible conocer la resistencia, rigidez, masa y periodo fundamental de la estructura. Por otro lado, para conocer las características no lineales como la rigidez de posfluencia, la resistencia de *capping*, la ductilidad, es posible recurrir a pruebas experimentales, o bien, a procedimientos como el análisis de sección o diagrama momento-curvatura. Posteriormente se llevan a cabo análisis dinámicos incrementales (IDA, por sus siglas en inglés) (Vamvatsikos y Cornell, 2002), los cuales se han convertido en el análisis de referencia para determinar la respuesta de la estructura. A su vez, se llevan a cabo estimaciones de un índice de daño (*e.g.* Park y Ang, 1987; Teran-Jirsa, 2005) los cuales relacionan daño y valores de distorsión de entrepiso. A partir de estos y de la respuesta estructural obtenida de los IDA, se generan funciones de vulnerabilidad para estimar el daño en la estructura en términos probabilísticos.

Información geotécnica

La estructura se encuentra proyectada sobre un terreno con condiciones estratigráficas que consisten en un suelo limo arenoso de dureza media a 1.5m de profundidad, subyacente a arena limosa suelta y limo arenoso rígido de aproximadamente 5.5m de profundidad, seguido de limo arenoso muy rígido y arena limosa de densidad media a 11 m de profundidad, luego arena limosa densa a muy densa y limo arenoso hasta la profundidad máxima explorada a 20 m. El nivel freático se encontró a los 13 m de profundidad. La capacidad de carga original para el sistema suelo-cimentación se consideraba de 11 ton/m². En la Tabla 1 se presentan los detalles de la exploración geotécnica del sitio antes de llevar a cabo el mejoramiento del mismo, y la profundidad hasta la cual se construyeron las pilas de grava compactada, esto para mejorar las características dinámicas y la capacidad de carga del suelo.

Tabla 1. Unidades geotécnicas en la zona de desplante

Profundidad (m)		Unidad Geotécnica
Zona Reforzada	0.0 – 1.5	Desplante
	1.5 – 2.5	Limo Arenoso (ML) de consistencia media
	2.5 – 3.5	Arena Limosa (SM) de Compacidad suelta a media
	3.5 – 6.0	Limo Arenosos (ML) de consistencia media a densa
Zona No Reforzada	6.0 – 11.0	Arena Limosa (SM) de Compacidad densa

Información estructural

Además de la información proporcionada al inicio de este capítulo, la estructura consiste en una solución a base de marcos de concreto reforzado con ductilidad media, se consideran columnas de sección cuadrada de 65 cm

por lado, trabes con peraltes típicos de 90 cm y un sistema de piso a base de losas de concreto aligeradas con 30 cm de peralte (Fig. 2).

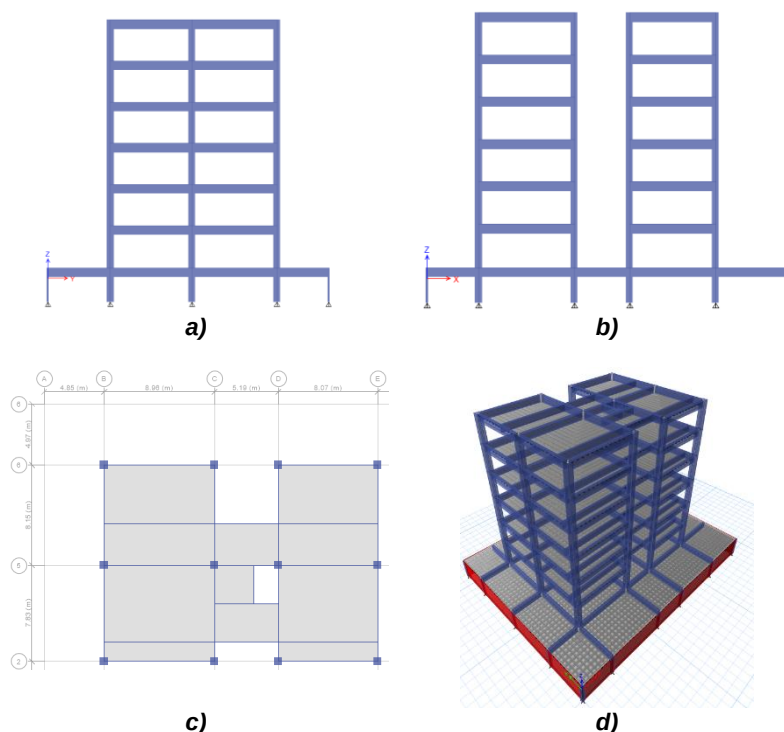


Figura 2. Sistema estructural en estudio: a) y b) elevaciones, c) planta y d) isométrico

Interacción suelo-estructura

Puesto que se tratan de zapatas aisladas sobre terreno con una baja capacidad de carga y relativamente flexible, es necesario conocer la aportación de estos en la respuesta estructural. En la literatura existe una gran cantidad de propuestas para llevar a cabo la estimación de la rigidez propia del terreno en la cual está desplantada la estructura; sin embargo, para fines de aplicación práctica en el país, es común emplear los lineamientos establecidos en el Manual de Obras Civiles, MDOC, de la CFE (CFE, 2015), los cuales permiten calcular la rigidez individual de cada una de las zapatas por separado, considerando la profundidad de desplante y sus dimensiones correspondientes.

Resultado de la implementación de las ecuaciones anteriores, en la Tabla 2 se presentan las rigideces traslacionales y rotacionales obtenidas.

Tabla 2. Valores de rigidez y amortiguamiento individuales

Tipo zapata	Núm. zapatas	KV	KH	KR	CV	CH	CR
		t/m	t/m	t*m/rad	t*s/m	t*s/m	s*t*m
Z-1	1	86,821	33,058	83,857	3,019	3,918	7,056
Z-2	5	99,563	36,709	108,318	3,462	4,775	9,184
Z-3	2	111,170	39,779	124,855	3,611	5,193	11,819
Z-4	1	122,795	42,858	142,384	3,988	5,970	14,607
Z-5	2	134,844	46,149	166,143	4,380	6,850	18,382
Z-6	1	146,924	49,451	192,165	4,772	7,787	22,811

Mejoramiento del suelo

Debido a la baja capacidad de carga que presenta el suelo, se realizó el diseño de mejoramiento de suelo a base de pilas de agregado compactado (PAC), construidas con el método de vibro-compactación para refuerzo de suelos cohesivos blandos a medianamente rígidos y suelos granulares sueltos. Para este proyecto se diseñaron 97 elementos con diámetros de 24 pulgadas y longitudes de entre 3.5 m y 4.5 m de acuerdo con los niveles del proyecto. En la Fig. 3 se presenta, de manera ilustrativa, el procedimiento del método empleado para el mejoramiento del suelo.

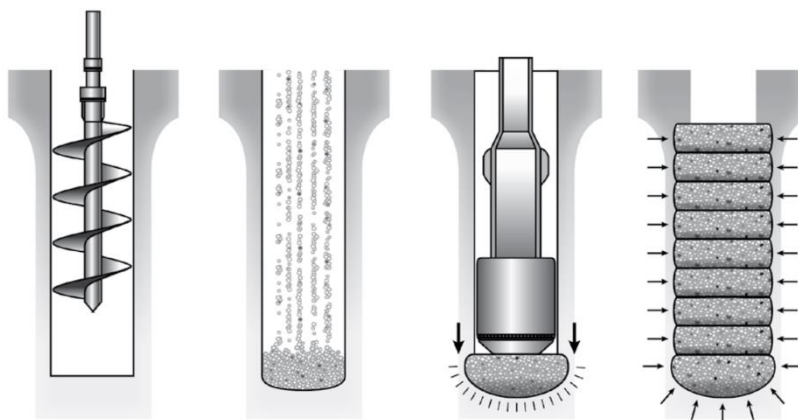


Figura 3. Construcción de pilas de grava compactada

Este mejoramiento se implementó en la zona de desplante de las zapatas aisladas que componen a la cimentación. Es importante mencionar que, sin este mejoramiento, el sistema de cimentación propuesto no hubiera sido suficiente por la baja capacidad de carga del terreno, además de la considerable flexibilidad natural que este posee, obligando a usar una cimentación a base de una losa o cajón de cimentación, lo que incrementaría los costos de construcción y, no necesariamente, garantizaría una distribución uniforme de las cargas que bajarían por ésta, ocasionando, probablemente, asentamientos diferenciales en el sistema estructural. En la Fig. 4 se muestra la distribución de las pilas de grava compactada según las características de las zapatas empleadas.

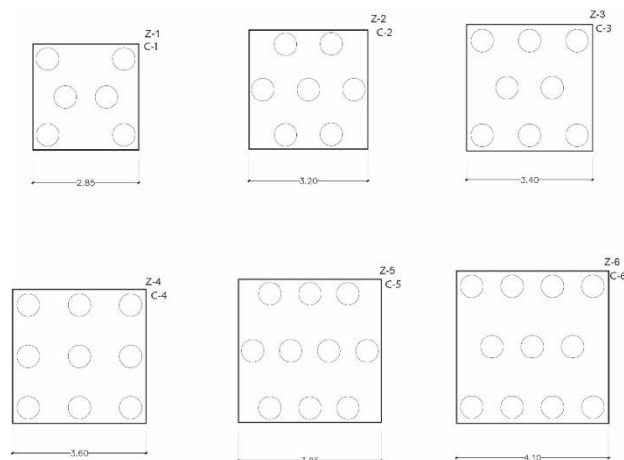


Figura 4. Dimensiones de zapatas aisladas y ubicación de columnas de grava compactada.

Producto de dicho mejoramiento se densificó el terreno mediante las PAC's con ángulos de fricción de alrededor de 50°, además, se obtuvieron capacidades de carga mejorada de 30 ton/m² con asentamientos esperados inferiores a los 25 mm.

Interacción suelo-estructura en terreno mejorado

Como se puede observar en la Fig. 3 y, como ya se había expresado con anterioridad, las zapatas poseen pilas de grava compactada como medida para incrementar la capacidad de carga del suelo. Para considerar su aportación en la respuesta estructural, tal como se estila en la práctica profesional, se hace uso de las expresiones presentadas en el MDOC de la CFE (2015):

Los valores de rigidez obtenidos para cada uno de los pilotes se pueden sumar a la aportación de la rigidez obtenida de las zapatas.

Puesto que el sistema estructural ya es considerado como un sistema suelo-estructura, las propiedades dinámicas como el periodo de vibrar y amortiguamiento cambian. Este último se puede modelar mediante amortiguadores viscosos o cambiando el amortiguamiento global de la estructura a través del amortiguamiento de Rayleigh.

Para la obtención de la rigidez y amortiguamiento es necesario obtener su aportación en conjunto. En el caso de amortiguadores verticales y horizontales estos se podrán sumar linealmente considerando el número de zapatas y pilas que se encuentra en la dirección de análisis.

Por otro lado, para definir la rigidez y amortiguamiento rotacional es necesario calcular el centroide geométrico de la planta de la cimentación y realizar una sumatoria considerando la distancia existente entre la zapata en estudio y el centroide geométrico de la cimentación total.

Tabla 3. Valores de rigidez y amortiguamiento en conjunto

Rigidez de conjunto							
KV	KH	KRx	KRy	CV	CH	CRx	CRy
t/m	t/m	t*m/rad	t*m/rad	t*s/m	t*s/m	s*t*m	s*t*m
1,346,385	480,774	82,885,452	53,916,235	45,075	65,643	2,905,536	1,937,750

Propiedades no lineales

A partir de un análisis momento-curvatura se obtuvieron los datos necesarios para representar el comportamiento no lineal por medio del modelo de comportamiento histerético de Medina-Ibarra-Krawinkler, el cual fue seleccionado por representar de manera adecuada el comportamiento degradante del concreto (Ibarra *et al.*, 2005). Además, se asumió un amortiguamiento del 5% con respecto al critico. La interacción suelo-estructura no se ha tomado en cuenta debido a que se trata de estructuras de poca altura.

Los análisis dinámicos no lineales paso a paso fueron realizados con base en las recomendaciones de las NTC-S, 2020 (GCDMX, 2020a) y estándares internacionales tales como ASCE-13 (ASCE, 2013) y ASCE-17 (ASCE, 2017). La modelación del daño se realizó mediante un modelo de plasticidad concentrada a través de la definición de articulaciones plásticas representadas como curvas esqueléticas (backbones).

Los modelos constitutivos de los materiales, tanto para concreto como para acero, son los recomendados por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto, NTCC-2020, (GCDMX, 2020b) en dicho caso, el modelo constitutivo adoptado para representar el comportamiento del concreto es el modelo de Mander (Mander *et al.*, 1988) para concreto confinado y para el caso del acero un modelo elasto-plástico con endurecimiento curvo.

Se calcularon las correspondientes curvas de momento curvatura y diagramas de interacción de las columnas con base en la teoría de la mecánica de materiales y de elementos de concreto reforzado (González, 2005; Park y Paulay, 1976), esto con la finalidad de conocer la resistencia de fluencia y la resistencia última de los elementos estructurales, así como su capacidad de deformación teórica.

A partir de esta información se obtuvieron las curvas esqueléticas correspondientes a cada extremo de cada elemento estructural de concreto reforzado con base en las recomendaciones de ASCE-13 (ASCE, 2013) y ASCE-17 (ASCE, 2017).

Para determinar la respuesta estructural se llevaron a cabo IDAs, empleando 50 registros sísmicos, históricos y simulados, obtenidos de estaciones localizadas en suelo firme, esto, en conjunto con los datos procedentes de las características estructurales permitió obtener una serie de gráficas de gran utilidad. En la Fig. 5 se presentan, de manera meramente ilustrativa, los resultados de la respuesta de desplazamiento máximo de entrepiso para una pareja aleatoria de acelerogramas, considerando un análisis dinámico lineal (línea gris continua) y para análisis no lineal paso a paso (líneas continuas con marcadores), tanto para la estructura con suelo natural como aquella desplantada en donde se llevó a cabo un mejoramiento del suelo.

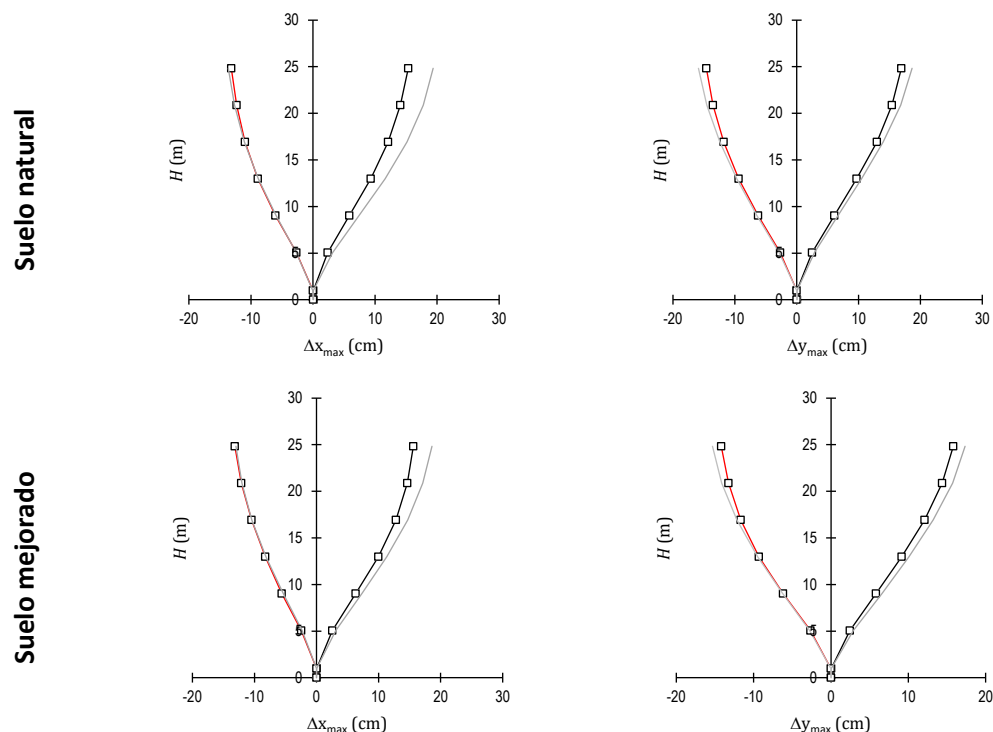


Figura 5. Comparación de desplazamientos máximos presentados para dos direcciones ortogonales de la estructura considerando suelo natural y suelo mejorado

Como se observa en la Fig. 5, independientemente del suelo (natural o mejorado) los desplazamientos máximos lineales son mayores a los desplazamientos no lineales; esto puede parecer poco común; sin embargo, suele suceder en muchas ocasiones (Ruiz-García, 2011; Ruiz-García y Miranda, 2007) y generalmente es causado por la redistribución de esfuerzos una vez que los elementos estructurales entran en el rango no lineal.

Por otro lado, en la Fig. 6 se presentan los resultados promedio de desplazamientos, distorsiones de entrepiso y cortantes basales. En estas figuras se aprecia como a medida que incrementan las intensidades sísmicas, la respuesta incrementa en términos de desplazamientos y distorsiones; sin embargo, no ocurre lo mismo cuando se trata del cortante basal, esto significa que para un valor de intensidad sísmica (medida en S_a) relativamente alto, las estructuras tendrán mayores desplazamientos; sin embargo, se alcanzará su capacidad resistente, llevando al sistema a un comportamiento inelástico (aparición de daño) para disipar la energía inducida por el evento sísmico.

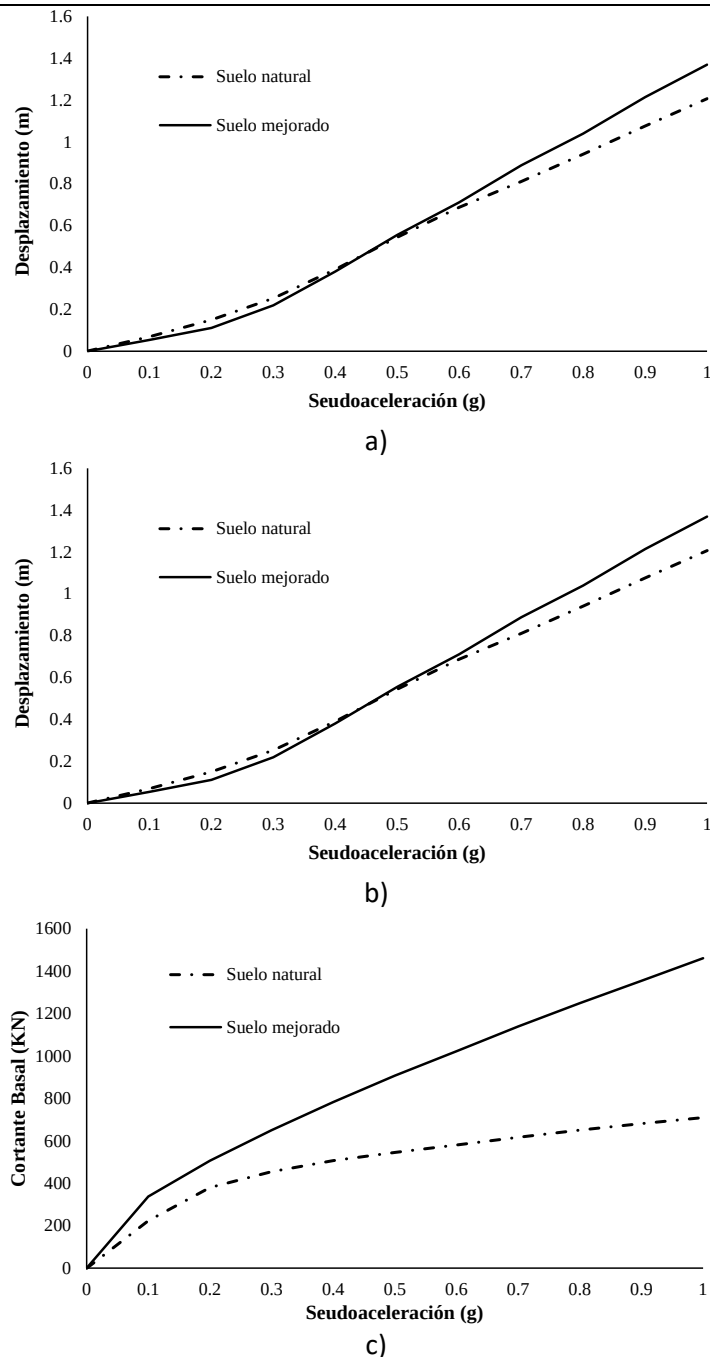


Figura 6. Respuestas de estructuras sometidas a IDA's: a) desplazamientos b) distorsiones de entrepiso y c) cortante basal

A partir de estas gráficas, es posible conocer la resistencia de fluencia, la rigidez elástica y la rigidez de post-fluencia, parámetros que son de utilidad para generar un modelo de un sistema de un grado de libertad de referencia, necesario para el cálculo del daño en los sistemas en estudio.

Como se comentó anteriormente, para transformar la respuesta estructural a daño y, por consiguiente, a pérdidas, se hará uso de índices de daño, en este caso, estos se obtuvieron aplicando el modelo de daño propuesto por Terán y Jirsa (2005) a un sistema equivalente de un grado de libertad. A pesar de que el modelo de Terán-

Jirsa no considera interacción suelo-estructura, sí toma en cuenta la disipación de energía histerética y los desplazamientos asociados en términos de ductilidad (Ec. 2)

$$ID_{TJ} = \frac{NE_{H\mu}(2-c)}{r(2\mu_u-1)} \quad (2)$$

donde μ_u es la capacidad dúctil de un elemento sometido a una carga monotónica, c y r son parámetros estructurales que miden la estabilidad del ciclo histerético, y NE es la demanda normalizada de energía histerética provocada por una excitación sísmica, dada por:

$$NE_{H\mu} = \frac{E_{H\mu}}{F_y \delta_y} \quad (3)$$

En donde $E_{H\mu}$ es la demanda de energía durante un ciclo histerético, F_y y δ_y son la resistencia y desplazamiento de fluencia, respectivamente. Por medio de un análisis de regresión no lineal de los índices de daño calculados tomando como referencia los valores $c=0.15$ y $r=0.75$, se obtuvieron ecuaciones que permitieron conocer las curvas de vulnerabilidad (Fig. 7) a partir de las distorsiones de entrepiso de los IDA.

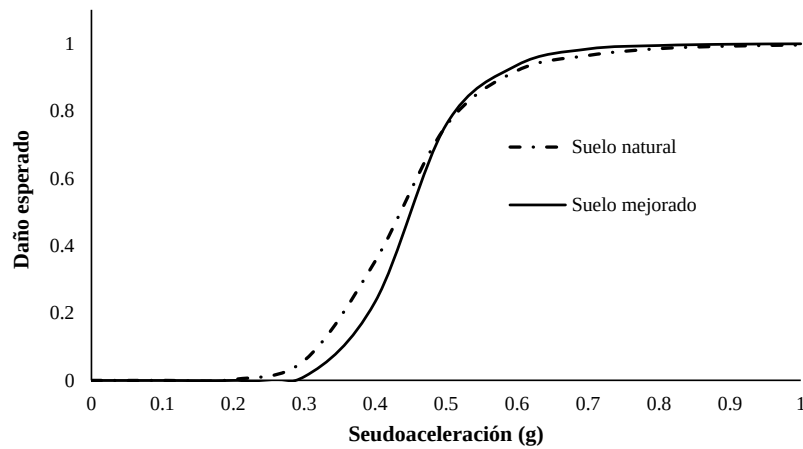


Figura 7. Curvas de vulnerabilidad consideradas

Riesgo sísmico

En este trabajo, el análisis de pérdidas se ha realizado por medio del programa CAPRA GIS (ERN-LA, 2010), para esto, se ha utilizado un archivo de amenaza sísmica generado con las características antes mencionadas y las funciones de vulnerabilidad obtenidas anteriormente. Como parte del proceso de cálculo, se creó un archivo de exposición “shape” que contiene las dos estructuras en estudio, el cual contiene sus coordenadas geográficas de localización, así como el nombre de la función de vulnerabilidad asociada y los valores de reconstrucción calculados, información indispensable para generar el cálculo de pérdidas. Con el objetivo de llevar a cabo el cálculo de la relación beneficio/costo, el riesgo se presenta en términos de la PAE considerando todos los posibles eventos que pudieran afectar al sitio donde se localizan las estructuras, los cuales tienen asociada una frecuencia de ocurrencia.

Resultado de lo anterior se obtuvo para la estructura desplantada en terreno natural una PAE de 0.0015 % del valor de reconstrucción. Por otro lado, para la estructura donde se llevó a cabo un mejoramiento del terreno empleando las columnas de grava compactada, se obtuvo un valor de la PAE de 0.0011%. A simple vista, estos valores podrían parecer similares; sin embargo, es importante recordar que los costos de reconstrucción de ambas estructuras son diferentes; siendo el de la estructura desplantada sobre terreno mejorado considerablemente menor, lo que, aunado a la menor PAE obtenida, lleva a obtener, en términos monetarios, un valor aún menor para la estructura desplantada en terreno natural y, por lo tanto, el beneficio obtenido respecto al costo será considerablemente aceptable.

ANÁLISIS COSTO-BENEFICIO

Como se comentó en la sección anterior, es evidente que llevar a cabo la mejora del terreno trae consigo ahorros significativos, no solamente desde la inversión inicial, sino que también, las pérdidas que podrían presentar durante la vida útil de la estructura serían menores que cuando no se modificaron las características del terreno. Sin embargo, en algunas ocasiones esto no es tan evidente, ya que la vulnerabilidad de una estructura desplantada en un terreno mejorado podría ser mayor a aquella que se desplantó en terreno natural, o bien, que el costo inicial por considerar un mejoramiento del terreno sea mayor que cuando se desplanta en terreno natural.

Es entonces cuando un análisis costo-beneficio, C/B, cobra gran relevancia, pues éste deja al descubierto las bondades de llevar a cabo este tipo de mejoras, ya que no solamente se toma en cuenta la inversión inicial, sino que también se consideran parámetros importantes como la probabilidad de ocurrencia de un determinado valor de daño, así como el ambiente sísmico en donde se encuentra desplantada la estructura de interés. En este trabajo el análisis C/B se calcula siguiendo los diferentes trabajos realizados por Smyth et al. (2004), Kappos y Dimitrakopoulos (2008) y más recientemente Valcárcel et al. (2013) de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\frac{C}{B} = \frac{L_U - L_R}{C_R} \quad (4)$$

donde L_U es la pérdida total esperada en términos del valor presente debido a todos los sismos futuros para la condición natural del terreno; L_R es la pérdida total en términos de valor presente debido a todos los sismos futuros para el caso donde se consideró la mejora del terreno, y C_R es el costo adicional que implica el mejoramiento del terreno, el cual, en este caso particular se considera como cero pues, como se mencionó anteriormente, el costo de la cimentación, incluyendo el mejoramiento del suelo es menor al costo de la cimentación cuando se toman en cuenta las propiedades naturales del terreno.

Con base en lo comentado en el párrafo anterior, al dividir cualquier valor entre cero el cociente obtenido tiende a infinito, lo cual indica la gran factibilidad de llevar a cabo, en este caso el mejoramiento de las características del terreno.

CONCLUSIONES

Se presenta un enfoque para llevar a cabo un análisis C/B para evaluar posibles opciones de mejoramiento de condiciones de diseño como lo es incrementar la capacidad de carga y rigidez del suelo, enfocadas a la mitigación de pérdidas físicas directas por acciones sísmicas. Dado su papel particularmente sensible en la sociedad, esta metodología se ha aplicado a un edificio característico destinado a vivienda en la Ciudad de Guadalajara como ejemplo ilustrativo teniendo como parámetros de medida la pérdida anual esperada.

El método empleado para conocer la factibilidad de mejorar las condiciones iniciales del sitio donde se construirán estructuras es robusto en su formulación, pues toma en cuenta, no solo el costo inicial de la estructura a construir, sino también, en la vulnerabilidad estructural, el ambiente sísmico en el cual ésta se encontrará y las pérdidas asociadas, de probable ocurrencia durante su vida útil.

Con base en los resultados obtenidos se identificó, desde los costos iniciales, un ahorro correspondiente a un 9.2% respecto al costo de la estructura cuando no existe ninguna modificación de las características del terreno. Aunado a esto, se determinó, con base en la pérdida anual esperada, que ésta disminuye en un 27% respecto a la PAE asociada a la estructura desplantada en terreno natural, lo que representa un ahorro sustancial, no solamente desde el punto de vista económico, sino desde la disminución de los daños esperados, lo que se traduce en un incremento de la seguridad de los usuarios, aspecto primordial en el diseño y construcción de las estructuras.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Luis Buendía por sus valiosos comentarios y sugerencias, los cuales incrementaron la calidad y fluidez de este documento.

REFERENCIAS

ASCE, 2017, **“Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers”**, ASCE Standard 41-17. Reston, Virginia.

ASCE, 2013, **“Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers”**, ASCE Standard 41-13. Reston, Virginia.

ATC (1996), **“ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings”**, Applied Technology Council, Redwood City

Beigi AH, Christopoulos C, Sullivan TJ, Calvi GM (2016), **“Cost-benefit analysis of buildings retrofitted using GIB systems”**, *Earthquake Spectra*, 32(2), 861-879.

CFE, 2015. **“Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo”**. Comisión Federal de Electricidad.

Chrysostomou C, Kyriakides N, Papanikolaou V, Kappos A, Dimitrakopoulos E, Giouvanidis A (2015), **“Vulnerability assessment and feasibility analysis of seismic strengthening of school buildings”**, *Bull Earthquake Eng*, 13, 3809-3840.

ERN-AL (2010) **“CAPRA, Compressive approach for probabilistic risk assessment. World Bank, Inter-American Development Bank”**, Retrieve from www.ecapra.org

Esteva L (1967) **“Criteria for the construction of seismic design spectra, 3rd Pan-American Symposium of Structures, Caracas”**, Venezuela (in Spanish).

Esteva L (1976), **“Seismic risk and engineering decisions”**, Lomnitz C. and Rosenblueth E. (Eds), Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1997). **“NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Rep. No. FEMA-273”**, Washington, D.C.

GCDMX, 2020a, **“Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gobierno de la Ciudad de México”**, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

GCDMX, 2020b, **“Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”**, Gobierno de la Ciudad de México, Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

Ghobarah, A. 2001, **“Performance-based design in earthquake engineering: state of development”**, *Engineering Structures*, 23(8), 878-884.

González, O., 2005, **“Aspectos fundamentales del concreto reforzado”**, 4th ed. Limusa, Ciudad.

Ibarra L, Medina R, Krawinkler H (2005), **“Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration”**, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 34, 1489-1511.

Jaimes MA, Reinoso E, Ordaz M (2006), **“Comparison of methods to predict response spectra at instrumented sites given the magnitude and distance of an earthquake”**, *Journal of Earthquake Engineering*, 10(6), 887-902.



Jaimes MA, Gaytan A, Reinoso E (2015), **“Ground-motion prediction model from intermediate-depth intraslab earthquakes at the hill and lake-bed zones of Mexico City”**. *Journal of Earthquake Engineering*, 19(8), 1260-1278.

Kappos A, Dimitrakopoulos EG (2008), **“Feasibility of pre-earthquake strengthening of buildings based on cost-benefit and life-cycle cost analysis, with the aid of fragility curves”** *Natural Hazards*, 45, 33-54.

Liel A, Deierling GG (2013), **“Cost-benefit evaluation of seismic risk mitigation alternatives for older Concrete Frame Buildings”**, *Earthquake Spectra*, 29(4), 1391-1411.

Mander, J., Priestley, M., Park, R., (1988), **“Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering”**, 114, 1804–1826.

Mora M, Valcárcel J, Cardona OD, Pujades LG, Barbat AL, Bernal GA (2015), **“Prioritizing interventions to reduce seismic vulnerability in school facilities in Colombia”**, Technical Note, *Earthquake Spectra*, 31(4), 2535-2552.

Park, R., Paulay, T., (1976), **“Reinforced concrete structures”**, John Wiley and Sons. New York, United States of America.

Park Y. J. y Ang AHS (1985), **“Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete”**, J. Struct. Eng. ASCE, 111(4), 722-739

Polese M, Di Ludovico M, Prota A, Manfredi G (2013), **“Damage-dependent vulnerability curves for existing buildings”**, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42(6), 853-870

Polese M, Di Ludovico M, Marcolini M, Prota A, Manfredi G (2015), **“Assessing reparability: simple tools for estimation of costs and performance loss of earthquake damaged reinforced concrete buildings”**, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(10), 1539-1557

Ruiz-Garcia, J., (2011), **“Inelastic Displacement Ratios for Seismic Assessment of Structures Subjected to Forward-Directivity Near-Fault Ground Motions”**, *Journal of Earthquake Engineering* 15, 449–468.

Ruiz-Garcia, J., Miranda, E., (2007), **“Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design”**, *Earthq Eng Struct Dyn* 36, 1235–1254.

Smyth AW, Altay G, Deodatis G, Erdik M, Franco G, Gülkan P, Kunreuther H, Lus H, Mete E, Seeber N, Yüzügülü Ö (2004), **“Probabilistic Benefit-Cost Analysis for earthquake damage mitigation: evaluating measures for apartment houses in Turkey”**, *Earthquake Spectra*, 20(1), 171-203.

Terán A, Jirsa JO (2005), **“A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue”**, *Earthquake Spectra*, 21(3), 803-832.

Valcárcel J, Mora MA, Cardona O, Pujades L, Barbat A, Bernal G (2013), **“Methodology and applications for the benefit cost analysis of the seismic risk reduction in buildings portfolios at broadscale”**, *Natural Hazards*, 69:845-868.

Vamvatsikos D, Cornell CA (2002), **“Incremental dynamic analysis”**, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.

Vitiello U, Asprone D, Di Ludovico M, Prota A (2016), **“Life-cycle cost optimization of the seismic retrofit of existing RC structures”**, *Bull Earthquake Eng*, DOI 10.1007/s10518-016-0046-x.

Yao X, Wei H, Shohet IM, Skibniewski MJ (2015), **“Public-private partnership for earthquake mitigation involving retrofit and insurance”**, *Technological and Economic Development of Economy*, in press. doi:10.3846/20294913.2015.1075443