

FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS CON EXCENTRICIDADES TORSIONALES VARIABLES EN LA ALTURA

Luis Esteva Maraboto⁽¹⁾, Orlando J. Díaz López⁽¹⁾, Alberto Vásquez Martínez⁽¹⁾, José G. Rangel Ramírez⁽²⁾

RESUMEN

Las normas técnicas complementarias para diseño por sismo de la ciudad de México de los últimos años (2004, 2017, 2020) especifican factores correctivos que se deben aplicar para el diseño de edificios irregulares. Los requisitos para considerar que una estructura se considere regular se establecen en dichos reglamentos los cuales se basan en el comportamiento de las estructuras ante eventos severos pasados. De acuerdo con estos criterios una estructura se considera irregular si no cumple con uno o más de esos requisitos. Para considerar estos efectos se definen unos factores correctivos que dependen del grado de irregularidad de la estructura y que se aplican al factor de reducción Q' . Estos valores se han establecido de manera intuitiva, por lo que es necesario evaluarlos a partir de estudios sobre respuesta sísmica, orientados a lograr en los sistemas irregulares niveles de seguridad congruentes con los implícitos para sistemas regulares de referencia. En este trabajo se estudia un caso particular de irregularidad correspondiente a edificios con dimensiones en planta variables en la altura que conducen a variación de las excentricidades torsionales a lo largo de la misma. Se establecen criterios para la obtención de funciones de confiabilidad de edificios con irregularidades como las mencionadas y se aplican a algunos casos específicos que puedan emplearse de base para realizar estudios paramétricos sobre la influencia de diversas variables globales sobre los factores correctivos necesarios para generar espectros de diseño que conduzcan a iguales niveles de confiabilidad.

Palabras Clave: confiabilidad sísmica; estructuras irregulares; sistema regular; factores correctivos

SEISMIC RELIABILITY FUNCTIONS OF BUILDINGS WITH TORSIONAL ECCENTRICITIES VARYING ALONG THEIR HEIGHT

ABSTRACT

Codified regulations for earthquake resistant design in Mexico City during the last years (2004, 2017, 2020) specify corrective factors that must be applied to the response spectra adopted for the design of irregular buildings. The requirements adopted to consider that a building structure is regular are essentially based on the experience derived from observations about the behavior of such systems, subjected to previous high-intensity seismic excitations. According with these requirements, a

Artículo recibido el 30 de junio de 2022 y aprobado para su publicación el 18 de diciembre de 2022. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Av. Universidad No. 300, Col., CU, Delegación Coyoacán, Ciudad de México, 04510; LEstevaM@iingen.unam.mx ; odil@pumas.iingen.unam.mx ; ing.albertovm@hotmail.com

⁽²⁾ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Aalborg, Thomas Mans Vej 23, 9000, Aalborg Dinamarca; jr@civil.aau.dk

[DOI: 10.18867/ris.109.625](https://doi.org/10.18867/ris.109.625)

structure is classified as irregular if it does not comply with one or several of these requirements. In order to take into account the influence of the degree of irregularity on the spectral ordinates that must be adopted to achieve a performance level similar to that corresponding to a regular system of equal fundamental period, a set of corrective factors are specified, to be applied to the response reduction factor Q' . These values were established on the basis of engineering judgement; therefore, it is necessary to revise them on the basis of seismic response studies oriented to attaining in the irregular systems reliability levels that are consistent with those implicit for their corresponding reference regular systems. This study is focused on irregular buildings, characterized by plan dimension variable along their height, which lead to variable torsional eccentricities along it. A new criterion is established for the determination of reliability functions of buildings with the mentioned types of irregularities; they are applied to several specific cases to be used as basis for the development of parametric studies about the influence of different global properties on the corrective factors necessary to generate seismic design spectra leading to equal reliability levels.

Keywords: seismic reliability; irregular structures; regular system; correction factors

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

La mayoría de los estudios sobre funciones de confiabilidad en estructuras de concreto reforzado se han orientado a estructuras regulares en planta-altura, con cargas uniformes en los niveles de piso. Esteva y Ruiz (1989) presentan un estudio sobre tasas esperadas de falla en edificios regulares de múltiples niveles. Esteva y Díaz-López (2006) estiman funciones de confiabilidad sísmica en estructuras regulares empleando el índice " β " de Cornell (1969) utilizando para esto el índice de reducción de rigidez secante *IRRS*, como indicador de reducción del margen de seguridad ante el colapso. En los anteriores estudios, se realizaron los análisis de respuesta sísmica tomando en cuenta la degradación de rigidez y resistencia en las secciones críticas de los elementos estructurales. Otras investigaciones han propuesto criterios para determinar la confiabilidad sísmica de algún tipo de sistema estructural en particular; entre ellos se pueden citar Esteva et al. (2001), Montiel y Ruiz (2007), Vamvatsikos y Cornell (2002), Díaz-López y Esteva (2009). Estas investigaciones se han realizado en estructuras perfectamente simétricas, tanto en cargas como en geometría y propiedades mecánicas de los miembros estructurales.

Investigaciones recientes acerca de funciones de confiabilidad sísmica en sistemas irregulares se pueden leer en Esteva (2014), en donde se plantea una visión general de cómo determinar la confiabilidad sísmica en edificios de múltiples grados de libertad con diferentes tipos de irregularidades sometidos a excitaciones sísmicas de diferentes intensidades. Picazo et al. (2014) estudiaron funciones de vulnerabilidad y riesgo sísmico para estructuras con asimetría en planta. Los investigadores antes citados han utilizados diversos criterios para establecer los niveles de confiabilidad.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2017) señalan específicamente los factores de corrección que deben aplicarse al factor de reducción por comportamiento sísmico Q' con la finalidad de determinar las ordenadas espectrales que deben utilizarse para evaluar el desempeño estructural de los edificios con irregularidades sometidos a excitaciones sísmicas de baja a alta intensidad, para presentar niveles de seguridad semejantes a los de las estructuras regulares. Estos factores varían de 0.7 a 0.9 dependiendo de las condiciones de irregularidad que se especifican en el RCDF; sin embargo, estos valores fueron determinados con base en juicio ingenieril, sin contar con estudios cuantitativos específicos.

Lo anterior hace necesario realizar estudios cuantitativos para tomar en cuenta el efecto de las irregularidades antes mencionadas, los cuáles estén orientados a la formulación de criterios de diseño que conduzcan a niveles de confiabilidad similares para los sistemas regulares y los irregulares.

PLANTEAMIENTO

El planteamiento propuesto establece una metodología para estimar funciones de confiabilidad sísmica de edificios de concreto reforzado que presentan irregularidades en planta variables en la altura. Esta metodología permite realizar un análisis paramétrico, con la finalidad de obtener las ordenadas espectrales de diseño para este tipo de edificios irregulares, que nos conduzcan a iguales niveles de confiabilidad que los que se obtendrían para edificios regulares.

Para estimar la confiabilidad estructural se utiliza el índice de confiabilidad “ β ” de Cornell (1969), el cual se define como la relación del valor medio a la desviación estándar del margen de seguridad. Las funciones de confiabilidad se estiman utilizando un indicador de seguridad. Para este trabajo el indicador utilizado es el propuesto por Esteva e Ismael (2004), el cual consiste en utilizar el índice de reducción de rigidez secante I_{RRS} . Este es un indicador de la reducción del margen de seguridad a nivel global del sistema estructural, que toma el valor de 1.0 para la condición de colapso o falla. Para obtenerlo se utiliza el concepto de intensidad de falla, de acuerdo con lo propuesto por Díaz-López y Esteva (2009). El determinar índices de confiabilidad en estructuras irregulares en planta y altura puede ser complejo; sin embargo, en este trabajo se estudia la manera de establecer que los niveles de confiabilidad en estructuras irregulares (asimétricos) sean iguales a los niveles de confiabilidad en estructuras regulares (simétricos).

FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA

Indicador de seguridad

La confiabilidad sísmica se determina mediante un indicador de seguridad que nos proporcione información de la seguridad estructural global del sistema. Para ello se toma el indicador de seguridad I_{RRS} , propuesto por Esteva e Ismael (2004), que se define con la siguiente expresión:

$$I_{RRS} = \frac{K_0 - K_S}{K_0} \quad (1)$$

En la expresión anterior, $K_0 = V_{b0}/\delta_{a0}$ representa la rigidez tangente inicial y se define como el valor de la rigidez del sistema cuando la respuesta aun es lineal, obtenido a partir de la curva de cortante en la base V_{b0} vs desplazamiento en la azotea δ_{a0} . Dicha curva se obtiene del análisis de respuesta del sistema sometido a un movimiento sísmico de muy baja intensidad. $K_S = V_{bS}/\delta_{aS}$ es la rigidez secante en el instante en que se presenta la distorsión global máxima, determinada a partir del desplazamiento δ_{aS} del centro geométrico de la azotea, asociada con su respectivo cortante basal V_{bS} , esta curva δ_{aS} vs V_{bS} se obtiene al someter a la estructura a un movimiento sísmico de intensidad dada. Puesto que los análisis de respuesta se realizan ante un movimiento sísmico considerando las dos componentes horizontales ortogonales, se determinan valores de I_{RRS} para ambas direcciones de análisis (X y Z). De acuerdo con la figura 1, en cada dirección de análisis se tiene un valor del indicador de daño en el sentido positivo y negativo de la curva V- δ . En esta figura los subíndices IX, DX, IZ y DZ designan el lado de la curva de histéresis (I o D = Izquierda o Derecha) y la dirección de análisis de la respuesta estructural (X o Z = Dirección de análisis).

Para realizar el análisis de confiabilidad se toma el valor máximo de I_{RRS} , en cualquiera de las cuatro opciones, La falla del sistema se presenta cuando el indicador de daño toma el valor de 1.0 ($I_{RRS} = 1.0$).

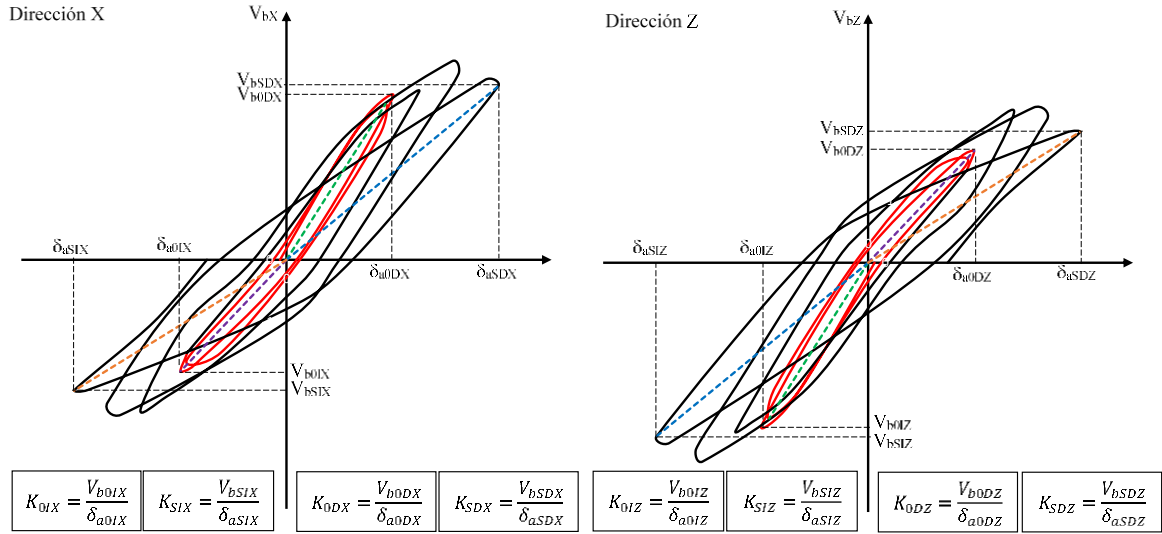


Figura 1. Determinación del índice de rigidez inicial K_0 y la rigidez secante K_S

Función de confiabilidad

Para obtener las funciones de confiabilidad sísmica se utiliza el criterio desarrollado por Esteva y Díaz-López (2006) y Díaz-López y Esteva (2009), en donde se expresa la capacidad sísmica de un sistema estructural por medio de la intensidad mínima requerida para que el sistema colapse. Lo anterior se representa mediante una variable aleatoria Y_C denominada como la intensidad de colapso. El margen de seguridad Z_M es definido como el logaritmo natural de la relación de " Y_C " entre la intensidad " y " de la excitación sísmica que actúa en el sistema.

$$Z_M = \ln \frac{Y_C}{y} = \ln Y_C - \ln y \quad (2)$$

De acuerdo con este criterio el índice de confiabilidad está dado por la siguiente expresión:

$$\beta(y) = \frac{E(\ln Y_C) - \ln y}{\sigma(\ln Y_C)} \quad (3)$$

En la expresión anterior $E(\ln Y_C)$ y $\sigma(\ln Y_C)$ son el valor esperado y la desviación estándar de la intensidad a la cual se presenta el colapso de la estructura.

Sea $Z = \ln y$, si definimos a $Z(u)$ como el logaritmo natural de la variable aleatoria Y que corresponde a un valor dado de $I_{RRS} = u$, para un sistema estructural dado se debe contar con una muestra de pares de valores aleatorios de $Z = \ln y$ y I_{RRS} para estimar la media y desviación estándar de $Z(u)$. En la falla, los valores de Z ($Z_F = \ln Y_C$) en la muestra corresponden a un valor de I_{RRS} igual a 1.0. En los análisis de respuesta se pueden obtener e identificar casos en los que la estructura falla ante una intensidad dada. Sin embargo, no es posible conocer la intensidad mínima a la cual fallaría (Z_F). Por lo tanto, los puntos correspondientes a estos valores de la intensidad no se pueden incorporar en la muestra utilizada para estimar $E(Z(u))$ y $\sigma(Z(u))$ por medio de un análisis de regresión de mínimos cuadrados convencional. Estos

puntos en los cuales la estructura colapsa puede ser incluidos mediante un análisis de máxima verosimilitud, determinando los valores de los parámetros α_1 y α_2 que maximizan la siguiente función:

$$L(\alpha_1, \alpha_2) = \prod_{i=1}^m f_Z(z_i | u_i, \alpha_1, \alpha_2) \prod_{j=1}^n [F_Z(z_j | u_j, \alpha_1, \alpha_2)] \quad (4)$$

En la ecuación anterior, m son los casos de sobrevivencia de los sistemas y n los casos en los cuales los sistemas colapsan; el valor esperado y la desviación estándar de $Z(u)$ se representan por $E(Z(u) | \alpha_1)$ y $\sigma(Z(u) | \alpha_2)$, en donde α_1 y α_2 son parámetros desconocidos.

INCERTIDUMBRES EPISTÉMICAS Y DE AJUSTE

Las incertidumbres epistémicas han sido formalmente reconocidas de manera explícita en la literatura relacionada con criterios de diseño sísmico basados en desempeño y confiabilidad. Las incertidumbres asociadas al ajuste de funciones paramétricas no han recibido atención. En este estudio se considera un planteamiento que incorpora ambos tipos de incertidumbres.

Las incertidumbres epistémicas surgen del hecho de que los modelos que se utilizan para predecir el comportamiento de un fenómeno son aproximaciones o suposiciones (pero con fundamento racional) de lo que ocurre en la realidad. En nuestro caso, para la estimación de la confiabilidad de las estructuras, la predicción de la respuesta sísmica de un sistema estructural complejo se consideran por ejemplo: modelos de comportamiento de los elementos estructurales ante cargas cíclicas; modelos para describir el peligro sísmico en un sitio dado; modelos de simulación de los movimientos sísmicos. La utilización de esos modelos introduce una incertidumbre en la estimación de la confiabilidad de la estructura por lo cual es necesario cuantificarla para considerarla en la toma de decisiones (Jalayer y Cornell, 2003).

Para tomar en cuenta las incertidumbres epistémicas se adopta la metodología descrita en el estudio de Ismael (2010), en donde se menciona que los modelos de distribución probabilista utilizados para estimar las funciones de confiabilidad son una aproximación, la cual es afectada por las incertidumbres que afectan a las variables que determinan los modelos probabilísticos de los márgenes de seguridad en sistemas estructurales sometidos a excitaciones sísmicas desconocidas. Estas incertidumbres, designadas como “epistémicas”, deben tomarse en cuenta en la formulación de criterios de diseño sísmico adecuados.

En Ismael (2010) se asume que el margen de seguridad Z es calculado como la diferencia $C - D(y)$, en donde C es la capacidad sísmica del sistema estructural y $D(y)$ representa la demanda sísmica del sistema de interés cuando está sometido a una excitación sísmica. De acuerdo con la definición del índice Beta de Cornell, $\beta(y)$ es igual a $\bar{Z}(y)/\sigma_Z$, en donde $\bar{Z}(y)$ y σ_Z son el valor esperado y la desviación estándar de Z respectivamente, dada la ocurrencia de un sismo de intensidad y . En dicho estudio, para representar la capacidad y demanda sísmica sin considerar la incertidumbre epistémica se proponen C_0 y $D_0(y)$ y para considerar la incertidumbre epistémica se introducen las variables aleatorias U_C y U_D . De lo anterior se puede escribir que la capacidad y demanda sísmica son $C = C_0 + U_C$ y $D = D_0(y) + U_D$, respectivamente. Por lo tanto, el margen de seguridad Z es igual a $Z_0 + U_Z$, donde $Z_0 = C_0 - D_0(y)$ y $U_Z = U_C - U_D$. Considerando la incertidumbre epistémica, $\beta(y)$ se puede escribir como sigue:

$$\bar{\beta}(y) = \frac{\bar{Z}_0 + \bar{U}_Z}{\sigma_{Z_0}} = \beta_0 + \frac{\bar{U}_Z}{\sigma_{Z_0}} \quad (5)$$

$$\sigma_\beta = \frac{\sigma_{U_Z}}{\sigma_{Z_0}} \quad (6)$$

En la ecuación 5, β_0 representa el índice $\beta(y)$ ignorando la incertidumbre epistémica; la relación \bar{U}_Z/σ_{Z_0} representa la influencia de la incertidumbre epistémica.

Por otra parte, para considerar las incertidumbres asociadas a los errores de ajuste de la función que representa el índice $\beta(y)$ en términos de los parámetros de diseño (para este estudio se refiere al factor de escalamiento $f_e = c$), aquí se propone lo siguiente:

- Se parte de una muestra de valores de $\beta(y)$, sin incorporar la incertidumbre epistémica, cada uno determinado para un valor del coeficiente c .
- A partir de esa muestra, se ajusta una función $\beta(y|c)$, con una forma adecuada. Esa representaría el valor esperado de $\beta(y|c)$, sin incorporar la incertidumbre epistémica.
- Designando por U_A el error de ajuste, se obtiene para cada punto de la muestra el valor correspondiente U_{A_i} que se empleará para determinar la función de variancia de U_A , en términos de c .
- Esta nueva incertidumbre se añadirá a la incertidumbre epistémica, lo que conduce a que la variable U_Z , adopte la siguiente forma:

$$U_Z = U_C - U_D + U_A \quad (7)$$

- La expresión anterior se debe emplear para obtener la función de valor esperado y desviación estándar de $\beta(y)$, empleando las ecuaciones 5 y 6.

La ecuación 3 representa el índice de confiabilidad sin considerar las incertidumbres epistémicas y de ajuste, tomando a $\bar{Z}_0 = E(\ln Y_C) - \ln y$ y $\sigma_{Z_0} = \sigma(\ln Y_C)$ y sustituyendo estos en la expresión 5, esta se modificaría como sigue:

$$\bar{\beta}(y) = \frac{E(\ln Y_C) - \ln y}{\sigma(\ln Y_C)} + \frac{\bar{U}_Z}{\sigma(\ln Y_C)} \quad (8)$$

La ecuación anterior representa la función de confiabilidad tomando en cuenta la incertidumbre epistémica y la de ajuste, esta última representada en la ecuación 7. Con la ecuación 8 se estiman las funciones de confiabilidad para conocer la influencia que tiene dichas incertidumbres en la confiabilidad sísmica de los casos estudiados.

APLICACIONES

Una aplicación de la metodología descrita anteriormente se presenta a continuación y se basa en el estudio desarrollado por Vásquez et al (2017) y Vásquez (2019). En ese trabajo se estudia una familia de estructuras con irregularidad de planta variable en la altura, representativas de las que pueden presentarse en la realidad; por lo tanto, al presentarse esta irregularidad se manifiesta la no coincidencia del centro de cortante con el centro de rigideces laterales en los pisos inferiores, generando excentricidades torsionales. Los edificios que se analizaron en ese trabajo fueron diseñados con el reglamento de construcciones y sus normas técnicas del 2004 (RCDF 2004), sin embargo, el fin del trabajo es mostrar la aplicación de la metodología propuesta.

Se estudian edificios de 9 y 15 niveles y, con fines de comparación, cada una de estas estructuras tendrá como referencia un sistema con una base con iguales dimensiones (ver figura 2). Como se dijo anteriormente los edificios estudiados se analizaron y diseñaron de acuerdo con las Normas Técnicas

Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004). El sistema se supuso desplantado en la zona IIIb de la ciudad de México (suelo blando). Para el análisis dinámico modal espectral se utilizó el programa de cómputo ECOgcWV2.29 creado por Corona (2007), considerando un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ para los sistemas con marcos de concreto reforzado de 9 niveles y $Q=3$ para los sistemas estructurales de 15 niveles compuestos de marcos y muros de concreto reforzado. Para los sistemas estructurales estudiados se revisó que la estructura sea suficientemente rígida para cumplir con los requisitos de estado límite de servicio especificado en la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo (NTCDS 2004). Las vigas, columnas y muros diseñados para cada uno de los edificios estudiados se encuentran dentro de los límites de porcentajes de acero permitidos ($\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$) en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2004 (NTCDCEC, 2004) para elementos a falla dúctil.

En la tabla 1 se presentan los casos de los edificios que se estudian. La irregularidad corresponde a la variación de la planta en la altura (Figura 2). Cada uno de esos casos corresponde a una condición de irregularidad. Los parámetros que definen esas condiciones están dados por: ancho de la planta (a), largo de la planta (b), altura de la estructura (h), altura a la cual se presenta el cambio en la planta (h_1), largo de la planta en el segmento superior (b_1).

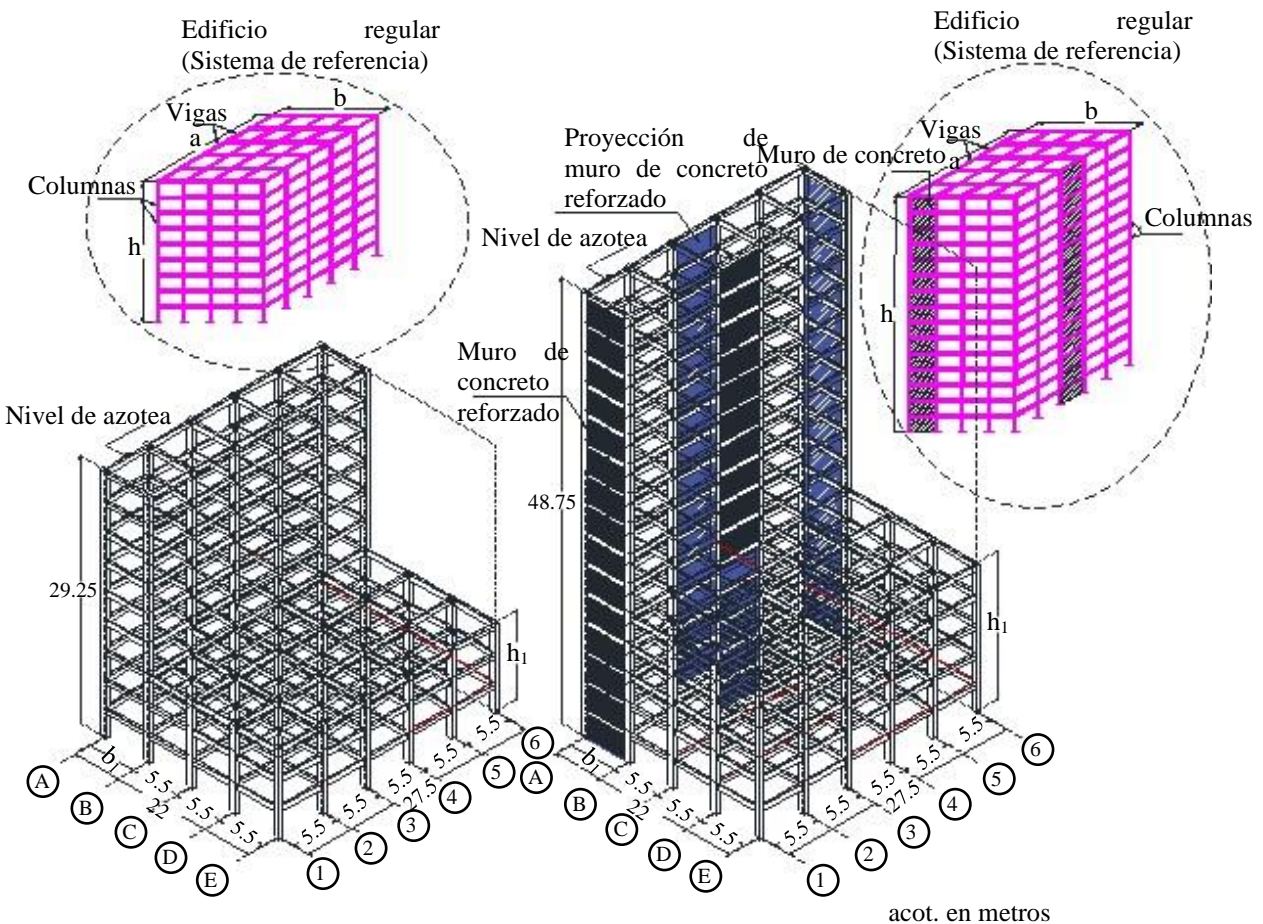


Figura 2. Edificios irregulares de 9 y 15 niveles de los casos 1 y 5 con sus sistemas regulares de referencia (casos 9 y 10) acorde a la tabla 1

Tabla 1. Propiedades geométricas de los casos estudiados

Caso, $h_1/h, b_1/b$	No. de niveles	a (m)	b (m)	h (m)	Altura de entrepiso (m)	h_1 (m)	b_1 (m)	
1	1/3, 1/4	9	27.50	22.00	29.25	3.25	9.75	5.50
2	1/3, 1/2	9	27.50	22.00	29.25	3.25	9.75	11.00
3	2/3, 1/4	9	27.50	22.00	29.25	3.25	19.50	5.50
4	2/3, 1/2	9	27.50	22.00	29.25	3.25	19.50	11.00
5	1/3, 1/4	15	27.50	22.00	48.75	3.25	16.25	5.50
6	1/3, 1/2	15	27.50	22.00	48.75	3.25	16.25	11.00
7	2/3, 1/4	15	27.50	22.00	48.75	3.25	32.50	5.50
8	2/3, 1/2	15	27.50	22.00	48.75	3.25	32.50	11.00
9	1, 1	9	27.50	22.00	29.25	3.25	29.25	22.00
10	1, 1	15	27.50	22.00	48.75	3.25	48.75	22.00

Para obtener la variación del índice de confiabilidad de las estructuras irregulares (tabla 1, casos 1 a 8), en función del coeficiente sísmico para el cual se diseñan, se consideraron tres casos de diseño: a) estructuras diseñadas considerando el espectro sísmico de diseño especificado en el Apéndice A de las NTCDS (2004), $f_e = 1.0$; b) estructuras diseñadas considerando el espectro sísmico de diseño especificado en el Apéndice A de las NTCDS (2004) multiplicando su meseta por un factor $f_e = 0.7$; c) estructuras diseñadas considerando el espectro sísmico de diseño especificado en el Apéndice A de las NTCDS (2004) multiplicando su meseta por un factor $f_e = 1.3$.

Los edificios regulares tomados como sistema de referencia corresponden a los casos 9 y 10 de la tabla 1. Estos solo se diseñan para un factor de escalamiento f_e de 1.0, es decir para la ordenada del espectro de diseño sin modificar, tal como se diseña comúnmente con las NTCDS (2004).

Edificio de 9 niveles

Como ya se mencionó, los sistemas estructurales irregular y regular de 9 niveles se diseñaron con las NTC-RCDF-2004, cumpliendo con todos los requisitos que en ella se establecen. En la figura 3 se presentan las nomenclaturas de las secciones transversales finales de los casos 4 y 9. En la tabla 2 se muestran las dimensiones finales de las secciones transversales de vigas y columnas para los casos 1 al 4 (sistemas irregulares) y 9 (sistema regular de referencia).

Tabla 2. Secciones transversales finales de vigas y columnas

Caso, $h_1/h, b_1/b, f_e$	T-1 Nivel 1 al 3	Vigas $b(m) \times h(m)$			T-4 Nivel 9	C1 Nivel 1 al 3	Columnas $b(m) \times h(m)$		C4 Nivel 1 al 3
		T-2 Nivel 4 al 6	T-3 Nivel 7 al 8	C2 Nivel 4 al 6			C3 Nivel 7 al 8		
1, 1/3, 1/4, 0.7	0.35x0.60	0.35x0.60	0.30x0.50	0.30x0.50	0.50x0.60	0.45x0.55	0.40x0.50	0.45x0.45	
1, 1/3, 1/4, 1.0	0.30x0.65	0.35x0.65	0.30x0.55	0.30x0.55	0.55x0.65	0.50x0.60	0.40x0.50	0.45x0.45	
1, 1/3, 1/4, 1.3	0.30x0.65	0.35x0.65	0.30x0.55	0.30x0.55	0.55x0.65	0.50x0.60	0.40x0.50	0.45x0.45	
2 1/3, 1/2, 0.7	0.35x0.70	0.35x0.65	0.35x0.55	0.30x0.50	0.45x0.50	0.40x0.45	0.35x0.40	0.40x0.40	
2, 1/3, 1/2, 1.0	0.35x0.65	0.35x0.60	0.35x0.55	0.30x0.50	0.60x0.70	0.55x0.65	0.50x0.60	0.40x0.40	
2, 1/3, 1/2, 1.3	0.35x0.70	0.35x0.65	0.35x0.55	0.30x0.50	0.60x0.80	0.50x0.70	0.40x0.60	0.40x0.40	
3, 2/3, 1/4, 0.7	0.35x0.65	0.30x0.50	0.30x0.50	0.30x0.50	0.40x0.55	0.35x0.50	0.30x0.45		
3, 2/3, 1/4, 1.0	0.35x0.65	0.35x0.65	0.30x0.50	0.30x0.50	0.45x0.65	0.40x0.60	0.30x0.55		
3, 2/3, 1/4, 1.3	0.35x0.65	0.35x0.65	0.30x0.50	0.30x0.50	0.45x0.75	0.40x0.70	0.40x0.65		
4, 2/3, 1/2, 0.7	0.35x0.65	0.35x0.65	0.30x0.55	0.30x0.50	0.45x0.50	0.40x0.45	0.35x0.40		
4, 2/3, 1/2, 1.0	0.35x0.70	0.35x0.65	0.30x0.55	0.30x0.50	0.50x0.65	0.40x0.60	0.35x0.45		
4, 2/3, 1/2, 1.3	0.35x0.70	0.35x0.65	0.30x0.50	0.30x0.50	0.50x0.75	0.45x0.70	0.40x0.65		
9, 1, 1, 1.0	0.35x0.70	0.35x0.65	0.30x0.55	0.30x0.50	0.60x0.60	0.55x0.55	0.45x0.45		

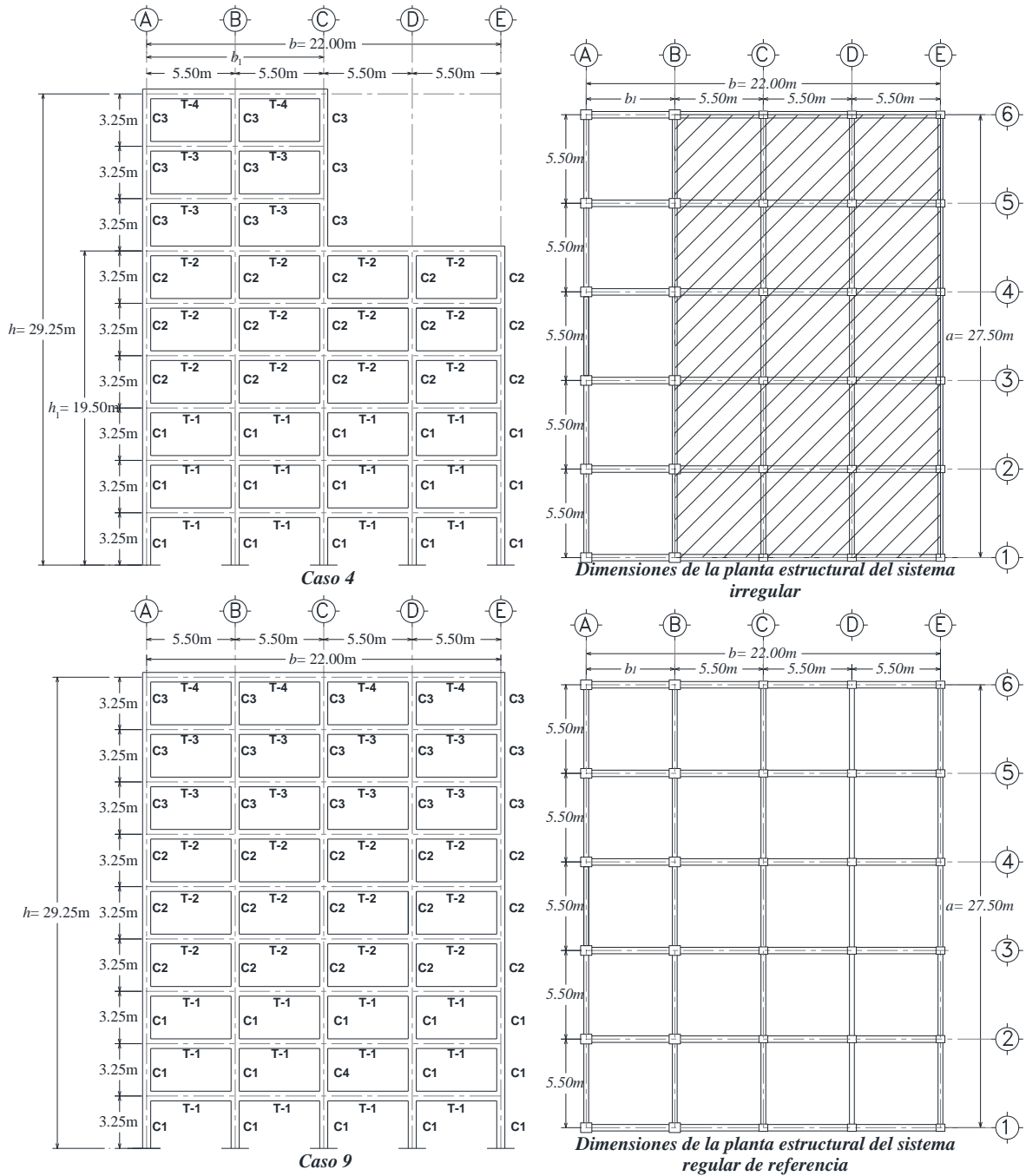


Figura 3. Nomenclatura de las secciones transversales finales de vigas y columnas de los casos 4 y 9

Edificio de 15 niveles

Las secciones transversales de vigas, columnas y muros de concreto reforzado de los casos de estudio 5 al 8 y 10 del edificio de 15 niveles se diseñaron conforme a las NTC-RCDF-2004, cumpliendo con todos los requisitos establecidos en ella. Las dimensiones finales de los diferentes elementos estructurales se presentan en las tablas 3 y 4. En la figura 4 se muestran las nomenclaturas designadas a los casos de estudio 8 y 10.

Tabla 3. Secciones transversales finales de vigas y columnas

Caso, $h_i/h, b_i/b, f_e$	Vigas b(m) x h(m)				Columnas b(m) x h(m)				
	T-1 nivel 1 al 5	T-2 nivel 6 al 10	T-3 nivel 11 al 14	T-4 nivel 15	C1 nivel 1 al 5	C2 nivel 6 al 10	C3 nivel 11 al 14	C4 nivel 1 al 4	C5 nivel 5 al 10
5, 1/3, 1/4,0.7	0.35x0.70	0.35x0.70	0.35x0.70	0.30x0.60	0.55x1.20	0.50x1.00	0.35x0.75	0.40x0.60	
5, 1/3, 1/4,1.0	0.45x0.70	0.45x0.70	0.40x0.70	0.30x0.60	0.85x1.45	0.80x1.35	0.65x1.25	0.40x0.60	
5, 1/3, 1/4,1.3	0.50x0.70	0.50x0.70	0.50x0.70	0.30x0.60	1.55x1.80	1.45x1.60	1.35x1.40	0.40x0.60	
6, 1/3, 1/2,0.7	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.65	0.35x0.60	0.45x0.90	0.40x0.70	0.35x0.65	0.45x0.45	
6, 1/3, 1/2,1.0	0.45x0.70	0.40x0.70	0.35x0.70	0.35x0.65	0.65x1.20	0.60x1.15	0.40x0.80	0.40x0.50	
6, 1/3, 1/2,1.3	0.45x0.70	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.65	0.80x1.65	0.75x1.60	0.55x1.30	0.40x0.50	
7, 2/3, 1/4,0.7	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.70	0.35x0.60	0.55x0.75	0.45x0.70	0.40x0.60	0.50x0.50	0.50x0.50
7, 2/3, 1/4,1.0	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.70	0.35x0.60	0.60x1.15	0.55x1.10	0.45x0.95	0.60x0.60	0.60x0.60
7, 2/3, 1/4,1.3	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.70	0.35x0.60	0.80x1.55	0.70x1.40	0.50x1.20	0.80x0.85	0.75x0.80
8, 2/3, 1/2,0.7	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.65	0.35x0.60	0.45x0.80	0.40x0.70	0.35x0.60	0.50x0.50	0.45x0.45
8, 2/3, 1/2,1.0	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.70	0.35x0.60	0.55x1.10	0.50x1.00	0.45x0.90	0.55x0.60	0.50x0.55
8, 2/3, 1/2,1.3	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.70	0.35x0.60	0.80x1.50	0.65x1.35	0.50x1.15	0.70x0.80	0.70x0.80
10, 1, 1, 1.0	0.40x0.70	0.40x0.70	0.35x0.70	0.35x0.65	1.05x1.05	1.00x1.00	0.80x0.80		

Tabla 4. Espesores de muros de concreto reforzado

Caso, $h_1/h, b_1/b, f_e$	Muros en dirección de los ejes 1 y 6 e(m)			Muros en dirección de los ejes A y B o C e(m)		
	MX-1 Nivel 1 al 5	MX-2 Nivel 6 al 10	MX-3 Nivel 11 al 15	MZ-1 Nivel 1 al 5	MZ-2 Nivel 6 al 10	MZ-3 Nivel 11 al 15
5, 1/3, 1/4, 0.7	0.40	0.30	0.20	0.40	0.30	0.20
5, 1/3, 1/4, 1.0	0.35	0.30	0.20	0.35	0.30	0.20
5, 1/3, 1/4, 1.3	0.40	0.30	0.30	0.50	0.30	0.30
6, 1/3, 1/2, 0.7	0.35	0.30	0.20	0.35	0.30	0.20
6, 1/3, 1/2, 1.0	0.40	0.30	0.20	0.35	0.30	0.20
6, 1/3, 1/2, 1.3	0.40	0.30	0.20	0.40	0.30	0.20
7, 2/3, 1/4, 0.7	0.40	0.30	0.20	0.35	0.30	0.20
7, 2/3, 1/4, 1.0	0.40	0.30	0.20	0.40	0.30	0.20
7, 2/3, 1/4, 1.3	0.40	0.30	0.20	0.40	0.30	0.20
8, 2/3, 1/2, 0.7	0.30	0.25	0.20	0.30	0.25	0.20
8, 2/3, 1/2, 1.0	0.40	0.30	0.20	0.35	0.30	0.20
8, 2/3, 1/2, 1.3	0.40	0.30	0.20	0.35	0.30	0.20
10 _o , 1, 1, 1.0	0.40	0.30	0.20	0.35	0.30	0.20

ANÁLISIS NO LINEAL

En la confiabilidad sísmica se necesita considerar las diversas incertidumbres que pudiesen afectar la respuesta sísmica de los sistemas estructurales. En este estudio, se consideran las incertidumbres en: cargas gravitacionales, propiedades de materiales y miembros estructurales. Para tomar en cuenta incertidumbres se emplea el programa de uso libre SIB (Simulation of Buildings) creado por Rangel y Esteva (2015) para la simulación de las propiedades de las estructuras que se analizan.

Para el análisis de las estructuras es necesario contar con un número suficiente de acelerogramas que consideren la aleatoriedad del movimiento, así como su intensidad. Debido a la escasez de información de sismos de alta intensidad en el catálogo de datos históricos de nuestro país, es necesario recurrir a metodologías de simulación para la obtención de estos. Aquí se utiliza un método híbrido de simulación de temblores desarrollado por Ismael y Esteva (2006), el cual se basa en dos diferentes técnicas de simulación, como las funciones generalizadas de atenuación (Alamilla et al., 2001) y las funciones de Green (Ordaz et al., 1995). La excitación sísmica obtenida de las simulaciones es representada por dos componentes horizontales ortogonales.

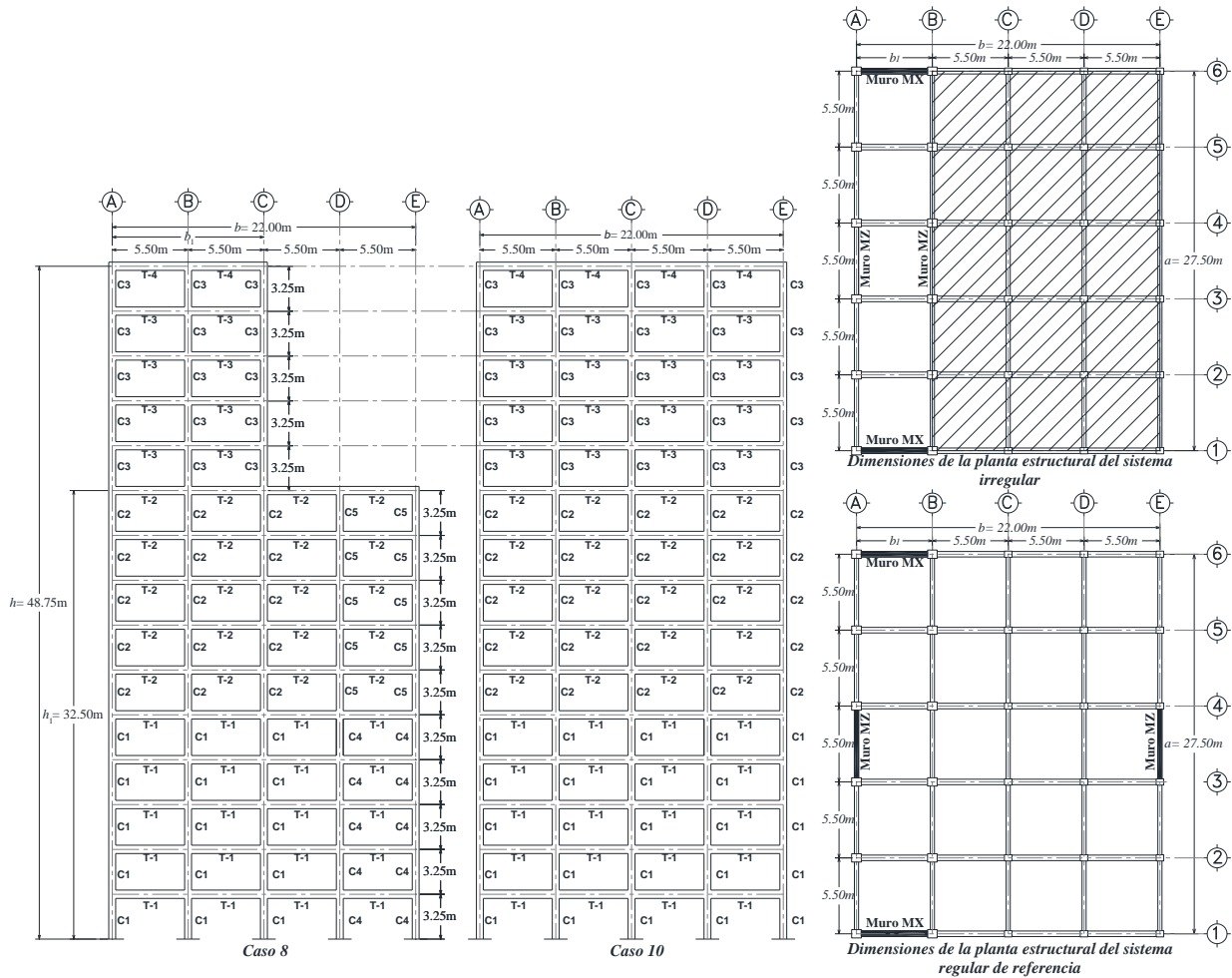


Figura 4. Nomenclatura de las secciones transversales finales de vigas y columnas de los casos 8 y 10

En este estudio, se toma como medida de intensidad la media de la respuesta de pseudo-aceleraciones $S_{ax}(T)$ y $S_{az}(T)$, en donde T es el periodo fundamental del sistema, tomando en cuenta los grados de libertad en traslación y en rotación de sus pisos. La siguiente expresión define la medida de intensidad.

$$S_a(T) = \frac{S_{ax}(T) + S_{az}(T)}{2} \quad (9)$$

Se utiliza el programa Opensees (Mazzoni et al., 2006) para obtener la respuesta dinámica no lineal de los casos estudiados. Se considera que los elementos estructurales como vigas y columnas se encuentran discretizados en 5 y 3 segmentos respectivamente; además que, las secciones transversales de estos elementos estructurales son modelados por medio de secciones discretizadas en fibras (ver figura 5) e integradas a lo largo de los elementos mediante funciones de forma de los desplazamientos, con lo que se toma en cuenta la distribución de comportamiento no lineal a lo largo del elemento; es decir, se considera una modelación a base de plasticidad distribuida; para esto se utiliza el modelo de integración numérica Gauss-Lobatto (Scott, 2011). Los modelos de comportamiento de los materiales empleados en cada una de las fibras discretizadas de vigas y columnas son: el modelo “Steel02” de Giuffre-Menegotto-Pinto (Filippou et al., 1983; Giuffrè et al., 1970) para el acero de refuerzo, el modelo “Concrete01” (Zero Tensile Strength) de Kent-Scott-Park (Kent y Park, 1971; Scott et al., 1982) con rigidez degradada linealmente con la carga y

descarga para el concreto no confinado y para el concreto confinado se utilizó el modelo “Concrete02” (Linear Tension Softening) ajustado a las propiedades del modelo de Kent-Scott-Park con la diferencia de que la pendiente de descarga es suavizada con trayectorias lineales, además que este modelo supone un comportamiento lineal en tensión.

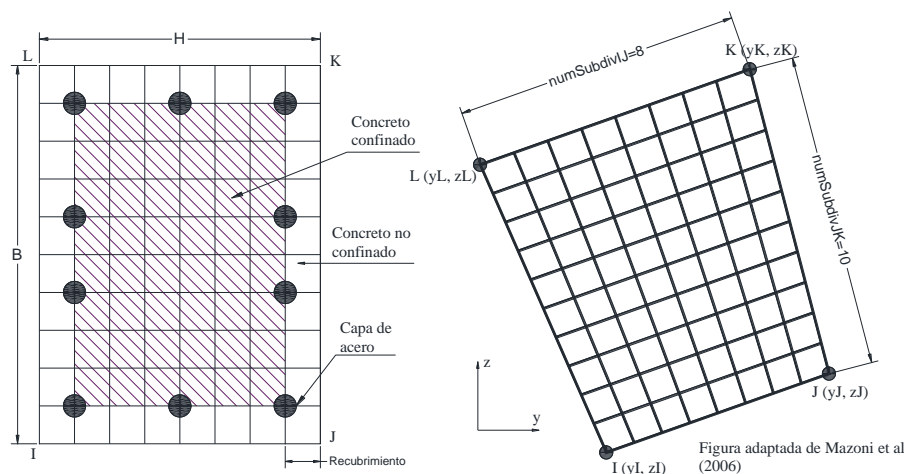


Figura 5. Representación esquemática de la discretización en fibras de las secciones transversales de los elementos estructurales

La modelación de los muros de concreto reforzado para los edificios de 15 niveles se realiza utilizando el modelo armadura propuesto por Panagiotou et al. (2012), el cual consiste en caracterizar el panel de concreto en sub-paneles, los cuales están formados por elementos verticales, horizontales y diagonales que toman en cuenta la interacción flexión-cortante y representan la degradación de rigidez y resistencia. El modelo de comportamiento utilizado para el concreto no confinado o confinado en los elementos verticales, horizontales y diagonales de las armaduras que representan los muros de concreto reforzado es el “ConcreteBeta” que se basa en la envolvente esfuerzo-deformación de los estudios de Hoshikuma et al. (1997). Este modelo considera explícitamente el efecto de deformación normal para el comportamiento del concreto en compresión. En cuanto al comportamiento del acero de refuerzo, se utiliza el mismo modelo “Steel02” utilizado para las vigas y columnas.

La respuesta no lineal de los sistemas estructurales irregulares y regulares se miden de manera global en el centro de masa de la azotea (ver figura 6). A partir de ella se obtiene la historia de desplazamientos " δ_a " en las direcciones de análisis X y Z ; además, se determina la historia de cortantes en la base " V_b " correspondiente a cada dirección " δ_a ". Con lo anterior, se puede representar la curva cortante basal-desplazamiento de azotea, (V_b - δ_a), la cual se utiliza para calcular el índice de respuesta del sistema estructural.

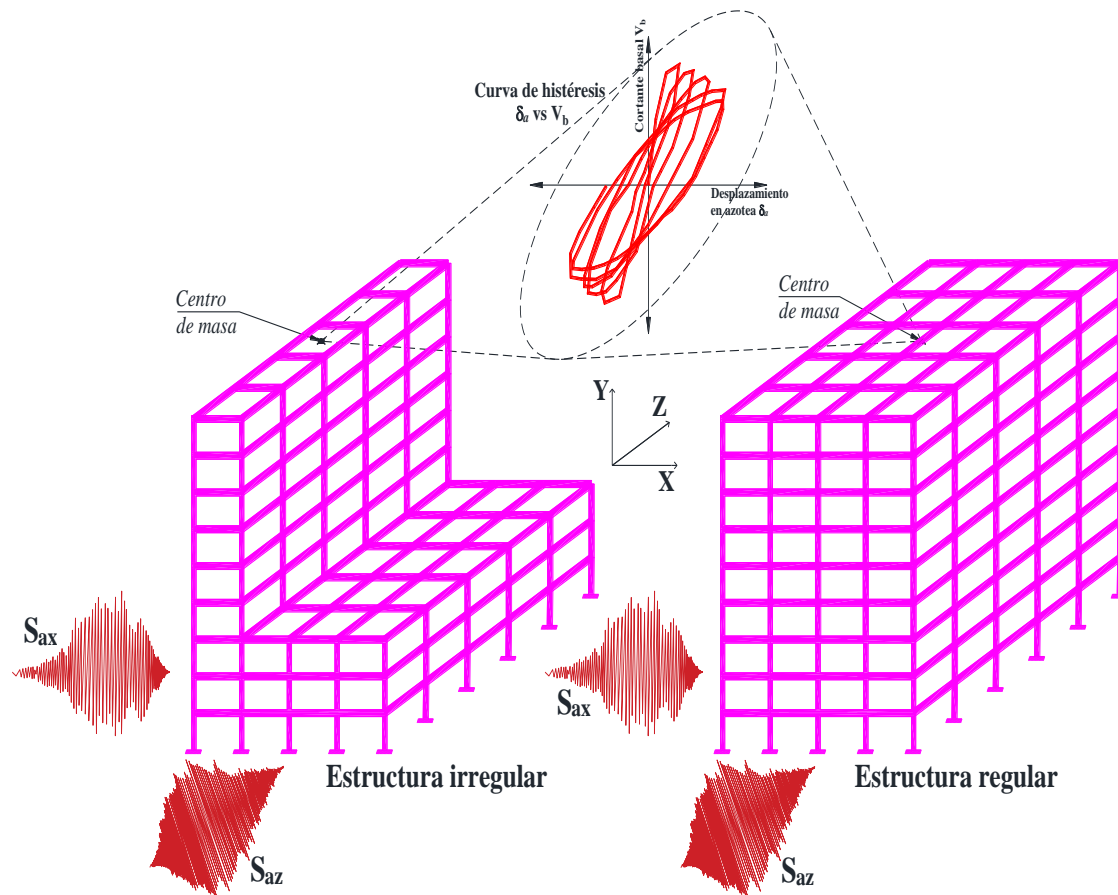


Figura 6. Edificios esquemáticos de los casos en estudio sometidos a un par de excitaciones sísmicas horizontales ortogonales

El análisis de respuesta de cada uno de los casos estudiados se realiza considerando 50 estructuras simuladas en sus propiedades geométricas, materiales y de cargas. A cada una de estas estructuras se le somete a un sismo simulado elegido aleatoriamente con diferentes intensidades sísmicas correspondientes a un periodo de recurrencia dado.

Sistemas irregulares

En la figura 7 se presentan las curvas de histéresis obtenidas de las estructuras simuladas 28 y 48 para los casos 2 y 4; mientras que, en la figura 8 se muestran las curvas histeréticas de las estructuras simuladas 19 y 2 para los casos 5 y 8 respectivamente. En ambas figuras se presentan las estructuras simuladas que tienen como origen las diseñadas con factores de escala en la ordenada espectral de 0.7, 1.0 y 1.3 de acuerdo con lo mostrado en la tabla 1.

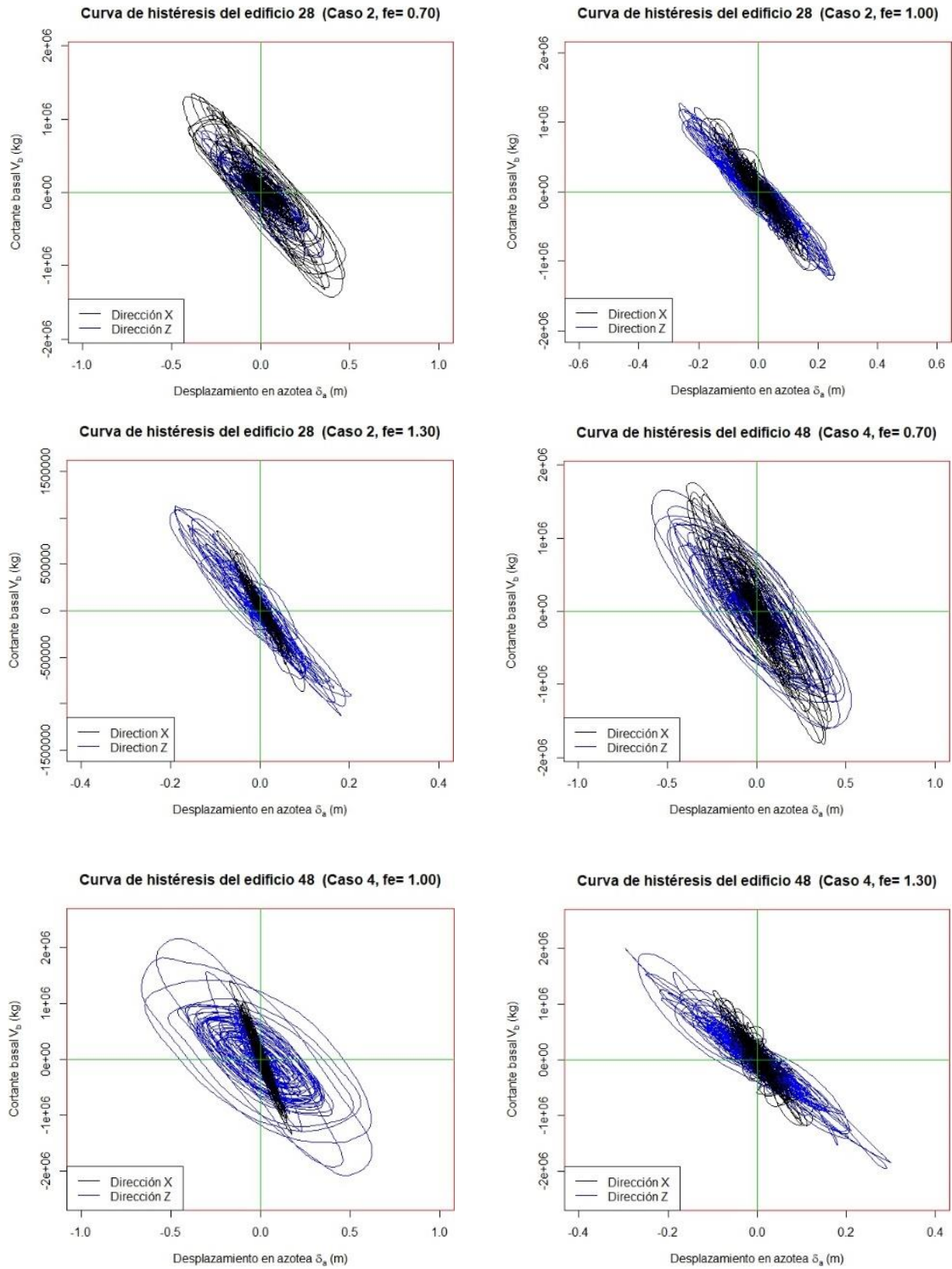


Figura 7. Curvas de histéresis de las estructuras simuladas 28 (caso 2) y 48 (caso 4) correspondientes a los edificios de 9 niveles.

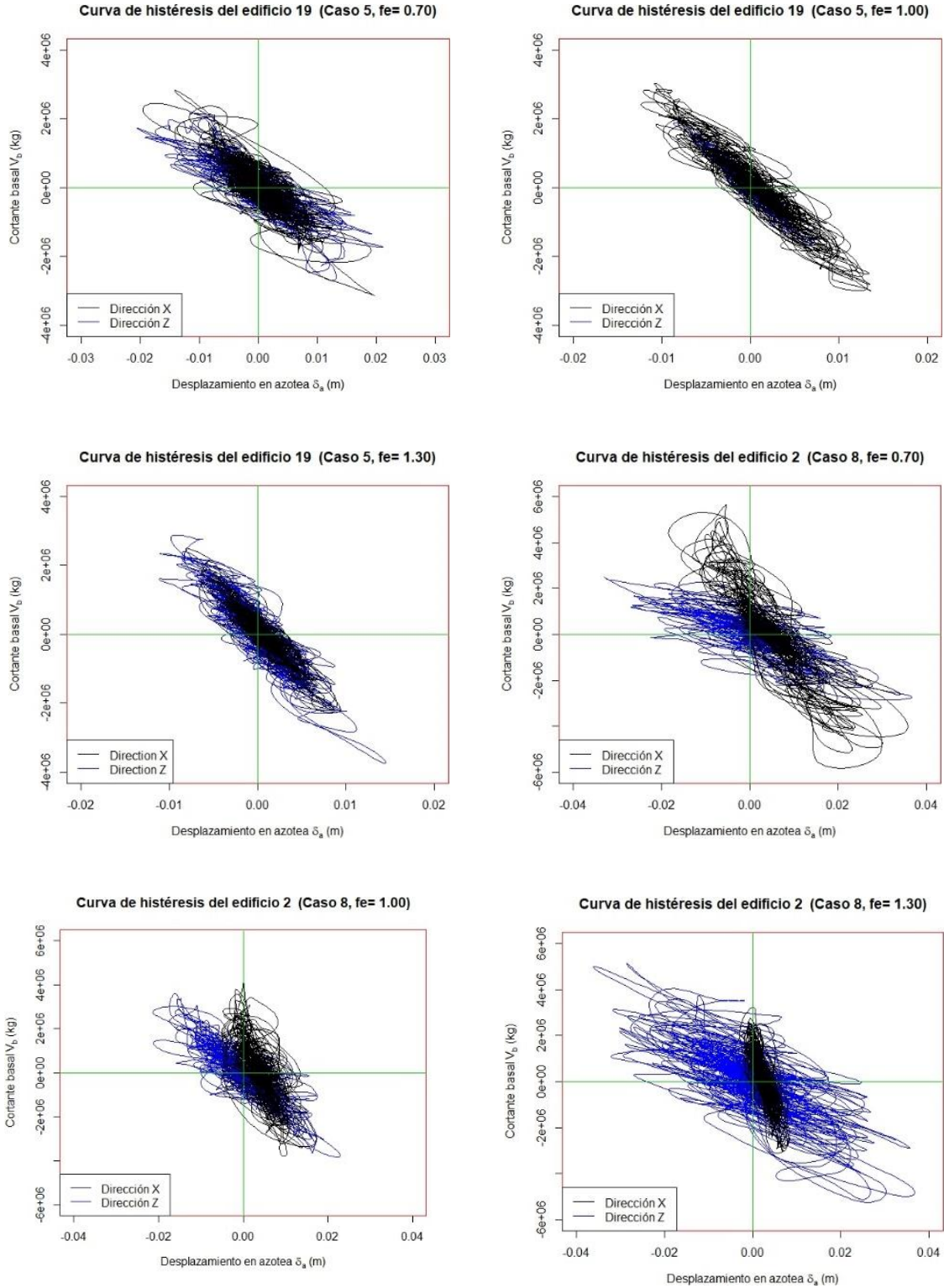


Figura 8. Curvas de histéresis de las estructuras simuladas 19 (caso 5) y 2 (caso 8) correspondientes a los edificios de 15 niveles.

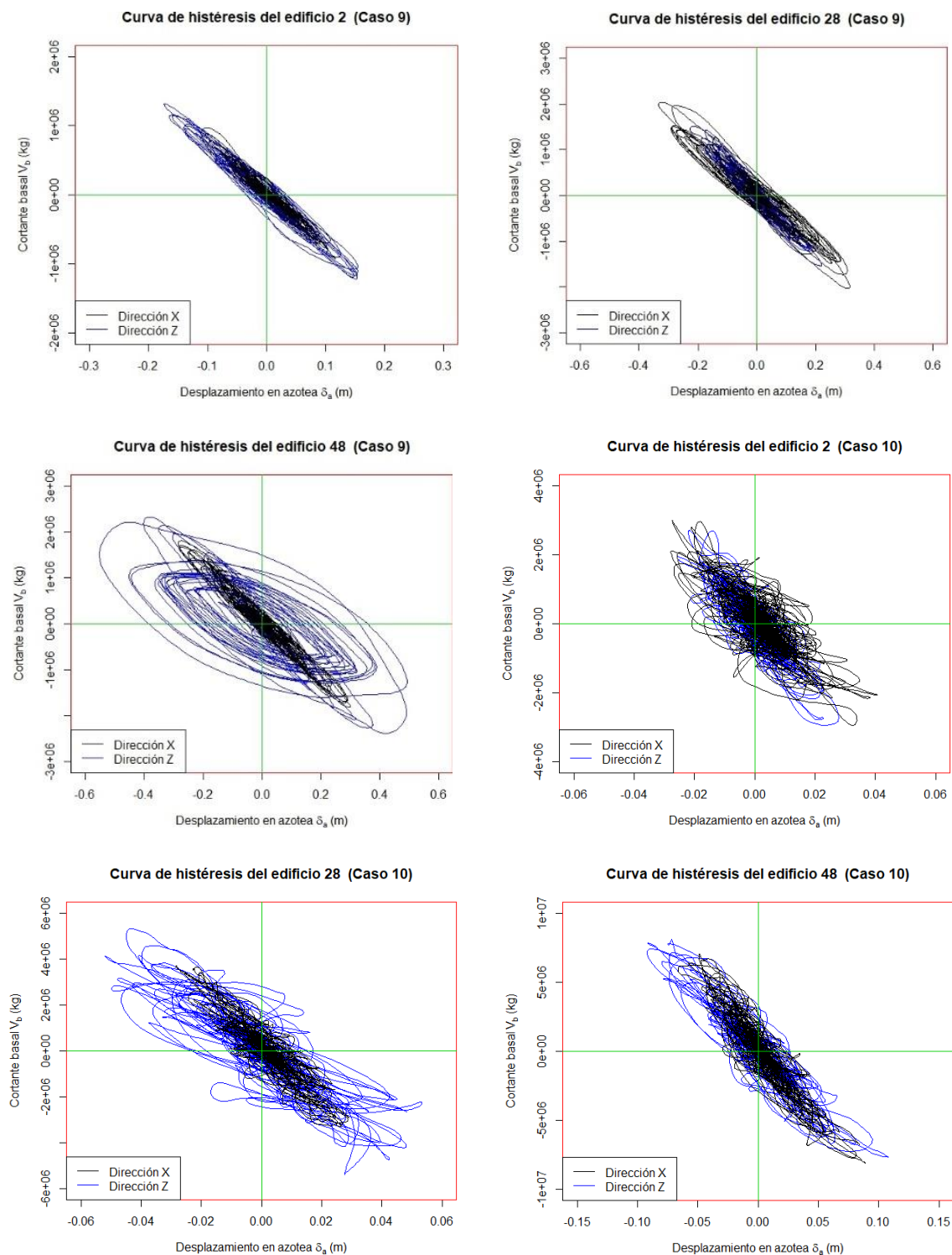


Figura 9. Curvas de histéresis para el caso 9 y 10 (edificios de 9 y 15 niveles) diseñados de manera convencional con el apéndice A de las NTCDS-2004.

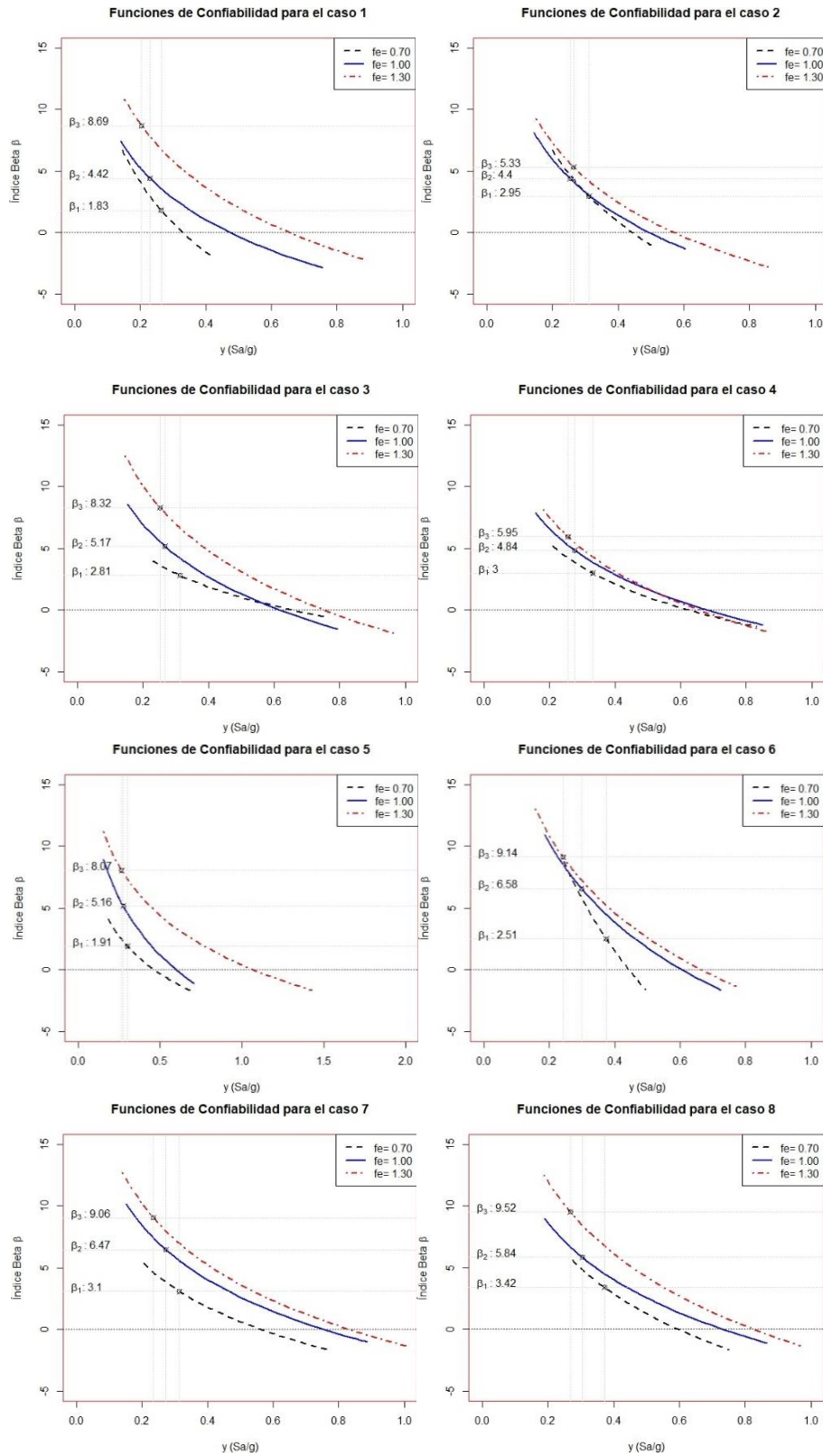


Figura 10. Funciones de confiabilidad para los casos de estudio 1 al 8 (sistemas irregulares)

En las figuras 7 y 8 se pueden observar la degradación de rigidez y resistencia de algunos edificios simulados de 9 y 15 niveles correspondientes a los casos de estudio 2, 4, 5 y 8 de la tabla 1. Los lazos de histéresis presentan una mayor caída en pendiente y dispersión con respecto a una línea recta; es decir, los anchos de los lazos aumentan conforme se incrementa la intensidad de la excitación sísmica. Al incrementarse la intensidad de la excitación sísmica, los desplazamientos, y por lo tanto la fuerza cortante en la base, se incrementan, produciendo en la estructura daños moderados a severos que pueden originar la falla en el sistema. De manera particular, en las curvas de histéresis de la figura 8 se puede observar que los desplazamientos son bajos comparados con las curvas histeréticas mostradas en la figura 7 que corresponden a los casos de estudios de los edificios de 9 niveles; esto se debe al incremento en rigidez y resistencia que aportan los muros de concreto reforzado. Los resultados obtenidos a partir de las curvas de histéresis se utilizaron para obtener el indicador de daño global I_{RRS} propuesto por Esteva e Ismael (2004).

Sistemas regulares

En la figura 9 se presentan las curvas de histéresis obtenidas de las estructuras simuladas 2, 28 y 48 para los casos 9 y 10, correspondientes a los sistemas regulares de referencia de 9 y 15 niveles respectivamente y diseñadas conforme a las NTC-RCDF-2004. En estas figuras se pueden observar la evolución de la pérdida de resistencia y reducción de rigidez ante excitaciones sísmicas de diversas intensidades en el centro de masa de la azotea. Las curvas representativas de histéresis de los sistemas irregulares presentan el mismo proceso de degradación y resistencia.

Funciones de confiabilidad

En la figura 10 se muestran las funciones de confiabilidad sísmica calculadas con la ecuación 8, para los casos 1 al 8 de los sistemas irregulares de 9 y 15 niveles, mientras que, en la figura 11 se observan las curvas de confiabilidad de los casos 9 y 10 correspondientes a los sistemas regulares de 9 y 15 niveles respectivamente. En ambas figuras se muestran los valores de β asociados a una intensidad "y" para un periodo de retorno $T_R = 250$ años.

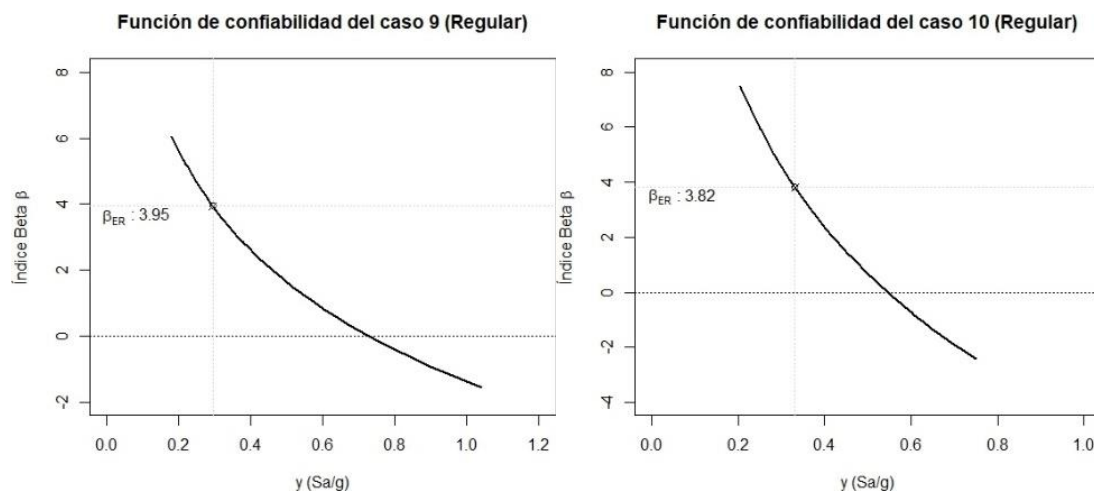


Figura 11. Funciones de confiabilidad para los casos de estudio 9 al 10 (sistemas regulares de referencia)

En la tabla 5 se presentan los valores de los índices β asociados a una intensidad y correspondiente a un periodo de retorno $T_R=250$ años de las estructuras irregulares, para todos los casos estudiados y coeficientes de diseño utilizados. En la misma tabla se muestran los valores β_{ER} correspondientes a los sistemas regulares de referencia.

Tabla 5. Índices de confiabilidad para los sistemas irregulares y regulares de referencia

Caso i	f_e	(h ₁ /h)	(b ₁ /b)	T (seg)	y_{tr}	β	β_{ER}
1	0.7	1/3	1/4	1.052	0.264	1.83	-----
1	1.0	1/3	1/4	0.966	0.229	4.42	-----
1	1.3	1/3	1/4	0.846	0.209	8.69	-----
2	0.7	1/3	1/2	1.188	0.312	2.95	-----
2	1.0	1/3	1/2	1.024	0.254	4.40	-----
2	1.3	1/3	1/2	0.956	0.265	5.33	-----
3	0.7	2/3	1/4	1.193	0.313	2.81	-----
3	1.0	2/3	1/4	1.063	0.267	5.17	-----
3	1.3	2/3	1/4	1.020	0.252	8.32	-----
4	0.7	2/3	1/2	1.235	0.332	3.00	-----
4	1.0	2/3	1/2	1.086	0.277	4.84	-----
4	1.3	2/3	1/2	1.029	0.256	5.95	-----
5	0.7	1/3	1/4	1.160	0.303	1.91	-----
5	1.0	1/3	1/4	1.084	0.276	5.16	-----
5	1.3	1/3	1/4	1.057	0.266	8.07	-----
6	0.7	1/3	1/2	1.321	0.375	2.51	-----
6	1.0	1/3	1/2	1.164	0.299	6.58	-----
6	1.3	1/3	1/2	1.092	0.243	9.14	-----
7	0.7	2/3	1/4	1.196	0.314	3.10	-----
7	1.0	2/3	1/4	1.075	0.273	6.47	-----
7	1.3	2/3	1/4	0.977	0.235	9.06	-----
8	0.7	2/3	1/2	1.317	0.372	3.42	-----
8	1.0	2/3	1/2	1.175	0.305	5.84	-----
8	1.3	2/3	1/2	1.063	0.268	9.52	-----
9	1.0	1.0	1.0	1.135	0.294	----	3.95
10	1.0	1.0	1.0	1.233	0.331	----	3.82

Los resultados que se presentan en la tabla 5 muestran la variación en el periodo fundamental de las estructuras irregulares diseñadas con los factores f_e iguales a 0.7, 1.0 y 1.3, al modificarse las secciones transversales de las vigas y columnas y las cargas, aumentando dicho periodo al disminuir el valor de f_e . Debido a las características de los movimientos sísmicos y el tipo de terreno en el cual se suponen desplantadas las estructuras, la intensidad sísmica para el periodo de retorno considerado, $T_R=250$ años, se incrementa al aumentar el periodo de la estructura. Los resultados también muestran que el índice de confiabilidad β aumenta conforme se incrementa el valor de f_e .

Al comparar los resultados del índice de confiabilidad β de los edificios irregulares diseñados para un valor de $f_e=1.0$, con respecto al que se tiene para las estructuras regulares de referencia (también diseñadas para un valor de $f_e=1.0$), se encuentra que las estructuras irregulares presentan un valor de β mayor que el que se tiene para las estructuras regulares de referencia. Puesto que en el diseño de las estructuras irregulares no se consideró aplicar el factor de irregularidad que marca el reglamento del DF (2004), tenemos que esa irregularidad favorece el comportamiento de la estructura (con respecto a su confiabilidad). Al hacer esta comparación se debe considerar que las características dinámicas de las estructuras irregulares cambian, afectando igualmente su diseño. Por otro lado, hay que tomar en cuenta que en este estudio se está tomando como indicador de respuesta al índice I_{RRS} dado por la ecuación 1, el cual representa un índice global de la respuesta de la estructura, relacionado con el desplazamiento en la azotea y el cortante en la base, considerar la distribución de la respuesta en la altura puede modificar estos resultados.

DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES CORRECTIVOS

A partir de los análisis de confiabilidad realizados para los casos de estudio presentados en la tabla 1, se utilizan las funciones de confiabilidad resultantes para obtener criterios de diseño sísmico de acuerdo con un estudio paramétrico. Con el fin de obtener criterios de diseño sísmico asociados a niveles de confiabilidad establecidos, será necesario contar, para cada sistema estudiado, con los valores de los índices de

confiabilidad asociados a varios diseños, a partir de los cuales puedan obtenerse, mediante interpolación, los parámetros de diseño correspondientes a los niveles de confiabilidad seleccionados como objetivo.

Para poder determinar factores correctivos es necesario que el sistema irregular y el regular que se emplea de referencia tengan los mismos periodos fundamentales de vibración. Sin embargo, bajo la consideración de que las normas del reglamento de construcciones de la CDMX llevan al diseño de estructuras regulares que presentan un nivel de confiabilidad semejante, estos factores se pueden relacionar con el sistema regular diseñado para el caso de $f_e=1.0$.

Obtención de coeficientes de irregularidad

Con la finalidad de obtener factores de corrección a espectros de diseño para lograr niveles pre-establecidos de seguridad, es necesario contar con las funciones de confiabilidad de los sistemas irregulares y las funciones de confiabilidad de los sistemas regulares (las figuras 12 a la 14 son esquemáticas). Lo anterior se plantea de la siguiente forma:

1. Se tiene conocimiento del espectro de diseño sin modificar (ver figura 12a) con el que se diseña la estructura regular e irregular (con $f_e = 1.0$).
2. A partir de las funciones de confiabilidad de los sistemas irregulares se determina la confiabilidad β asociada con una intensidad "y" para un periodo de retorno T_R . Esta intensidad se medirá para el periodo fundamental de la estructura; para esta investigación se toma un $T_R = 250$ años. En este estudio se cuenta con tres estructuras irregulares para cada caso de estudio, los cuales se diseñaron para tres valores de las ordenadas espectrales, escalando las ordenadas de la meseta del espectro de diseño sísmico por los factores de escalamiento f_e de 0.7, 1.0 y 1.3 (ver figura 12b). Se denomina β_1, β_2 y β_3 al valor de la confiabilidad obtenida para cada estructura irregular diseñada con los factores de escalamiento f_e mencionados anteriormente (ver figura 13a).
3. El punto anterior se aplica de la misma forma para encontrar la confiabilidad β_{ER} del sistema regular (ver figura 13b), teniendo en cuenta que el espectro de diseño es sin modificar; es decir, sólo para $f_e = 1.0$.
4. A cada uno de los valores de β_1, β_2 y β_3 determinados en el punto 2 se le asocia un factor f_e con el cual se diseñó el sistema estructural. Definiremos a $c = f_e$, por lo tanto, para cada β_1, β_2 y β_3 corresponderá un valor de c_1, c_2 y c_3 (0.7, 1.0 y 1.3) respectivamente.
5. A la pareja de valores definidos en el punto anterior se le ajustará una expresión de la siguiente forma:

$$\beta(c) = \beta_1 + bc + ac/(1 + c) \quad (10)$$

En la expresión anterior, a y b son parámetros desconocidos a determinar en el ajuste.

6. Con la función de ajuste se determina el factor correctivo asociado a la confiabilidad β_{ER} determinado en el punto 3. A este factor correctivo se le denominará c_{EI} , y será el valor con el cual se afectaría el espectro de diseño sin modificar para lograr el nivel de confiabilidad deseado (ver figura 14).

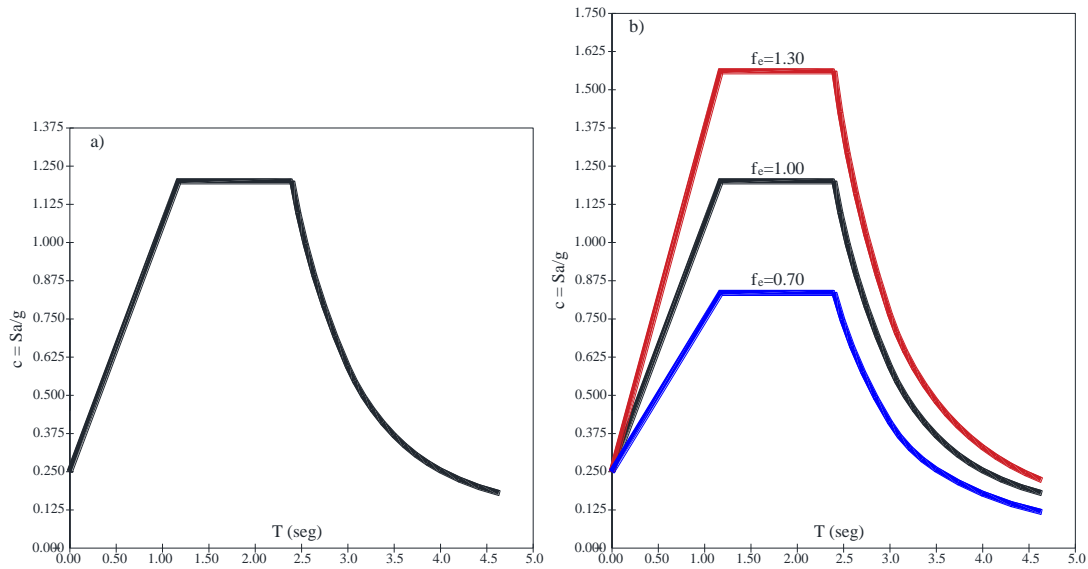


Figura 12. a) Espectro de diseño sin modificar, b) Espectros de diseño modificados por un factor de escalamiento $f_e = 0.7, 1.0$ y 1.3

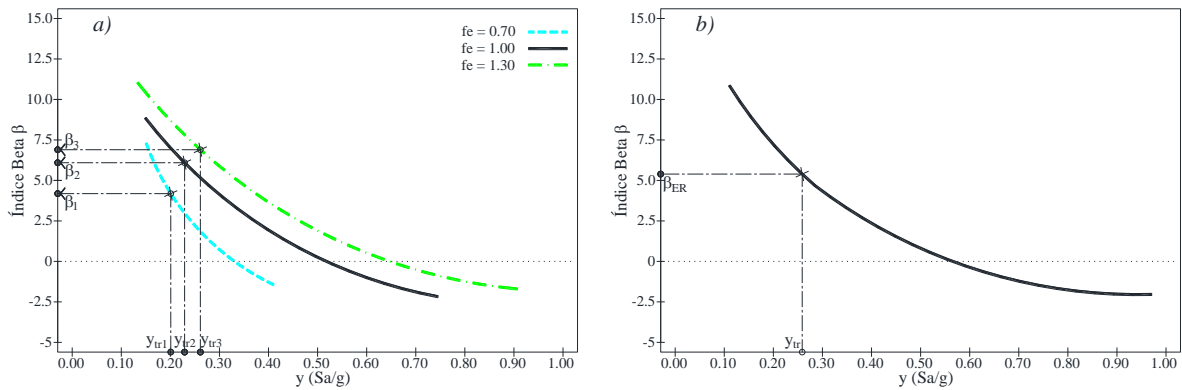


Figura 13. a) Determinación de la confiabilidad β para cada sistema irregular, b) Estimación de la confiabilidad β del sistema regular de referencia

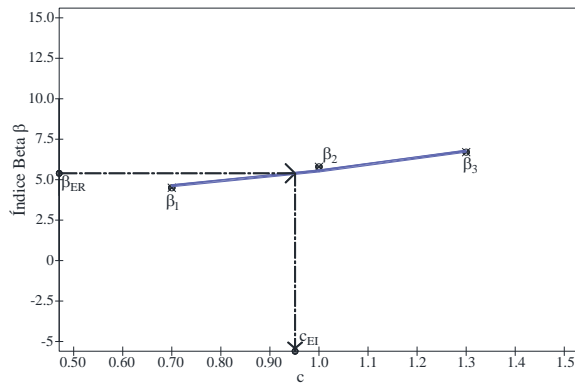


Figura 14. Estimación del factor correctivo c_{EI}

En la figura 15 se muestra el factor correctivo c_{EI} obtenido con la metodología arriba planteada para el caso de estudio 1; mientras que, en la tabla 6 se muestran los resultados de los factores correctivos c_{EI} que se obtienen para todos los casos estudiados de acuerdo con la tabla 1.

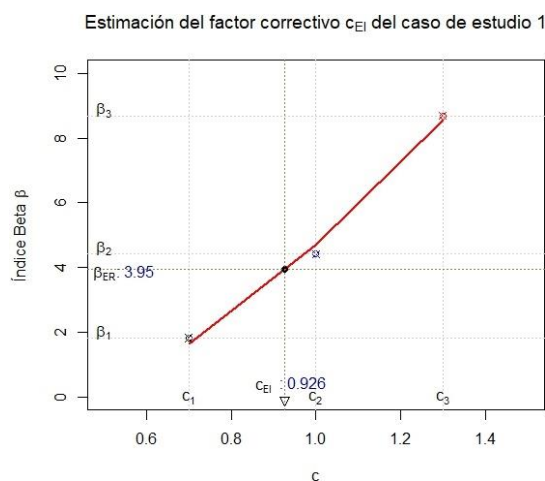


Figura 15. Factor correctivo c_{EI} para el caso de estudio 1

Tabla 6. Factores correctivos para cada caso estudiado

Caso i	c	(h_1/h)	(b_1/b)	T (s)	y_{tr}	β	β_{ER}	Factor correctivo c_{EI}
1	0.7	1/3	1/4	1.052	0.264	1.83	-----	
1	1.0	1/3	1/4	0.966	0.229	4.42	-----	0.926
1	1.3	1/3	1/4	0.846	0.209	8.69	-----	
2	0.7	1/3	1/2	1.188	0.312	2.95	-----	
2	1.0	1/3	1/2	1.024	0.254	4.40	-----	0.944
2	1.3	1/3	1/2	0.956	0.265	5.33	-----	
3	0.7	2/3	1/4	1.193	0.313	2.81	-----	
3	1.0	2/3	1/4	1.063	0.267	5.17	-----	0.844
3	1.3	2/3	1/4	1.020	0.252	8.32	-----	
4	0.7	2/3	1/2	1.235	0.332	3.00	-----	
4	1.0	2/3	1/2	1.086	0.277	4.84	-----	0.873
4	1.3	2/3	1/2	1.029	0.256	5.95	-----	
5	0.7	1/3	1/4	1.160	0.303	1.91	-----	
5	1.0	1/3	1/4	1.084	0.276	5.16	-----	0.888
5	1.3	1/3	1/4	1.057	0.266	8.07	-----	
6	0.7	1/3	1/2	1.321	0.375	2.51	-----	
6	1.0	1/3	1/2	1.164	0.299	6.58	-----	0.789
6	1.3	1/3	1/2	1.092	0.243	9.14	-----	
7	0.7	2/3	1/4	1.196	0.314	3.10	-----	
7	1.0	2/3	1/4	1.075	0.273	6.47	-----	0.750
7	1.3	2/3	1/4	0.977	0.235	9.06	-----	
8	0.7	2/3	1/2	1.317	0.372	3.42	-----	
8	1.0	2/3	1/2	1.175	0.305	5.84	-----	0.756
8	1.3	2/3	1/2	1.063	0.268	9.52	-----	
9	1.0	1.0	1.0	1.135	0.294	----	3.95	1.000
10	1.0	1.0	1.0	1.233	0.331	----	3.82	1.000

Función de ajuste para los resultados obtenidos

La familia de sistemas irregulares y regulares de referencia simuladas en sus propiedades mecánicas de los materiales y sometidas a un par de excitaciones sísmicas simultáneas para la obtención de las funciones de confiabilidad son utilizadas para obtener los factores correctivos de acuerdo con la metodología antes planteada. De la tabla 6 se utiliza la dispersión de valores (h_1/h) vs c_{EI} y (b_1/b) vs c_{EI} ; estos son

ajustados con una función tridimensional única que relacione las variables independientes (h_1/h) y (b_1/b) con la variable dependiente C_{EI} . Para esto se propone la siguiente función:

$$C_{EI_i} = A + B(x_{1i}) + C(x_{1i}^2) + D(x_{2i}) + E(x_{2i}^2) \quad (11)$$

en donde:

$i = 1, 2, 3, \dots, n$, es el número de caso de estudio.

A, B, C, D , son los coeficientes de ajuste a determinar.

x_{1i}, x_{2i} , son las variables independientes para $(h_1/h)_i$ y $(b_1/b)_i$ respectivamente.

La función anterior es válida, siempre que al presentarse los casos de los sistemas regulares de referencia (casos 9 y 10); el error cuadrático tome un valor de cero. Lo anterior se logra con la siguiente condición:

$$A + B + C + D + E = 1 \quad (12)$$

En la figura 15 se muestran las gráficas del ajuste tridimensional de los valores presentados en la tabla 6. En la tabla 7 se dan los factores correctivos que se tienen del ajuste para los diferentes casos estudiados.

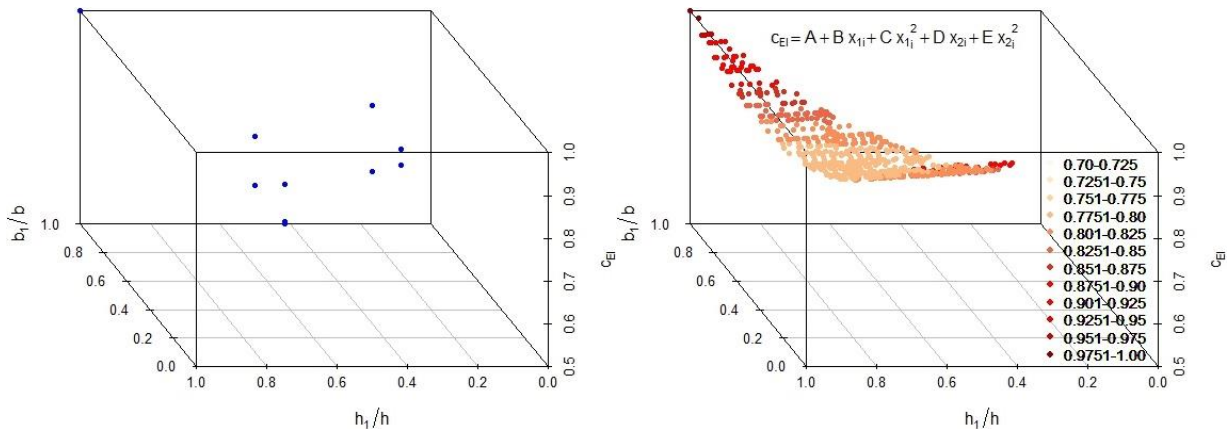


Figura 15. Ajuste tridimensional con coeficientes $A= 1.290$, $B= -1.611$, $C= 1.369$, $D= -0.048$ y $E= 0$

A partir de estos resultados, los valores del factor de irregularidad aplicables a este tipo de estructura, definidos de acuerdo con el RCDF, se obtienen calculando el recíproco de C_{EI} (tabla 8).

Los valores de los factores de irregularidad obtenidos con la función de ajuste y presentados en la tabla 8 es posible aplicarlos a las estructuras irregulares de los casos estudiados para obtener ordenadas espectrales de diseño que nos arrojen niveles de confiabilidad similares a las estructuras regulares. Lo anterior se logra multiplicando el inverso de los factores correctivos C_{EI} por el factor de comportamiento sísmico Q' , tal como se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCDS-CDMX).

Tabla 7. Factores correctivos ajustados

Caso i	c	(h_1/h)	(b_1/b)	Factor correctivo ajustado, c_{EI}
1	0.7	1/3	1/4	
1	1.0	1/3	1/4	0.893
1	1.3	1/3	1/4	
2	0.7	1/3	1/2	
2	1.0	1/3	1/2	0.881
2	1.3	1/3	1/2	
3	0.7	2/3	1/4	
3	1.0	2/3	1/4	0.812
3	1.3	2/3	1/4	
4	0.7	2/3	1/2	
4	1.0	2/3	1/2	0.800
4	1.3	2/3	1/2	
5	0.7	1/3	1/4	
5	1.0	1/3	1/4	0.893
5	1.3	1/3	1/4	
6	0.7	1/3	1/2	
6	1.0	1/3	1/2	0.881
6	1.3	1/3	1/2	
7	0.7	2/3	1/4	
7	1.0	2/3	1/4	0.812
7	1.3	2/3	1/4	
8	0.7	2/3	1/2	
8	1.0	2/3	1/2	0.800
8	1.3	2/3	1/2	
9	1.0	1.0	1.0	1.000
10	1.0	1.0	1.0	1.000

Tabla 8. Factores de irregularidad

Caso i	Factor correctivo c_{EI}	Factor de irregularidad $1/c_{EI}$
1	0.893	1.119
2	0.881	1.135
3	0.812	1.231
4	0.800	1.250
5	0.893	1.119
6	0.881	1.135
7	0.812	1.231
8	0.800	1.250
9	1.000	1.000
10	1.000	1.000

CONCLUSIONES

Se establece una metodología para evaluar la confiabilidad de las estructuras irregulares con base en el concepto de intensidad de falla, de acuerdo con lo propuesto por Díaz-López y Esteva (2009).

Para el tipo de irregularidad y casos estudiados se observa que en el caso de los sistemas irregulares diseñados con un factor $f_e=1.0$, estos presentan un valor de β mayor que el que se tiene para las estructuras regulares de referencia. Lo anterior nos lleva a obtener valores de $1/c_{EI}$, mayores que 1.0, y por lo tanto ordenadas espectrales de diseño menores, por lo cual, para los casos estudiados con este tipo de irregularidad, no se requiere aplicar factores de regularidad en su diseño.

Algunas consideraciones sobre el tipo de comportamiento que se obtiene son:

- Las estructuras irregulares y regulares no presentan las mismas características dinámicas (igual periodo fundamental de vibración). En general en la estimación de factores correctivos se considera una comparación entre sistemas con igual periodo de vibración.
- Se está tomando I_{RRS} como el indicador de respuesta, el cual representa un índice global de la respuesta de la estructura, relacionado con el desplazamiento en la azotea y el cortante en la base. Considerar una definición alterna de ese índice de respuesta, así como su distribución en la altura, pueden modificar estos resultados, principalmente por el comportamiento que se pueda presentar en la región del cambio de geometría en la planta.

Aunque el ejemplo de aplicación que se tomó fue diseñado con el RCDF-2004, lo que se trata en este trabajo es mostrar la aplicación de la metodología propuesta, sin embargo, se considera que los resultados obtenidos muestran en forma cualitativa el comportamiento de la estructura irregular que se estudia.

La metodología aquí presentada puede aplicarse a cualquier tipo de estructura con algún tipo de irregularidad para establecer criterios de diseño sísmico. Estas irregularidades pueden ser: planta baja débil, muros de esquina, cambio abrupto en rigidez y resistencia, irregularidades en la geometría, etc. Para estudios futuros puede emplearse una muestra amplia con diferentes estructuras irregulares como las mencionadas anteriormente, de esta forma se obtendrían factores correctivos que abarquen un rango amplio de diversas estructuras con irregularidades.

REFERENCIAS

- Alamilla, J, L Esteva, J García y O Díaz-López (2001), “Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance”, *Journal of Seismology*, 5:1-21. <https://doi.org/10.1023/A:1009892002555>
- Cornell, C A (1969), “A probability-based structural code”, *Journal of the American Concrete Institute*, 66 (12):974–985.
- Corona, G (2007), “Programa de análisis y diseño de edificios de concreto ECOgcW”, *g.c. Ingeniería y Diseño, S.C.*
- Díaz-López O y L Esteva (2009), “About efficient estimation of the seismic reliability functions of complex structural systems”, *International Conference On Structural Safety and Reliability ICOSSAR*, Osaka, Japón.
- Esteva L (2014), “Seismic reliability analysis for vulnerability assessment and performance-based design of irregular buildings”, *Proceedings 4th International Symposium on Reliability Engineering and Risk Management*, Taipei, Taiwan, May, pp. 1-19.
- Esteva L e E Ismael (2004), “A maximum likelihood approach to system reliability with respect to seismic collapse”, *Proc. International Federation for Information Processing*, WG7.5 Working Conference, Banff, Canadá.
- Esteva L y O Díaz-López (2006), “Seismic reliability functions for complex systems based on a secant-stiffness reduction index”, *Proc 13th. IFIP WG7.5 Working Conference. Kobe*, Japan, 83-90.
- Esteva L y S E Ruiz (1989), “Seismic Failure Rates of Multistory Frames”, *Journal of structural Engineering (ASCE)*, Vol. 115, No.2:268-284. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:2\(268\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:2(268))

- Esteva L, O Díaz-López y J García-Pérez (2001), “Reliability functions for earthquake resistant design”, *Reliability Engineering and System Safety*, Vol. 73: 239-262. [https://doi.org/10.1016/S0951-8320\(01\)00045-X](https://doi.org/10.1016/S0951-8320(01)00045-X)
- Filippou, F., E Popov y V Bertero (1983), “Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints”, Report EERC 83-19, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.
- Giuffrè, A y P Pinto (1970), “El comportamiento del cemento armado per sollecitazioni cicliche di forte intensità”, *Giornale del Genio Civile*, Maggio.
- Hoshikuma, J, K Kawashima, K Nagaya y A W Taylor (1997), “Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers”, *Journal of Structural Engineering*, 123(5), 624-633. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:5\(624\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:5(624))
- Ismael, E. (2010), “Diseño sísmico basado en desempeño y confiabilidad de sistemas marco-muro”, *Tesis doctoral*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ismael, E. y L Esteva (2006), “A hybrid method for simulating strong ground motions records”, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, Paper number 1265.
- Jalayer, F y A Cornell (2003), “A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DFCD) seismic formats”, PEER Report 2003/08, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California at Berkeley.
- Kent, D y R Park (1971), “Inelastic Behaviour of reinforced concrete members with cyclic loading”, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering March*, Vol. 4, no. 1:108-125. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.4.1.108-125>
- Mazzoni, S, F McKenna, M Scott y G Fenves (2006), “Open system for earthquake engineering simulation”, user command-language manual, *Report NEES grid-TR 200421*. Pacific Earthquake Engineering Research, University of California Berkeley CA, <http://opensees.berkeley.edu>
- Montiel, M y S E Ruiz (2007), “Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.36:1915-1934. <https://doi.org/10.1002/eqe.711>
- NTCDCEC (2004), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF*, Gaceta oficial del Distrito Federal Tomo I, No. 103-BIS.
- NTCDS (2004), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF*, Gaceta oficial del Distrito Federal Tomo I, No. 103-BIS.
- Ordaz, M, J Arboleda y S Singh (1995), “A scheme of random summation of an empirical Green’s function to estimate ground motions from future large earthquakes”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 85, No. 6:1635-1647. <https://doi.org/10.1785/BSSA0850061635>
- Panagiotou, M, J Restrepo, M Schoettler y G Kim (2012), “Nonlinear cyclic truss model for reinforced concrete walls”, *ACI Structural Journal*, 109(2):205-214.
- Picazo, Y (2014), “Modelo simplificado para estimar las funciones de vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios asimétricos en planta”, *Tesis doctoral*, División de estudios de posgrado, UNAM, México.
- Rangel J G y L Esteva (2015), “Reference Manual of Simulation of Buildings SIB Version 1.0”, Institute of Engineering, National University of Mexico, Mexico.

- RCDF (2004), *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Ciudad de México.
- Scott, B, R Park y M Priestley (1982), “Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates”, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 79, No. 1:13-27.
- Scott, M (2011), “Numerical Integration Options for the Force-Based Beam-Column Element in OpenSees”, *Force-Based Element Integration Options in OpenSees*, January.
- Vamvatsikos, D y A C Cornell (2002), “Incremental dynamic analysis”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31 (3):491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vásquez A (2019), “Diseño sísmico basado en confiabilidad de edificios con excentricidades torsionales y disminuciones en planta variables en la altura”, *Tesis doctoral*, División de estudios de posgrado, UNAM, México.
- Vásquez A, L Esteva, J G Rangel y O J Díaz (2017), “Confiabilidad sísmica de edificios con variación de excentricidades torsionales en la altura”, *XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica SMIS*, Guadalajara, Jalisco.