



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

**DISEÑO SÍSMICO BASADO EN CONFIABILIDAD DE EDIFICIOS CON
EXCENTRICIDADES TORSIONALES Y DISMINUCIONES EN PLANTA
VARIABLES EN LA ALTURA**

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

PRESENTA:
ALBERTO VASQUEZ MARTINEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

COMITÉ TUTOR
DR. ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

Ciudad Universitaria, CDMX.

Agosto 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ROBERTO MELI PIRALLA
Secretario: DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALENTE
Vocal: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
1er. Suplente: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
2do. Suplente: DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. LUIS ESTEVA MARABOTO

FIRMA

Dedicatoria

Principalmente a dios por hacer de mi la persona que soy y que a pesar de mis grandes errores me ha perdonado una y otra vez, otorgándome momentos inigualables en mi vida. Sin ti, soy nada.

Para mis padres Bulmaro Vasquez Esteva y Cristina Martinez Pérez por darme la vida y ser ejemplo de sencillez y humildad. Cada logro es inspirado en ustedes.

Estoy seguro que desde el cielo me estas cuidando y sintiéndote orgulloso de mí. Para ti, abuelito Gildardo Vasquez Contreras porque siempre estás en mi mente y corazón.

Para mi abuelita Teresa Esteva Antonio y tía Hortensia Vasquez Esteva por siempre estar conmigo desde niño, por su amor y apoyo incondicional en cada momento de mi existencia.

Para mi abuelita Lucia Pérez Martinez que se encuentra en el cielo y que no tuve la oportunidad de agradecerle por haber engendrado a la mujer que más amo en este mundo, mi madre.

Agradecimientos

A mi admirado asesor el Dr. Luis Esteva Maraboto por su gran y valioso apoyo académico para la realización de esta tesis. Es para mí un honor haber sido su alumno y haber intercambiado y compartido ideas en el transcurso de mis estudios de doctorado.

A mi comité tutor integrado por: Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Juan José Pérez Gavilán, Dr. Eduardo Reinoso Angulo y en especial al Dr. Orlando J. Díaz López por sus aportaciones y asesoramiento para la realización de este trabajo.

Al Dr. José Guadalupe Rangel por su apoyo incondicional y aportaciones a este trabajo. Mi admiración y respeto al gran ser humano que eres y más que un asesor externo te considero un valioso amigo. Gracias José y espero retribuir a tu apoyo en un futuro no lejano.

A mis valiosos amigos de doctorado y a quienes nombro en orden alfabético: Daniel Aldama, Darío Espinoza, Policarpo Catalán y Sergio O. Berruecos por haber compartido conmigo buenos y malos momentos, agradezco su amistad y les estimo de todo corazón.

Al CONACYT por haberme apoyado con una beca durante mis estudios de doctorado.

A mi posgrado de adscripción por haberme apoyado con una estancia académica en Aalborg Dinamarca.

A mi amada UNAM por ser patrimonio cultural y de educación, en donde muchas personas nos hemos formado con excelente nivel académico, pero sobretodo con principios y valores para poder desempeñarnos con ímpetu en el ámbito profesional.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por haberme abierto una vez más sus puertas para la realización de este trabajo.

A mis socios y amigos José del Carmen Rodríguez Magaña y Eduardo Arias Zamudio por su apoyo moral y sé que nos esperan grandes cosas en nuestro proyecto en común.

Recuerdo cuando conocí a mi amigo el Ing. Ramón Morales Ross hace aproximadamente 15 años, recién egresado de la licenciatura quería aprender el mundo de las estructuras e inicié este camino en su despacho. Agradezco la confianza y disciplina que obtuve con usted.

A mi amigo y compadre Rubén Jacinto Mondragón por compartir grandes momentos en nuestra estancia en la CDMX. Te guardo un gran aprecio.

Contenido

Dedicatoria.....	I
Agradecimientos.....	II
Contenido.....	III
Resumen.....	V
Abstract.....	V
1. Introducción.....	1
1.1 Antecedentes.	1
1.2 Objetivos.	3
1.2.1 Objetivos generales.	3
1.2.2 Objetivos particulares.	3
1.3 Planteamiento del problema.	3
1.4 Alcances y limitaciones.	4
2. Sistemas estructurales estudiados.....	5
2.1 Selección los casos estudio.	5
2.2 Análisis y diseño estructural de los edificios estudiados.	8
2.3 Interacción suelo-estructura (ISE).	12
3. Excitaciones sísmicas.....	15
3.1 Intensidad sísmica.	15
3.2 Simulación de acelerogramas.	15
3.2.1 Influencia de condiciones locales.	15
3.2.2 Determinación de magnitud y distancia epicentral.	16
3.2.3 Selección de los registros como funciones de Green.	16
3.2.4 Acelerogramas simulados.	17
4. Modelos probabilísticos de cargas gravitacionales y propiedades mecánicas de los miembros estructurales	20
4.1 Cargas muertas y vivas.	20
4.2 Propiedades de materiales y miembros estructurales.	22
4.2.1 Incertidumbres en la geometría de los elementos resistentes.	22
4.2.2 Incertidumbres en la resistencia a compresión del concreto.	23
4.2.3 Incertidumbres en la resistencia a tensión y módulo de tangente del concreto.	23
4.2.4 Incertidumbre en el comportamiento estructural del acero.	24
5. Análisis dinámico paso a paso no lineal.....	26
5.1 Modelos de comportamiento de los materiales.	27
5.1.1 Vigas y columnas.	27

5.1.2	Muro de concreto reforzado.	29
5.2	Modelación de la Interacción Suelo-Estructura en el programa Opensees.	30
5.3	Casos estudiados.	31
5.4	Resultados del análisis.	32
6.	Análisis de confiabilidad.....	40
6.1	Determinación de la rigidez inicial K_0 .	40
6.2	Determinación de la rigidez secante K_S .	48
6.3	Funciones de confiabilidad.	55
6.4	Análisis de los resultados de los análisis de Confiabilidad.	65
6.5	Funciones de confiabilidad considerando las incertidumbres epistémicas y de ajuste.	67
7.	Resultados analíticos.....	78
7.1	Obtención de factores correctivos para lograr metas pre-establecidas de confiabilidad.	78
7.2	Selección de parámetros.	84
7.3	Función de ajuste propuesta.	85
8.	Conclusiones.....	89
9.	Referencias.....	92

Resumen

En este trabajo se presenta una metodología para estimar funciones de confiabilidad en estructuras irregulares, específicamente en edificios con dimensiones variables en la altura sometidas a sismos sintéticos de diversas intensidades. Estas funciones son determinadas a partir de un índice de daño global definido como Índice de Reducción de Rigidez Secante I_{RRS} y su lectura se toma de la curva de histéresis (Desplazamiento vs Cortante Basal) en el centro de masa de la azotea. Se estudian 2 familias de edificios de concreto reforzado de 9 y 15 niveles; cada familia cuenta con un sistema regular de referencia. Cada familia de edificios se diseñó conforme a los lineamientos y requisitos que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004) considerando factores de comportamiento sísmico de $Q=4$ y $Q=3$, respectivamente. Debido a que este trabajo presentaba un avance significativo no se realizaron los diseños con el nuevo reglamento de construcciones de la CDMX emitido en diciembre del 2017.

Para los sistemas irregulares se obtienen funciones de confiabilidad para tres distintos diseños; esto se logra multiplicando las ordenadas del espectro de diseño por factores de 0.70, 1.00 y 1.30, mientras que, en los sistemas regulares se obtienen para la ordenada espectral sin modificar. La confiabilidad sísmica se expresa en términos del índice " β " de Cornell (1969) y el objetivo es establecer a partir de los resultados de los análisis de confiabilidad sísmica una metodología que permita realizar un análisis paramétrico a partir de la obtención de factores correctivos c , que deben aplicarse a las ordenadas de los espectros de diseño propuestos para sistemas regulares, con la finalidad de obtener ordenadas de espectros de diseño para los sistemas irregulares que conduzcan a iguales niveles de confiabilidad para estos que los correspondientes a los sistemas regulares de referencia. Los factores correctivos obtenidos son comparados con los presentados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004.

Abstract

A method is presented for the estimation of the seismic reliability functions of irregular buildings, characterized by variable plant dimensions along their height; they are subjected to seismic excitations of different intensities. These functions are determined by a global damage index defined as strength and stiffness reduction index (I_{SSR}), the latter obtained from the hysteretic curve (displacement vs base shear) of the mass center of the roof. Two families of buildings are studied, with 9 and 15 stories; including their corresponding regular systems. Each building is designed in accordance with the specifications of the Federal District Building Code and their Complementary Technical Norms considering seismic performance coefficients of $Q=4$, and $Q=3$, respectively. It must be clarified that the buildings were designed in accordance with the 2004 version of the complementary Technical Norms for Seismic Design of Mexico City Building Code, instead of the last version (NTCDS-CDMX, 2017), which had not been published when the study started.

The reliability functions for the irregular systems considered are determined for three design levels: For this purpose, the ordinates of the design spectrum are multiplied by scaling factors equal to 0.70,

1.00 and 1.30, while the regular system is designed using the spectral acceleration ordinates of the specified design spectrum. The seismic reliability is expressed in terms of the value of Cornell's reliability index " β " (1969). The results will be used in a parametric analysis oriented to the estimation of values of the corrective factor, c , to be applied to the ordinates of the design spectrum, in order to reach reliability levels similar to those obtained for regular systems. These corrective factors are compared with those shown in the Mexico City Building Code (NTCDS-RCDF, 2004).

1.0 Introducción

1.1 Antecedentes

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, ahora de la CDMX), especifica claramente las recomendaciones de los factores correctivos que se deben aplicar para evaluar el desempeño de las estructuras irregulares en planta y altura ante excitaciones sísmicas bajas, moderadas y severas. Lo anterior, sin duda alguna, es un tema importante; sin embargo, existe escasa información en los fundamentos o bases de estos coeficientes propuestos.

Muchos estudios sobre funciones de confiabilidad en estructuras de concreto reforzado se han enfocado a estructuras regulares en planta-altura y con simetrías de cargas. Por ejemplo, en 1989 Esteva y Ruiz presentaron un estudio sobre tasas esperadas de falla en edificios de múltiples niveles; en él únicamente se consideraron edificios regulares. Investigaciones relevantes sobre funciones de confiabilidad sísmica en estructuras irregulares se pueden leer en Esteva (2006). En dicho estudio se propone un criterio para determinar la probabilidad de falla P_F , como función de la intensidad; para ello, se emplea el índice " β " de Cornell (1969). En los anteriores estudios, se realizaron los análisis de confiabilidad tomando en cuenta la degradación de rigidez y resistencias en las secciones críticas de los miembros estructurales. Prácticamente todas estas investigaciones se han realizado en estructuras puramente simétricas, tanto en cargas como en geometría.

El enfoque actual del diseño sísmico es que, ante excitaciones sísmicas de intensidades elevadas, las estructuras puedan deformarse originándose un cierto daño estructural; para tales intensidades, los requisitos de diseño conducen al desarrollo de mecanismos de falla dúctil (articulaciones plásticas), con criterios de diseño "columna fuerte –viga débil", sin llegar al colapso, para lo cual es muy importante el detallado de los elementos estructurales. Las Normas Técnicas Complementarias del RCDF establecen requisitos para los estados límites de falla y de servicio, considerando implícitamente la existencia de un estado de daño y a su vez un nivel de desempeño, que inicia desde un nivel de daño nulo (totalmente en funcionamiento) hasta un nivel de daño moderado; ocurriendo pérdida de rigidez y resistencia de los elementos estructurales, pero sin llegar a un nivel de daño total (colapso).

Durante el proceso de diseño estructural, muchas preguntas surgen en el Ingeniero-Estructural, como son: ¿Se están considerando de forma correcta las cargas?, ¿Qué incertidumbres influyen en mi diseño?, ¿Cómo se degradará la estructura con el paso del tiempo?, ¿Qué tan confiable es la estructura ante un evento inesperado?, entre otras preguntas. Los anteriores cuestionamientos fluctúan del mismo modo en la etapa de construcción, ya que la calidad de los materiales, un proceso constructivo eficiente, aunado a una mano de obra calificada, pueden influir en el comportamiento estructural del sistema. Por lo anterior, es necesario apoyarse en teorías probabilísticas para tomar en cuenta todas las posibles incertidumbres que pudiesen presentarse en un sistema estructural, así como las características e incertidumbres del movimiento del suelo en términos de intensidad, todo esto con el fin de conocer la respuesta sísmica y la confiabilidad del sistema estructural.

En Esteva (2014), se mencionan las características de las irregularidades de los arreglos estructurales que puedan influir significativamente en sus funciones de confiabilidad sísmica; entre ellas, cambio de masa en los pisos a lo largo de la altura, variación de rigidez y resistencia de los entrepisos, excentricidades debidas a la no coincidencia del centro de cortante y el centro de rigideces en alguno

de los entrepisos. En dicho trabajo, se evalúa el nivel de confiabilidad con la probabilidad de falla y el índice " β " de Cornell (1969), basados en la obtención del indicador de daño I_{RRS} ; además, se realizan análisis de empuje lateral pseudo-estático, con el fin de obtener información referente a la capacidad de deformación.

Una investigación reciente, para estimar niveles de confiabilidad sísmica en edificios asimétricos, fue desarrollada por Picazo (2014), en donde a partir de modelos simétricos de edificios de concreto se caracterizó la asimetría en planta por medio de excentricidades torsionales en un modelo simplificado. En dicho estudio, se desarrollaron factores correctivos de edificios irregulares con asimetría en planta, para lograr niveles de confiabilidad iguales a los que se pueden obtener en edificios regulares simétricos. Estos factores correctivos se obtienen con base en criterios que conduzcan a niveles similares de vulnerabilidad y riesgo sísmico.

Como se ha mencionado, las estructuras de concreto reforzado ante un evento sísmico de intensidad elevada pueden presentar una respuesta sísmica no lineal, que conduce a daños estructurales. Si a lo anterior le agregamos la existencia de irregularidades, tanto en planta como en altura, la evaluación del desempeño de dichos sistemas estructurales se hace complejo. Comúnmente, dichas irregularidades se manifiestan en: la geometría de la estructura en planta, la aparición de excentricidad (el centro de cortante no coincide con el centro de rigideces laterales en los entrepisos) que originan torsión sísmica, la asimetría de rigideces en los sistemas duales (columnas-trabes-muros de concreto), la asimetría de masas en los diferentes entrepisos y la geometría de la estructura en altura.

Los eventos sísmicos que han ocurrido en nuestro país, principalmente el del temblor de septiembre de 1985, han afectado a muchos edificios en el Valle de México, muchos de los cuales presentaban asimetrías estructurales. Estos edificios tuvieron en algunos casos daños severos en los elementos estructurales e incluso colapso de la estructura; por tal razón, es importante realizar estudios en este tipo de edificios para evaluar su nivel de confiabilidad sísmica. Las irregularidades que producen el efecto de torsión sísmica, se manifiestan profundamente en grandes concentraciones de esfuerzos en los elementos estructurales causando fallas locales, además de generar rotación en la estructura (vibración rotacional), que nos lleva a no tan solo considerar el efecto de traslación pura en ambos sentidos de análisis, sino también a considerar el efecto de giro (rotación) como un grado de libertad adicional.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004 (NTCDS-RCDF, 2004), toman en cuenta los efectos de torsión; es común realizar un análisis estático, considerando la acción sísmica en dos direcciones ortogonales de los movimientos del terreno y en donde las excentricidades por torsión se calculan en forma aproximada. También, para evaluar la irregularidad, dichas normas disminuyen rigurosamente el factor de reducción sísmica Q' al multiplicarlo por unos valores que varían de 0.7 a 0.9, dependiendo de las condiciones de regularidad de la estructura; mientras que, en las recientes Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017 (NTCDS-CDMX, 2017) para tomar en cuenta las condiciones de irregularidad se considera multiplicar el factor Q' por 0.7 o 0.8 dependiendo si se trata de una estructura irregular o muy irregular. Lo anterior es una sobresimplificación de ambas normas, por lo que resulta necesario tomar en cuenta las irregularidades antes mencionadas para formular criterios de diseño sísmico que conduzcan a niveles de confiabilidad similares para los sistemas regulares y los irregulares.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos Generales

Establecer una metodología para la obtención de funciones de confiabilidad de edificios con irregularidades en planta variables en la altura que nos permitan realizar un análisis paramétrico, con el objetivo de obtener ordenadas de espectros de diseño que conduzcan a iguales niveles de confiabilidad, teniendo en cuenta los parámetros indicadores de irregularidad. Los edificios en estudio se diseñarán de acuerdo con los criterios establecidos en las NTCDC-RCDF y NTCDS-RCDF 2004 considerando los efectos de interacción suelo estructura. No se utilizan para el diseño estructural las nuevas NTC-CDMX 2017 debido al gran avance que se tuvo de este estudio en la fecha de aprobación de las recientes normas.

1.2.2 Objetivos Particulares

- Obtener funciones de confiabilidad de edificios regulares e irregulares con dimensiones en planta variables a lo largo de la altura, desplantados en suelo blando de la ciudad de México. Dichas funciones de confiabilidad se obtendrán estimando el indicador " β " de Cornell (1969) en términos de la intensidad sísmica, considerando que los edificios están sometidos a movimientos del terreno horizontales ortogonales simultáneos.
- Desarrollar estudios paramétricos para la obtención de funciones de confiabilidad sísmica de edificios con varios tipos de irregularidad en la configuración espacial de rigideces laterales, resistencias laterales y/o masas, sea en planta o a lo largo de la altura.
- Aprovechar los resultados del punto anterior para establecer relaciones paramétricas sobre los criterios de diseño sísmico requeridos para lograr niveles pre-establecidos de confiabilidad.

1.3 Planteamiento del problema

Al presentarse problemas de torsión sísmica en edificios de múltiples niveles, es de importancia formular criterios de diseño sísmico con metas pre-establecidas que satisfagan los niveles de confiabilidad deseados y que tomen en cuenta los posibles efectos en los sistemas estructurales a causa de las excentricidades torsionales e irregularidades en altura, tales como: concentración de esfuerzos en ciertos pisos, incremento en la demanda de ductilidad de los elementos resistentes, excesivos desplazamientos relativos de entrepiso, vibración elevada en las partes superiores del edificio, relación de esbeltez muy grande ($P-\Delta$). Lo anterior, hace importante la elaboración de este trabajo, para edificios con excentricidades torsionales con dimensiones en planta variables en la altura, y de esta manera estudiar la influencia que tienen estas variables en su confiabilidad sísmica.

Varios investigadores han propuesto cómo determinar la confiabilidad estructural de algún sistema estructural en particular, entre ellos Esteva y Díaz (2006), Esteva et al. (2001), Montiel y Ruiz (2007), Vamvatsikos y Cornell (2002) y recientemente Picazo (2014) estudió funciones de vulnerabilidad y riesgo sísmicos para estructuras con asimetría en planta. Los investigadores antes citados han utilizado diversos criterios para establecer los niveles de confiabilidad; para este trabajo se propone utilizar uno de ellos, como lo es el índice " $\beta(y)$ " de Cornell (1969), el cual se define como la relación del valor medio a la desviación estándar del margen de seguridad para una intensidad del movimiento del suelo igual a y . Estas funciones de confiabilidad se establecen con base en indicadores de daño

local o global; para este estudio 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} .

Para plantear el problema de establecer criterios de diseño sísmico para estructuras de varios niveles, es necesario determinar funciones de confiabilidad de estructuras con varios tipos de irregularidades en un espacio tridimensional, que como ya se mencionó pueden ser de varios tipos. El determinar índices de confiabilidad en estructuras irregulares en planta y altura puede ser complejo; sin embargo, en este trabajo se estudiará la manera de establecer que los niveles de confiabilidad en estructuras irregulares (asimétricas) sean iguales a los niveles de confiabilidad en estructuras regulares (simétricas).

1.4 Alcances y limitaciones

Los sistemas estudiados (regulares e irregulares) se suponen desplantados en suelo blando de la ciudad de México; son diseñados conforme a las NTCDCEC-RCDF y NTCDS-RCDF 2004, considerando la interacción suelo estructura. La geometría en planta de los edificios en estudio es variable respecto a la altura. Los modelos para los análisis no lineales son caracterizados de manera tridimensional con el programa Opensees, sometiendo a la estructura a dos movimientos horizontales ortogonales simultáneos.

Los indicadores de daño I_{RRS} son obtenidos a partir de la respuesta sísmica no lineal de manera global; es decir, las mediciones de los I_{RRS} se obtienen en el centro de masa de la azotea del edificio. Las funciones de confiabilidad se determinarán con base en el concepto de intensidad de falla, de acuerdo con lo propuesto por Esteva y Díaz (2009). Las variables independientes seleccionadas para el análisis paramétrico son obtenidas a partir de un diseño estructural convencional.

2.0 Sistemas estructurales estudiados

2.1 Selección de los casos de estudio

En este trabajo se utiliza una familia de estructuras con irregularidad en planta y altura, idealizados en modelos de análisis representativos de los que pueden encontrarse en la realidad; cada una de estas estructuras tendrá como base un sistema de referencia simétrico. La atención se concentra en edificios con variaciones significativas en los anchos de sus diferentes entrepisos a lo largo de la altura; los edificios propuestos para los casos de estudio son de 9 y 15 niveles, como los que se presentan en las figuras 2.1 y 2.2. Por lo tanto, se manifiesta la no coincidencia del centro de cortante con el centro de rigideces laterales en los pisos inferiores, generando excentricidades torsionales. Debido a las irregularidades en planta y altura, es posible que se presenten aportaciones significativas de los modos superiores de vibración, así como la inestabilidad producto del efecto de esbeltez y problemas de volteo.

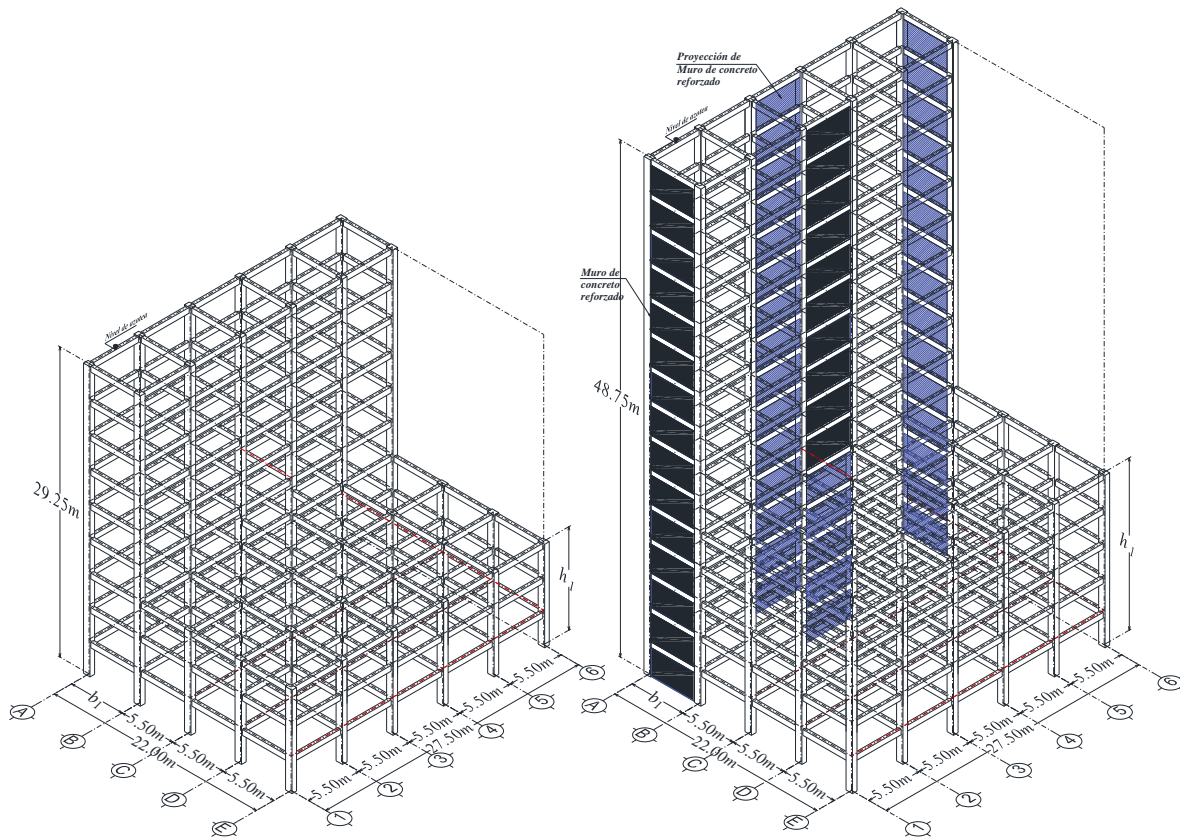


Figura 2.1 Sistema estructural irregular de los edificios de 9 y 15 niveles.

La diferencia entre los edificios de 9 y 15 niveles radica que en el segundo se utilizan muros de concreto reforzado para disminuir la demanda sísmica en términos de distorsiones de entrepiso, la ubicación de los muros de concreto reforzado en el edificio de 15 niveles se muestra en la figura 2.1, en donde el muro localizado entre los ejes 3-4 se desplaza conforme el ancho b_1 cambia de acuerdo

con el caso de estudio correspondiente. La altura h_1 para todos los sistemas irregulares es variable de acuerdo con el número de caso de estudio.

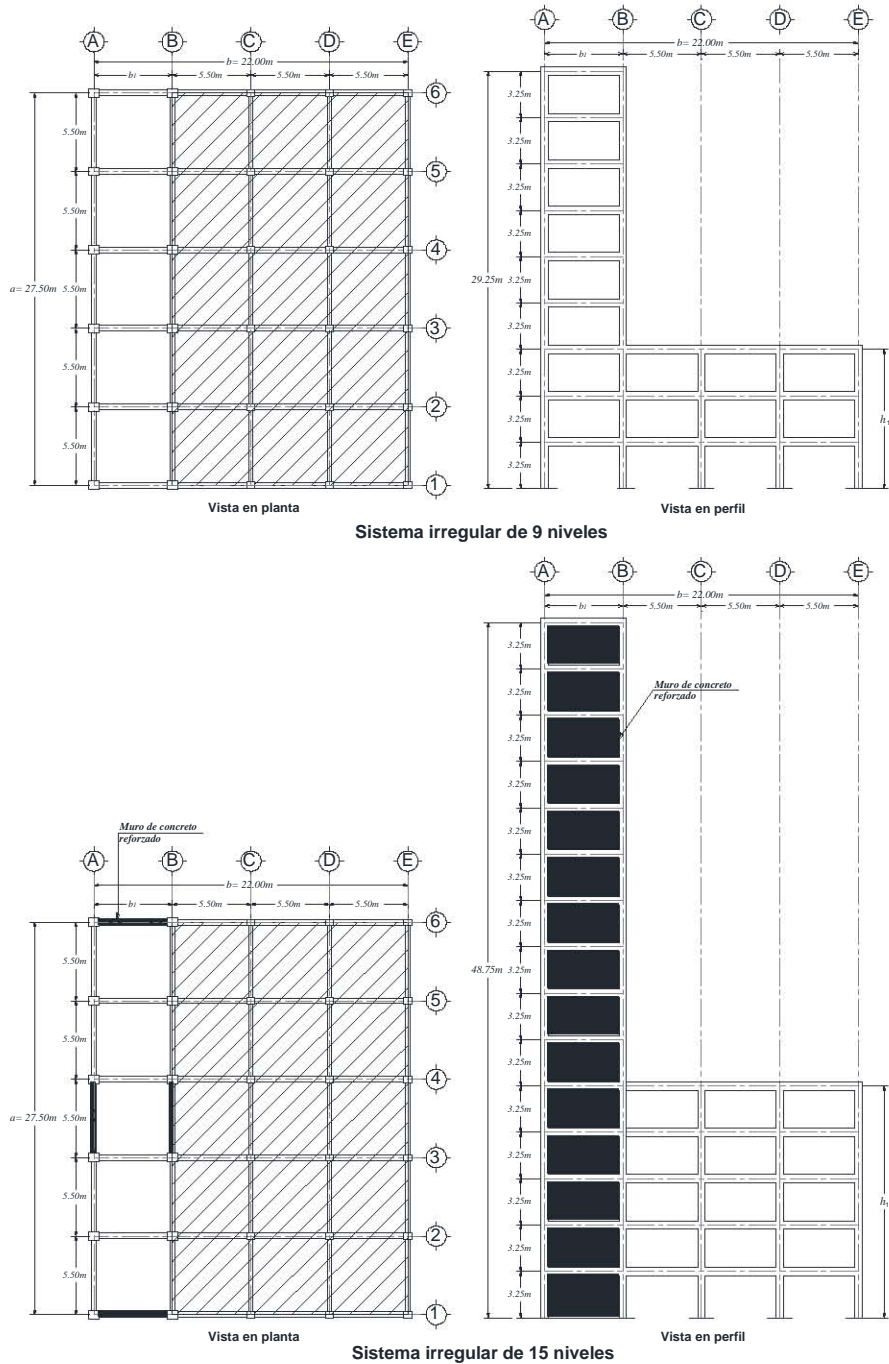


Figura 2.2 Vista tipo en planta y de perfil del sistema estructural irregular de 9 y 15 niveles

Los sistemas estructurales irregulares de 9 y 15 niveles para fines comparativos en la confiabilidad sísmica cuentan cada uno con un sistema regular de referencia que tienen características en los cuales no se manifiestan variaciones geométricas en planta y altura ni cambios bruscos en las dimensiones de las secciones transversales o cambios en la distribución de masas por nivel; estos sistemas de referencia se muestran en las figuras 2.3 y 2.4.

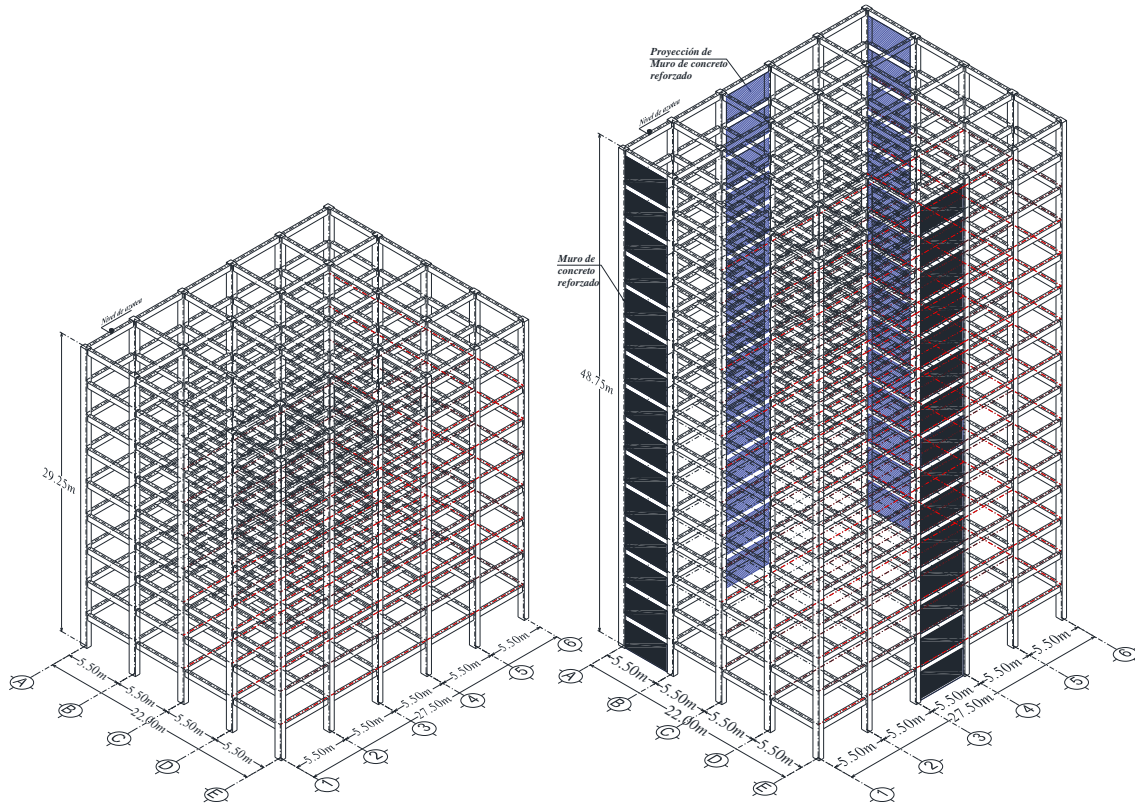


Figura 2.3 Sistema estructural regular de referencia de los edificios de 9 y 15 niveles

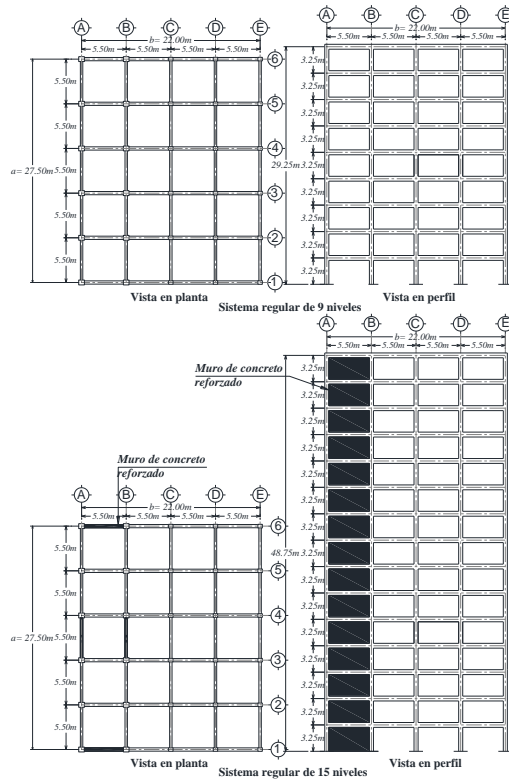


Figura 2.4 Vista tipo en planta y de perfil del sistema estructural regular de 9 y 15 niveles

Las características geométricas de la familia de estructuras irregulares, seleccionadas con sus respectivas estructuras regulares, con el fin de establecer los mismos niveles de confiabilidad objetivo, se observan en la tabla 2.1.

No. de niveles	a (m)	b (m)	Ancho (m) de crujías en a	Ancho (m) de crujías en b	h_1/h	b_1/b
9	27.50	22.00	5.50	5.50	1.0, 2/3, 1/3	1.0, 1/2, 1/4
15	27.50	22.00	5.50	5.50	1.0, 2/3, 1/3	1.0, 1/2, 1/4

Tabla 2.1 Características geométricas de las estructuras en estudio

Los casos en estudio, de acuerdo con la tabla 2.1, son los siguientes:

Caso,	No. de	a (m)	b (m)	h (m)	Altura de	h_1 (m)	b_1 (m)
$h_1/h, b_1/b$	niveles				entrepiso (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

Tabla 2.2 Casos de estudio

2.2 Análisis y diseño estructural de los edificios estudiados

El análisis y diseño estructural del edificio estudiado fue realizado de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCDCEC-RCDF y NTCDS-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, considerando un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ para los edificios de 9 niveles con marcos de concreto reforzado 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-RCDF, 2004), en donde se especifica lo siguiente: para limitar el daño en elementos no estructurales, las distorsiones de entrepisos, producidas por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán de 0.004, para estructuras donde no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal. Para la revisión contra colapso, las NTCDS-RCDF 2004 limitan la demanda de desplazamiento lateral para una distorsión permisible de 0.03 para estructuras formadas con marcos dúctiles de concreto reforzado y 0.015 para estructuras con muros combinados con marcos dúctiles de concreto reforzado, es decir, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de

elevaciones. no excederán de los valores ya mencionados de 0.03 o 0.015 dependiendo del tipo de sistema estructural. Se consideran los efectos de interacción suelo-estructura.

El diseño de los elementos estructurales (vigas y columnas) cumplen con los requisitos para marcos dúctiles requeridos por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC-RCDF, 2004). Las vigas diseñadas 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 NTCDCEC-RCDF 2004 para elementos a falla dúctil, en donde el porcentaje máximo de acero (ρ_{max}) permitido es 0.025. En el diseño estructural de las columnas se cumplen con los porcentajes de acero permitidos ($\rho_{min} = 0.01 \leq \rho \leq \rho_{max} = 0.04$) en la sección de marcos dúctiles de las NTCDCEC-RCDF 2004. En la figura 2.3 y tabla 2.3 se presenta un resumen de las secciones transversales finales de vigas y columnas determinadas en el diseño estructural. Los parámetros de diseño y las propiedades mecánicas de los materiales utilizados para el diseño estructural de los edificios estudiados se muestran en la tabla 2.6.

Para el diseño estructural de las estructuras irregulares de los casos 1 al 8 de la tabla 2.2, se consideraron tres valores de las ordenadas espectrales, escalando las ordenadas de la meseta del espectro de diseño sísmico adoptado para el sistema de interés y especificado en el apéndice A de las NTCDCEC-RCDF 2004 multiplicadas por los factores de escalamiento f_e de 0.7, 1.0 y 1.3. Con el criterio anterior y de acuerdo con la tabla 2.2, el número de casos totales de estudio para las estructuras irregulares son 24. Para los edificios regulares tomados como referencia se consideran los casos 9 y 10 de la tabla 2.2, estos solo se diseñan para un factor de escalamiento f_e de 1.0, tal como se diseña comúnmente con las NTCDCEC-RCDF 2004; por lo tanto, el número de casos totales de los sistemas regulares son 2.

Para los casos de los edificios que caracterizan las estructuras irregulares, se utilizan para diseño estructural los tres factores de escalas de las ordenadas espectrales mencionados anteriormente. Las estructuras seleccionadas como sistemas de referencias de los casos 9 y 10 de la tabla 2.2, se diseñan normalmente tal como se especifica en las NTCDCEC-RCDF 2004. La tabla 2.3 y la figura 2.3 muestran las secciones transversales finales obtenidas del diseño estructural para las estructuras de los casos 1 al 4 y 9, mientras que en la figura 2.4 y las tablas 2.4 y 2.5 se observan las dimensiones finales de las secciones transversales de los diferentes elementos estructurales de los casos 5 al 8 y 10.

Caso i, $h_1/h, b_1/b,$ f_e	Vigas $b_v(m) \times h_v(m)$				Columnas $b_c(m) \times h_c(m)$			
	T-1 niveles 1 al 3	T-2 niveles 4 al 6	T-3 niveles 7 al 8	T-4 nivel 9	C1 niveles 1 al 3	C2 niveles 4 al 6	C3 niveles 7 al 8	C4 niveles 1 al 3
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	

i = 1 al 4, 9

Tabla 2.3 Secciones transversales de vigas y columnas de los casos 1 al 4 y 9.

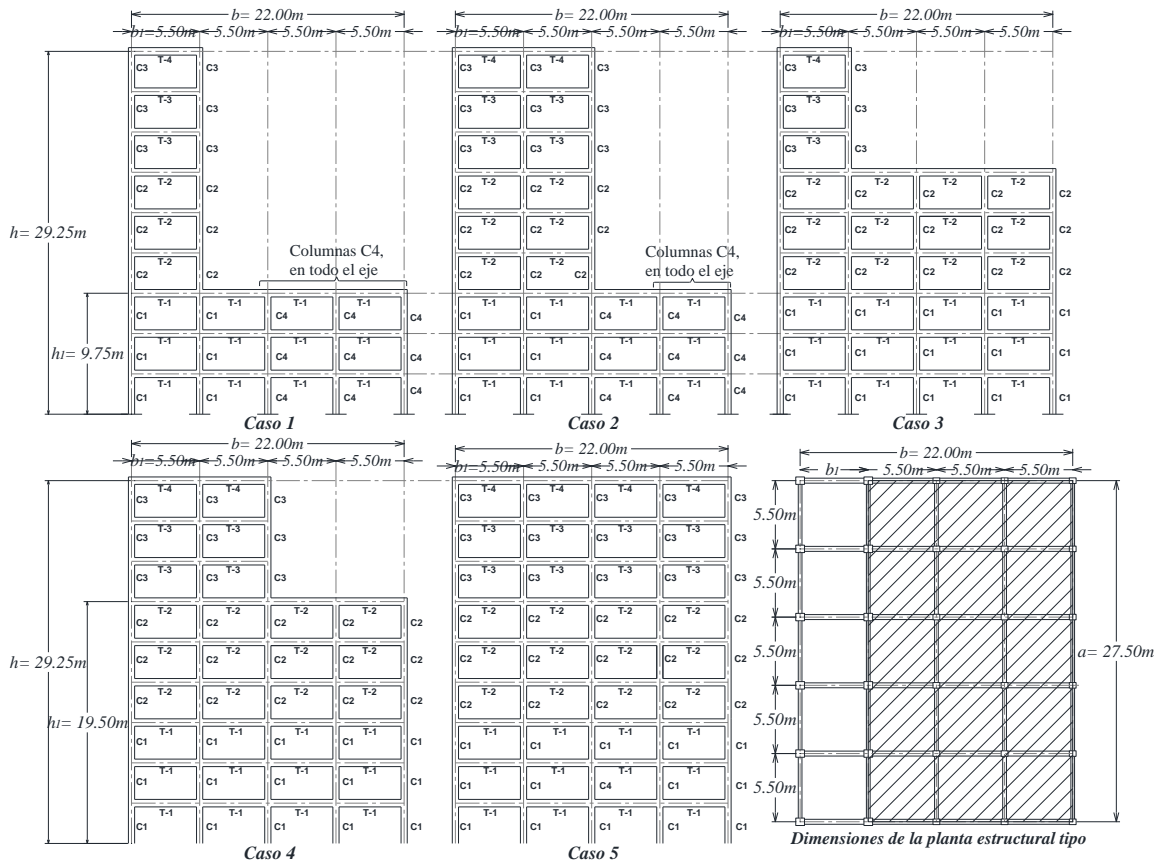


Figura 2.3 Dimensiones de las secciones transversales en los edificios de 9 niveles de los casos 1 al 4 y 9.

Caso i, $h_i/h, b_i/b, f_e$	Vigas $b_v(m) \times h_v(m)$				Columnas $b_c(m) \times h_c(m)$				
	T-1 niveles 1 al 5	T-2 niveles 6 al 10	T-3 niveles 11 al 14	T-4 nivel 15	C1 niveles 1 al 5	C2 niveles 6 al 10	C3 niveles 11 al 15	C4 niveles 1 al 5	C5 niveles 6 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	0.45x0.50	
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	0.70x0.80
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		

i = 5 al 8, 10

Tabla 2.4 Secciones transversales de vigas y columnas de los casos 5 al 8 y 10.

Caso i, $h_i/h, b_i/b, f_e$	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	MX-2 Nivel	MX-3 Nivel	MZ-1 Nivel	MZ-2 Nivel	MZ-3 Nivel
	1 al 5	6 al 10	11 al 15	1 al 5	6 al 10	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

Caso i, $h_1/h, b_1/b, f_e$	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	MX-2 Nivel	MX-3 Nivel	MZ-1 Nivel	MZ-2 Nivel	MZ-3 Nivel
	1 al 5	6 al 10	11 al 15	1 al 5	6 al 10	11 al 15
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, 1, 1, 1.0	0.40	0.30	0.20	0.35	0.30	0.20

Tabla 2.5 Espesores de los muros de concreto reforzado de los casos 5 al 8 y 10.

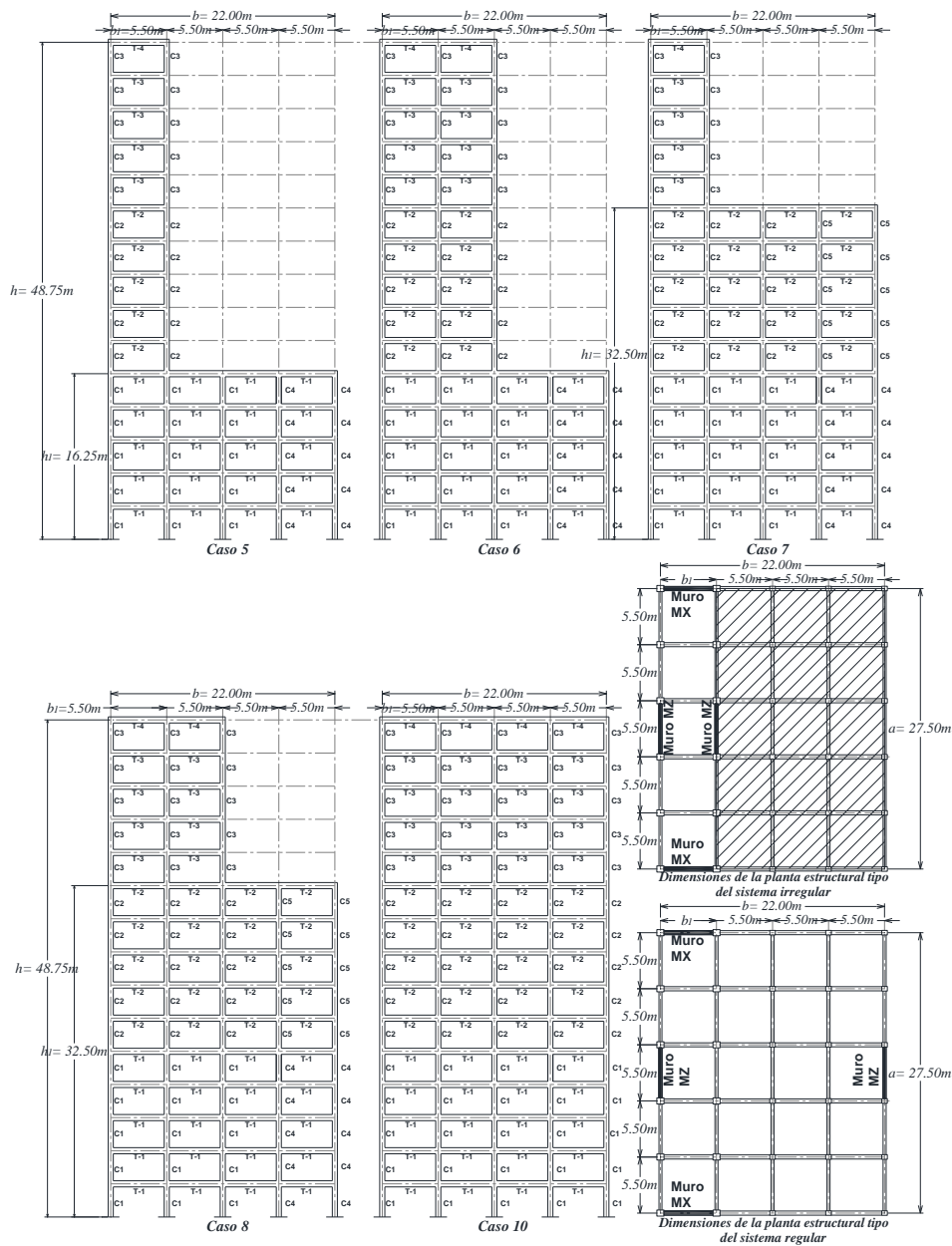


Figura 2.5 Dimensiones de las secciones transversales de edificios de 15 niveles de los casos 5 al 8 y 10.

Tipo de elemento estructural	Resistencia a la compresión f'_c (kg/cm ²)	f_y del acero de refuerzo (kg/cm ²)	Deformación unitaria del concreto	E_c Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	E_y Módulo de elasticidad del acero (kg/cm ²)
Vigas	250.00	4200.00	0.003	221359.436	2.0E06
Columnas	250.00	4200.00	0.003	221359.436	2.0E06
Muros	250.00	4200.00	0.003	221359.436	2.0E06

Tabla 2.6 Parámetros de diseño y propiedades mecánicas de los materiales

2.3 Interacción suelo-estructura (ISE)

Para el diseño estructural de los edificios en estudio se considera la interacción suelo estructura. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-RCDF, 2004), presentan un criterio para calcular las rigideces y amortiguamientos del sistema acoplado suelo-estructura, para dos tipos de cimentaciones: someras y profundas.

Con el criterio presentado en las NTCDS-RCDF 2004, se calcularon las rigideces y amortiguamientos acoplados suelo estructura; el siguiente paso es incluir dichas propiedades en el modelo de análisis para su diseño estructural. El programa ECOgcWV2.29 cuenta con la opción de tomar en cuenta la ISE a partir de datos geométricos y propiedades mecánicas de la cimentación diseñada para el edificio. Se considera una cimentación mixta (cajón y pilotes de fricción) para cada uno de los edificios estudiados, la cual se diseñó de manera aproximada.

Los valores de las constantes elásticas (rigideces traslacionales y rotacionales) K_X, K_Z, K_{RX}, K_{RZ} y los coeficientes de amortiguamientos C_X, C_Z, C_{RX} y C_{RZ} , son calculados conforme al Apéndice A de las NTCDS-RCDF 2004, el cual considera la solución aproximada de Avilés y Pérez-Rocha (2004). Al tratarse de una cimentación mixta, se toma en cuenta la aportación del cajón de cimentación y pilotes de fricción; por lo tanto, se calculan para cada tipo de cimentación las rigideces y coeficientes de amortiguamientos para posteriormente obtener el valor final de las constantes elásticas que toman en cuenta el comportamiento del suelo.

Los valores de las rigideces y coeficientes de amortiguamiento del suelo, así como los periodos de base rígida y flexible para cada dirección de análisis determinados en cada uno de los edificios diseñados para los casos 1 al 10 de la tabla 2.2, se muestran en las tablas 2.7 y 2.8.

Caso i, $h_1/h, b_1/b,$ f_e	Dirección de análisis	K_j ($\frac{ton}{m}$)	K_{Rj} ($\frac{ton \cdot m}{rad}$)	C_j ($\frac{ton \cdot s}{m}$)	C_{Rj} ($\frac{ton \cdot m \cdot s}{rad}$)
1, 1/3, 1/4, 0.7	X	410667.409	174381054.877	31915.369	1270124.458
	Z	410667.615	241923529.351	33347.181	1809849.581
1, 1/3, 1/4, 1.0	X	410667.282	173161295.301	33125.989	1686437.775
	Z	410667.380	246240982.011	39729.648	1262566.464
1, 1/3, 1/4, 1.3	X	410668.167	173529819.091	38493.769	1537810.490
	Z	410668.384	240612954.828	41319.877	2252787.902
2, 1/3, 1/2, 0.7	X	662055.806	216162270.934	45264.036	1270124.458
	Z	662055.882	350409945.236	45825.553	1567046.994
2, 1/3, 1/2, 1.0	X	662156.698	217359791.320	49658.578	1305489.614
	Z	662156.481	352314790.107	52648.248	1614881.257
2, 1/3, 1/2, 1.3	X	672547.145	221789110.058	51059.578	1389411.254
	Z	672547.258	358917790.471	58717.125	1698731.225
3, 2/3, 1/4, 0.7	X	749496.321	254615102.674	60171.810	1343788.570

Caso i, $h_1/h, b_1/b,$ f_e	Dirección de análisis	$K_j \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right)$	$K_{Rj} \left(\frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{rad}} \right)$	$C_j \left(\frac{\text{ton} \cdot \text{s}}{\text{m}} \right)$	$C_{Rj} \left(\frac{\text{ton} \cdot \text{m} \cdot \text{s}}{\text{rad}} \right)$
3, 2/3, 1/4, 1.0	Z	749492.399	357637794.272	50565.319	1532215.535
	X	749496.816	253722725.173	68529.494	1534126.215
3, 2/3, 1/4, 1.3	Z	749496.113	356299937.319	57498.932	1747768.206
	X	749497.058	253203441.159	74210.312	1663510.649
4, 2/3, 1/2, 0.7	Z	749496.321	355846397.147	60171.810	1830872.080
	X	782285.491	253797262.482	54658.793	1167484.446
4, 2/3, 1/2, 1.0	Z	782285.049	390927845.228	50990.903	1480810.286
	X	782286.498	252271249.327	67698.594	1452291.492
4, 2/3, 1/2, 1.3	Z	782285.872	389308327.531	58613.748	1708091.277
	X	782288.589	254254669.514	75511.548	1659887.214
5, 1/3, 1/4, 0.7	Z	782358.689	402514610.691	81236.254	1851548.824
	X	705506.295	273080530.337	55085.966	2628301.632
5, 1/3, 1/4, 1.0	Z	705507.315	327544839.649	64257.352	4042076.649
	X	705608.157	273156871.379	63128.364	2862873.214
5, 1/3, 1/4, 1.3	Z	705416.148	354970114.745	68048.174	4251466.871
	X	705617.257	274654794.048	67550.175	3018979.178
6, 1/3, 1/2, 0.7	Z	705573.635	355799048.847	73254.891	4879410.278
	X	775157.657	284574121.781	75317.181	3517789.172
6, 1/3, 1/2, 1.0	Z	775158.651	405779921.182	80178.547	5517791.647
	X	775155.347	294574121.541	79917.178	4017159.152
6, 1/3, 1/2, 1.3	Z	775159.450	405779921.845	86898.257	6512191.651
	X	775152.453	286584111.645	79318.101	4516989.220
7, 2/3, 1/4, 0.7	Z	775153.101	405779921.386	89175.556	6919101.017
	X	855265.701	475270981.055	85079.352	5610849.032
7, 2/3, 1/4, 1.0	Z	855723.131	559379023.130	90181.280	7458012.321
	X	855425.251	505158481.135	95007.122	6816770.012
7, 2/3, 1/4, 1.3	Z	855123.687	605798972.657	110181.027	8017807.111
	X	855165.180	575582391.055	98782.581	7789779.010
8, 2/3, 1/2, 0.7	Z	855323.157	659470013.330	125110.807	8989140.121
	X	988261.015	685297390.023	128797.178	8512719.050
8, 2/3, 1/2, 1.0	Z	989687.717	789418013.220	143125.071	9371121.210
	X	988265.145	765259124.321	148717.258	9712890.015
8, 2/3, 1/2, 1.3	Z	989688.987	879558013.109	156250.115	11155811.340
	X	988264.875	895291470.751	158607.358	11811890.050
9, 1, 1, 1.0	Z	989689.717	989211714.211	173151.581	13931291.811
	X	847865.549	280549696.149	62610.204	1237999.857
10, 1, 1, 1.0	Z	847865.647	418920628.872	63826.993	1719978.371
	X	1228264.875	109521470.751	168507.585	12811890.552
Z	1228689.717	139218740.128	193191.810	15931298.104	

Tabla 2.7 Rigideces y Amortiguamientos de la cimentación para los casos 1 al 10.

Caso, $h_1/h, b_1/b, f_e$	Periodo Tx base rígida (seg)	Periodo Tx base flexible (seg)	Periodo Tz base rígida (seg)	Periodo Tz base flexible (seg)
1, 1/3, 1/4, 0.7	1.021	1.052	0.977	1.003
1, 1/3, 1/4, 1.0	0.931	0.966	0.886	0.915
1, 1/3, 1/4, 1.3	0.846	0.886	0.788	0.823
2, 1/3, 1/2, 0.7	1.139	1.173	1.162	1.188
2, 1/3, 1/2, 1.0	0.984	1.053	0.978	1.033

Caso, h_1/h, b_1/b, f_e	Periodo T_x base rígida (seg)	Periodo T_x base flexible (seg)	Periodo T_z base rígida (seg)	Periodo T_z base flexible (seg)
2, 1/3, 1/2, 1.3	0.876	0.886	0.922	0.956
3, 2/3, 1/4, 0.7	0.966	1.028	1.150	1.193
3, 2/3, 1/4, 1.0	0.848	0.862	0.966	1.060
3, 2/3, 1/4, 1.3	0.783	0.886	0.788	1.020
4, 2/3, 1/2, 0.7	1.109	1.176	1.189	1.235
4, 2/3, 1/2, 1.0	0.895	0.975	1.034	1.086
4, 2/3, 1/2, 1.3	0.818	0.908	0.977	1.029
5, 1/3, 1/4, 0.7	1.013	1.160	0.868	0.989
5, 1/3, 1/4, 1.0	0.894	1.084	0.747	0.909
5, 1/3, 1/4, 1.3	0.815	1.057	0.650	0.848
6, 1/3, 1/2, 0.7	1.150	1.321	1.130	1.239
6, 1/3, 1/2, 1.0	0.950	1.164	0.944	1.081
6, 1/3, 1/2, 1.3	0.830	1.092	0.858	1.016
7, 2/3, 1/4, 0.7	1.062	1.196	1.010	1.119
7, 2/3, 1/4, 1.0	0.923	1.075	0.890	1.011
7, 2/3, 1/4, 1.3	0.800	0.977	0.800	0.936
8, 2/3, 1/2, 0.7	1.162	1.317	1.181	1.289
8, 2/3, 1/2, 1.0	0.990	1.175	1.026	1.155
8, 2/3, 1/2, 1.3	0.846	1.063	0.900	1.048
9, 1, 1, 1.0	1.047	1.135	1.027	1.098
10, 1, 1, 1.0	1.036	1.233	0.989	1.149

Tabla 2.8 Periodos de base rígida y flexible para los casos 1 al 10.

3.0 Excitaciones sísmicas

3.1 Intensidad sísmica

La excitación sísmica se representa en términos de dos componentes horizontales ortogonales, con sus correspondientes espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones, $S_{ax}(T)$, $S_{ay}(T)$, en donde T es el periodo fundamental del sistema, tomando en cuenta los grados de libertad en traslación y en rotación de sus pisos. En este estudio, se toma como medida de intensidad la media de la respuesta de pseudo-aceleraciones $S_{ax}(T)$ y $S_{ay}(T)$. La siguiente expresión define la medida de intensidad.

$$S_a(T) = \frac{S_{ax}(T) + S_{ay}(T)}{2} \quad 3.1$$

En este estudio las funciones de confiabilidad son expresadas en términos de la ordenada espectral para el periodo fundamental de la estructura normalizada respecto a la gravedad. En lo que sigue esta intensidad estará expresada como $y = S_a(T)/g$, en donde $S_a(T)$ y g son la ordenada espectral para el periodo fundamental de la estructura y la aceleración de la gravedad, respectivamente.

3.2 Simulación de los acelerogramas

Para evaluar la confiabilidad estructural de una estructura, es necesario contar con una base de datos de movimientos sísmicos lo suficientemente amplia para poder estimar su respuesta dinámica no lineal y con ello realizar el análisis de confiabilidad en términos probabilísticos; sin embargo, en general la base de datos de temblores reales para un sitio de interés (SCT, en este caso) cuenta con un número reducido de eventos reales y de estos la mayoría son para intensidades bajas. Por lo anterior, es necesario simular un número suficiente de acelerogramas con el fin de obtener la respuesta del sistema estructural y posteriormente realizar el análisis de confiabilidad; para ello, en este estudio se utiliza el 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).

3.2.1 Influencia de las condiciones locales

La propagación de las ondas sísmicas en la capa superficial de la corteza terrestre origina movimientos ondulatorios que provocan cierta perturbación en las estructuras. Para este estudio, el sitio de interés corresponde al valle de México en el sitio SCT clasificado como suelo blando. Debido a las características propias y especiales de este suelo existe una amplificación de las ondas sísmicas que lo hace único en el mundo. Es por esto que se requiere de un estudio de peligro sísmico en donde se estudie qué tan frecuentemente se presentarán temblores mayores a un evento de intensidad a , lo cual depende de las características de las fuentes sísmicas cercanas al sitio. En el valle de México, los tipos de temblores que generalmente contribuyen de manera significativa al peligro sísmico dependiendo de la fuente sísmica son los temblores de subducción, falla normal e intraplaca, generados en distintas fuentes sísmicas, principalmente en la zona de subducción que corre a lo largo de la costa del Pacífico y en el cinturón volcánico que atraviesa el país a lo largo del paralelo de 19°

de latitud. El conocimiento de las características de la fuente sísmica, mecanismo del temblor, distribución de magnitudes, leyes de atenuación, tiene el propósito de calcular el peligro sísmico de un región o sitio de interés por medio de la obtención de la curva de peligro que relaciona la tasa de excedencia (ν_a) vs la aceleración máxima (a), o cualquier otro indicador de la intensidad, para un cierto periodo de retorno.

En este estudio se considera la acción del temblor en dos componentes ortogonales (x, y). En la simulación de los registros sísmicos, fue necesario contar con la información de peligro sísmico en el sitio de interés (funciones de peligro sísmico). Para el cálculo de las tasas de intensidades en terreno firme (CU) para ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleraciones para un 5% de amortiguamiento, se considera la muestra de datos para el periodo de 1900 a 1995 (96 años) para magnitudes mayores o iguales a 6.0. Para su cálculo se toman las leyes de atenuación desarrolladas por Reyes (1999) para las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleraciones. Lo anterior fue el cálculo de las curvas de peligro sísmico para terreno firme. La simulación de registros sísmicos en CU se debe a que las leyes de atenuación de intensidades disponibles corresponden a movimientos sísmicos en terreno firme; sin embargo, es necesario determinar el peligro sísmico en el sitio de interés de este estudio (suelo blando). Por ello, los resultados anteriores se utilizan para estimar el peligro sísmico en el sitio de interés (SCT). Esto se realiza aplicando un procedimiento probabilístico para evaluar el riesgo en la superficie libre de un depósito de suelo no-lineal localizado en un sitio específico, desarrollado por Bazurro y Cornell (2004). Una descripción detallada de los criterios empleados para la determinación del peligro sísmico tomando en cuenta las condiciones locales puede encontrarse en Esteva, Díaz y García (2010).

3.2.2 Determinación de magnitud y distancia epicentral

La determinación de pareja de valores de magnitud M y la distancia epicentral R para la simulación de temblores se obtuvieron a partir del criterio planteado en Alamilla et al. (2001), en donde se propone una función de densidad de probabilidad de M y R para una intensidad dada.

$$f_{(M,R)j}(m, r|y) = k_j f_y(y|m, r) f_{(M,R)}(m, r) \quad 3.2$$

En esta ecuación, $f_y(y|m, r)$ es la función de densidad condicional de probabilidades de la intensidad y , dadas la magnitud y la distancia, $f_{(M,R)}(m, r)$ es la función de densidad marginal conjunta de probabilidades de M y R para todas las fuentes sísmicas potenciales que contribuyen significativamente al peligro sísmico en el sitio.

3.2.3 Selección de los registros como funciones de Green

El método de las funciones de Green consiste en simular acelerogramas de movimientos sísmicos generados por sismos de grandes magnitudes a partir de registros generados por sismos de bajas magnitudes. Con base en este método, Ordaz et al. (1995) desarrollaron un criterio para simular registros en donde se propone una mejor distribución para representar el tiempo de ruptura. Este criterio se basa en un escalamiento de las frecuencias para el espectro esperado del sismo simulado y el espectro del evento semilla utilizado como función de Green.

Para este estudio, se seleccionaron como funciones de Green 10 temblores registrados en el sitio de interés (SCT). Para cada uno de estos eventos se cuenta con los parámetros sísmicos que lo definen,

tales como: magnitud M_S , distancia epicentral R , momento sísmico M_0 , la caída de esfuerzos σ_c , número de puntos del acelerograma N_p , intervalo de tiempo Δ_t y la intensidad de Árias I_A . La información que describen las funciones de Green se presenta en la tabla 3.1.

<i>Fecha</i>	M_S	R	M_0	σ_c	<i>Componente EO</i>			<i>Componente NS</i>		
					N_p	Δ_t	I_A	N_p	Δ_t	I_A
SCT28904.251	6.9	314.87	2.39E+26	64	16062	0.01	8157.223	16062	0.01	7283.386
SCT29005.311	5.9	316.24	7.49E+24	84	5398	0.01	161.625	5398	0.01	327.354
SCT19310.241	6.6	320.91	1.01E+26	98	9918	0.01	834.538	9918	0.01	971.473
SCT29310.241	6.6	320.91	1.01E+26	98	11723	0.01	855.624	11723	0.01	943.751
SCT29510.091	7.3	584.19	1.15E+28	191	15747	0.012	1127.899	15747	0.012	1430.711
SCT19607.151	6.5	304.72	9.95E+25	91	5639	0.01	184.381	5639	0.01	246.150
SCT29607.151	6.5	304.72	9.95E+25	91	9800	0.01	221.315	9800	0.01	265.155
SCT19701.111	6.9	438.96	6.06E+26	266	12480	0.01	1418.285	12480	0.01	1484.342
SCT19909.301	7.5	447.37	1.72E+27	660	15197	0.01	3602.177	15197	0.01	4991.323
SCT29909.301	7.5	447.37	1.72E+27	660	13267	0.015	3537.878	13267	0.015	4689.843

Tabla 3.1 Eventos sísmicos seleccionados como funciones de Green.

3.2.4 Acelerogramas simulados

Aplicando las funciones de Green empíricas se simularon parejas (dos componentes) de acelerogramas para intensidades correspondientes a diversos periodos de retorno. Se aplica el factor de escala κ , descrito en Ismael y Esteva 2006 para tomar en cuenta la influencia de la distancia en el nivel de intensidad sísmica; para esto se utiliza como medida de intensidad la intensidad de Arias. La expresión del factor de escala es la siguiente:

$$\kappa^2 = \frac{I_A(M, R_S)}{I_A(M, R_0)} \quad 3.3$$

De la expresión anterior, $I_A(M, R_0)$ es la intensidad sísmica del acelerograma que se toma como función de Green para la distancia R_0 a la cual se originó y $I_A(M, R_S)$ es la intensidad que tendría ese acelerograma si se generara a una distancia R_S .

Se simularon 50 parejas de acelerogramas para los diferentes periodos de retorno T_R seleccionados. Los valores de T_R seleccionados son 50, 125, 250, 500, 1000, 2000 y 3000 años. El número de simulaciones seleccionadas se muestran en la tabla 3.2.

Periodo de Retorno T_R (años)	No. de simulaciones
50	6
125	7
250	8
500	10
1000	9
2000	5
3000	5
Total =	50

Tabla 3.2 Número de simulaciones por cada periodo retorno T_R .

Cada evento fue simulado como un par de componentes simultaneas correspondientes al periodo de retorno seleccionado y asociado a la intensidad correspondiente al periodo natural de vibración de la

estructura. Para cada edificio estudiado correspondiente a la tabla 2.2, se simulan 50 pares de acelerogramas.

Los periodos naturales de vibrar para cada uno de los casos de estudio de la tabla 2.2 se utilizan para la simulación de los acelerogramas y, estos se muestran en la siguiente tabla.

Caso, $h_1/h, b_1/b$	T_e para estructura diseñada con un factor de escalamiento 0.7 de la ordenada espectral de diseño sísmico	T_e para estructura diseñada con un factor de escalamiento 1.0 de la ordenada espectral de diseño sísmico	T_e para estructura diseñada con un factor de escalamiento 1.3 de la ordenada espectral de diseño sísmico
1, 1/3, 1/4	1.052	0.966	0.886
2, 1/3, 1/2	1.188	1.053	0.956
3, 2/3, 1/4	1.193	1.060	1.020
4, 2/3, 1/2	1.235	1.086	1.029
5, 1/3, 1/4	1.160	1.084	1.057
6, 1/3, 1/2	1.321	1.164	1.092
7, 2/3, 1/4	1.223	1.075	0.977
8, 2/3, 1/2	1.289	1.175	1.063
9, 1, 1		1.135	
10, 1, 1		1.233	

Tabla 3.2 Periodos naturales de vibración para los casos estudiados.

La figura 3.1 muestra como ejemplo dos registros simulados con sus dos componentes ortogonales para el edificio del caso 1 de la tabla 2.2, con un periodo natural de vibración de 0.886 seg de acuerdo con la tabla 3.2. En las figuras 3.2 y 3.3 se observan los espectros de pseudo-aceleraciones de cada componente simultánea empleada para excitar la base de los sistemas simulados y el espectro obtenido con la respuesta media de $S_{ax}(T)$ y $S_{ay}(T)$ de cada una de las direcciones ortogonales de análisis. El procedimiento antes descrito para simulación de eventos sísmicos se realizó de igual manera con los demás casos presentado en la tabla 2.2.

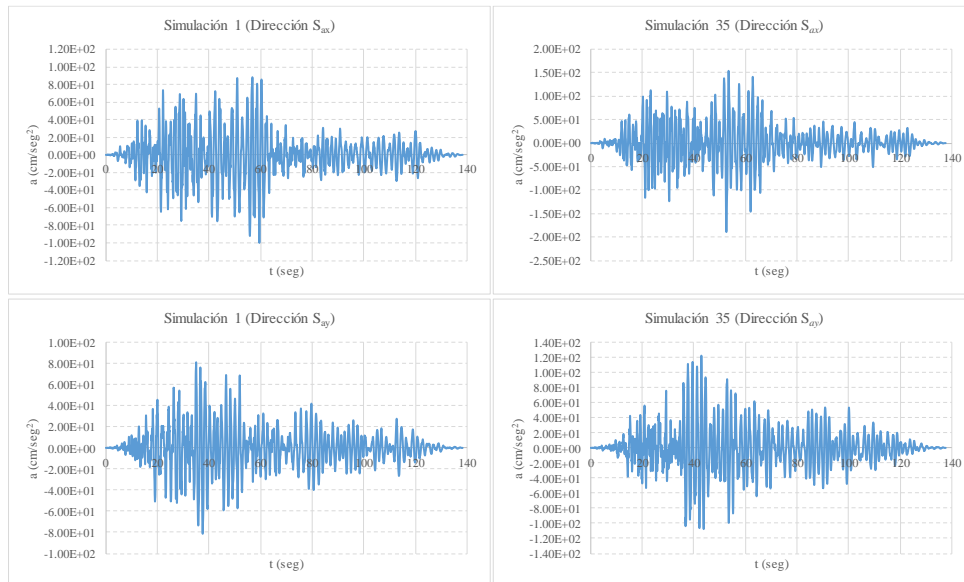


Figura 3.1 Acelerogramas simulados (1 y 35) para el caso 1 de la tabla 2.2 del edificio con un periodo fundamental de 0.886 seg.

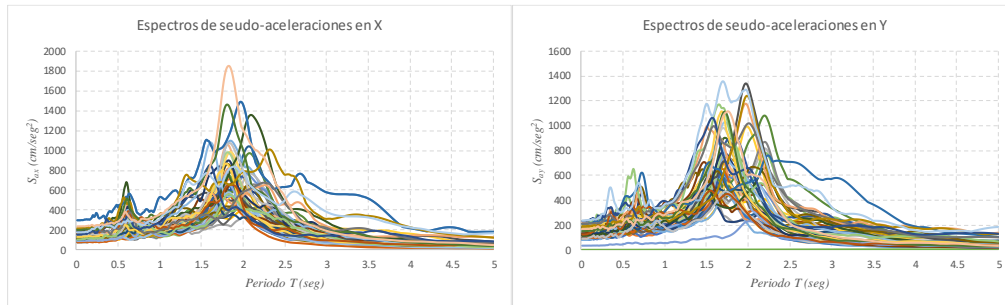


Figura 3.2 Espectros de pseudo-aceleraciones $S_{ax}(T)$, $S_{ay}(T)$ de los acelerogramas simulados.

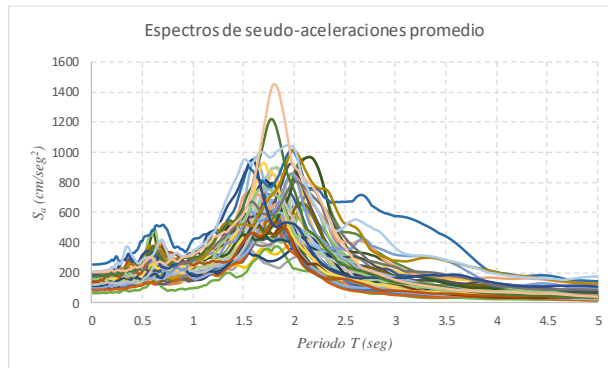


Figura 3.3 Espectros de pseudo-aceleraciones obtenido de la media de la respuesta de $S_{ax}(T)$ y $S_{ay}(T)$ de los acelerogramas simulados.

4.0 Modelos probabilísticos de cargas gravitacionales y propiedades mecánicas de los miembros estructurales

El estudio de la confiabilidad sísmica requiere de un análisis de las posibles incertidumbres que pueden alterar el comportamiento de las estructuras ante excitaciones sísmicas de baja a severas intensidades; para estos fines se emplean modelos probabilísticos de las excitaciones permanentes y accidentales, así como de las propiedades de los miembros estructurales

En este estudio, el objetivo principal de la simulación de edificios, es el poder realizar análisis probabilísticos de su respuesta sísmica, tomando en cuenta las incertidumbres asociadas a diversas variables que pueden influir significativamente en su comportamiento. Entre estas incertidumbres se encuentran:

- Variabilidad aleatoria de las cargas gravitacionales
- Variabilidad aleatoria de las propiedades de materiales y miembros estructurales.

En este trabajo, por cada caso de estudio mostrado en la tabla 2.2 se simulan 50 sistemas estructurales mediante el método de Monte Carlo, empleando el software SIB (Simulation of Buildings) creado por Rangel y Esteva (2015).

4.1 Cargas muertas y vivas

Las cargas muertas son asumidas como constantes en el tiempo; incluyen peso de los elementos estructurales, equipos permanentes, instalaciones, pisos, etc. Las incertidumbres asociadas a ellas están relacionadas principalmente con variables tales como: práctica constructiva, control de calidad, incertidumbre en los pesos de los materiales, cargas no planeadas.

Específicamente, las cargas muertas se estiman de manera cuantitativa a partir de las dimensiones de los elementos estructurales y del peso volumétrico de los materiales; sin embargo, se presentan incertidumbres importantes, debidas en general al proceso constructivo y a la elaboración de los materiales.

Para poder tomar en cuenta las incertidumbres asociadas a las cargas muertas se utiliza el estudio de B. Ellingwood et al. (1980), en donde por medio de una función de densidad tipo normal se obtienen los valores de la media $\bar{X}/X_n = 1.05$ y coeficiente de variación $V_X = 0.10$. Los criterios de obtención de los valores \bar{X}/X_n y V_X se encuentran en el apéndice A del estudio antes mencionado.

Para la simulación de cargas muchos autores consideran procesos estocásticos. En el programa SIB se adopta una función de densidad de probabilidad tipo normal ($\phi(\mu_D, \sigma_D)$) para representar el

proceso estocástico por medio de la simulación de Monte Carlo. En la función de densidad μ_D y σ_D son la media y la desviación estándar de la carga muerta.

Con respecto al análisis de la incertidumbre de la carga viva, se utiliza el modelo Peir y Cornell (PC 1973), el cual se representa en términos de un modelo Gaussiano. Una atribución importante de este modelo es que toma en cuenta la correlación de las áreas en los diferentes entrepisos. El modelo PC es una combinación lineal de variables dependientes concernientes a la variación de cargas sobre el piso. Una ecuación representativa de la estructura para correlacionar la intensidad de carga viva unitaria, es:

$$w_{ij} = m + \gamma_{ij} + \varepsilon_{ij}(x, y) \quad 4.1$$

En la ecuación anterior, w es la intensidad de carga en un área infinitesimal, los subíndices i y j representan la variación de la intensidad en un particular edificio y piso respectivamente. Los índices x , y son coordenadas de ubicación en el plano del piso. La m es la media global de la intensidad del tipo de carga en estudio y esta carga debe ser del mismo tipo. γ_{ij} es una variable aleatoria con media cero que representa la desviación y que correlaciona la intensidad de la carga de un edificio del mismo uso en sus diferentes niveles. ε_{ij} representa una variable aleatoria con media cero que correlaciona la intensidad de las cargas locales en el punto de coordenadas (x, y) del piso j del edificio i con su valor medio en dicho piso.

El término γ_{ij} de la expresión 4.1, puede representarse por una suma $\gamma_i + \gamma_j$ de variables aleatorias independientes con media cero. El primer término de la suma, representa la variabilidad común de la intensidad de carga m de una estructura a otra y el segundo representa la variabilidad espacial de la intensidad de carga de un piso a otro en el mismo edificio. La expresión que representa la independencia de las variables aleatorias γ_i y γ_j es:

$$w(x, y) = m + \gamma_i + \gamma_j + \varepsilon(x, y) \quad 4.2$$

Los parámetros para definir el modelo de Pier y Cornell (1973) son los siguientes:

$$E[w(x, y)] = m \quad 4.3$$

$$cov[\varepsilon(x_0, y_0)(x_1, y_1)] = \sigma_{sp}^2 \cdot \exp(-r^2/d) \quad 4.4$$

$\sigma_{sp}^2 \cdot \exp(-r^2/d)$, es una ecuación propuesta por los autores y que arroja buenos resultados, en esta expresión r es la distancia entre los puntos (x_0, y_0) y (x_1, y_1) en un área específica de losa en un mismo piso, d es un parámetro de ajuste.

El modelo de Pier y Cornell (PC) es representativo de la variación de la intensidad de carga. El modelo PC podemos representarlo en términos de la carga w por unidad de área A , es decir:

$$E[U(A)] = m \quad 4.5$$

Por lo tanto, la varianza es:

$$var[U(A)] = \sigma_i^2 + \sigma_j^2 + \sigma_U^2 \frac{K(A)}{A} \quad \sigma_U^2 = \pi d \sigma_{sp}^2 \quad 4.6$$

$$K(A) = \left[\operatorname{erf} \left(\sqrt{\frac{A}{d}} \right) - \sqrt{\frac{d}{A\pi}} (1 - e^{-A/d}) \right]^2 \quad 4.7$$

Cuando dos puntos (x_0, y_0) y (x_2, y_2) , se encuentran localizados sobre diferentes pisos, un nuevo factor es introducido; dicho factor representa la correlación espacial de la intensidad de carga sobre dos pisos diferentes, por lo que la expresión 4.4 se expresaría como:

$$\operatorname{cov}[\epsilon(x_0, y_0)(x_2, y_2)] = \rho_c \cdot \sigma_{sp}^2 \cdot \exp(-r^2/d) \quad 4.8$$

La media para áreas rectangulares comunes en diferentes pisos se puede expresar como:

$$E[U(A_n)] = m \quad 4.9$$

La ecuación 4.6, es válida cuando existen dos puntos ubicados en el mismo piso; en caso de que existieran n pisos, la ecuación 4.6 se modificaría como sigue:

$$\operatorname{var}[U(A_n)] = \sigma_i^2 + \frac{\sigma_j^2}{n} + \sigma_U^2 \frac{K(A)}{nA} + \rho_c \left(\frac{n-1}{n} \right) \frac{\sigma_{sp}^2 K(A)}{A} \quad 4.10$$

EL programa SIB discretiza los tableros de losa en pequeños segmentos, en los cuales se simula la carga viva. Por lo tanto, es posible correlacionar el edificio i , el piso j , la losa k y el segmento discreto l , aplicando el modelo PC con la siguiente expresión:

$$w_{ijkl}(x, y) = m + f_{y_i} + f_{y_j} + f_{\epsilon_{ijkl}}(0, \bar{V}_{x,y}) \quad 4.11$$

En la expresión anterior, l es el número de segmento discretizado de la losa k en el piso j del edificio i . f_{y_i} y f_{y_j} , representan la función de distribución de la intensidad de carga sobre un área infinitesimal dentro de un edificio i localizado en un piso j . $f_{\epsilon_{ijkl}}$ es la función de densidad de probabilidades de la intensidad de carga en un área infinitesimal, tomando en cuenta la correlación espacial horizontal de una pieza discreta de área l en una losa k del piso j en el edificio i , $f_{\epsilon_{ijkl}}$ tiene una media cero y una matriz de covarianza de dimensiones $(i \cdot j \cdot k \cdot l) \times (i \cdot j \cdot k \cdot l)$. Mayor detalle sobre la consideración de la carga viva es presentada por Rangel y Esteva (2015).

Los parámetros que definen el modelo de carga viva se tomaron del estudio estadístico de cargas vivas en edificios de oficina desplantados en la ciudad de México realizado por Soriano y Ruiz (1997), en donde se obtiene un valor medio m_0 de la carga viva de 75.1 kg/cm^2 .

4.2 Propiedades de materiales y miembros estructurales

4.2.1 Incertidumbres en la geometría de los elementos resistentes

Una parte esencial en la simulación de las estructuras es la variación geométrica de las secciones transversales, lo cual se debe a las discrepancias existentes en las dimensiones finales de los elementos resistentes, como consecuencia de diversas causas durante el proceso constructivo. La variabilidad en la geometría de los elementos estructurales tiene influencia en la rigidez, resistencia y deformaciones de los componentes del sistema estructural, razones importantes para considerarse en

los estudios de confiabilidad. Estudios como el de Mirza y MacGregor (1979a) muestran las propiedades estadísticas como la media y la desviación estándar que definen una función de distribución normal para secciones transversales de edificios de varios países, incluido México. En varios estudios se han simulado estas propiedades, que comúnmente son las siguientes:

- Sección transversal (ancho, peralte)
- Recubrimiento del concreto

Con la finalidad de obtener una muestra que caracterice las variaciones de las dimensiones de los elementos resistentes durante el proceso de construcción, se utiliza un proceso de simulación de Monte Carlo.

4.2.2 Incertidumbres en la resistencia a compresión del concreto

La resistencia final del concreto f'_c en una estructura en comparación con ensayos de cilindros curados a 28 días puede ser variable, debido a muchos factores alternos, como pueden ser: Calidad del proceso constructivo, proceso de curado, cantidad de agua, tamaño de los agregados y temperatura. Mendoza (1991), realizó un estudio estadístico de las propiedades de resistencia del concreto en función de la resistencia media de ensayos de cilindros a compresión efectuados en laboratorio. Las relaciones obtenidas por Mendoza (1991) son $\bar{f}_{co} = 0.95\bar{f}_c$ y $V_{co} = 1.15V_c$, en donde \bar{f}_{co} es la resistencia media a compresión de la estructura, \bar{f}_c es la resistencia media obtenido de ensayos de cilindros sometidos a compresión, V_{co} es el coeficiente variación de la resistencia a compresión de la estructura, V_c es el coeficiente de variación relacionado a ensayos de cilindros de concreto sometidos a compresión.

Para la obtención de \bar{f}_c y V_c , Meli y Mendoza (1991) obtienen los primeros momentos estadísticos de la resistencia a compresión de concretos, representando dicha resistencia con una función de distribución tipo normal. Las medias y coeficientes de variación para distintos valores de la resistencia nominal obtenidas por Meli y Mendoza (1991) se presentan en la tabla 4.1.

En este estudio, el valor nominal de la resistencia a compresión utilizada para la simulación de los diversos sistemas estructurales es $f'_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia nominal f'_c ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	Media \bar{f}'_c ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	Coficiente de variación V_c	σ_c ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)
200.00	230.00	0.168	38.50
250.00	268.00	0.167	44.60
300.00	321.00	0.129	41.30

Tabla 4.1 Media, coeficiente de variación y desviación estándar para diferentes resistencias nominales (Meli y Mendoza, 1991).

4.2.3 Incertidumbres en la resistencia a tensión y módulo de tangente del concreto

La resistencia a tensión del concreto se relaciona con la capacidad de agrietamiento del elemento estructural cuando es sometido a grandes momentos de flexión. Para elementos fabricados en la

ciudad de México de estudios hechos por Mendoza (1984), esta resistencia se puede representar como:

$$f_t = \phi_t \sqrt{f'_c} \quad 4.12$$

Donde ϕ_t es una variable aleatoria con media $\phi_t = 1.935$ y coeficiente de variación $V_t = 0.20$ (Mendoza, 1984).

El módulo tangente está relacionado con la resistencia nominal a compresión del concreto mediante la ecuación 4.12, donde ϕ_E es una variable aleatoria con propiedades estadísticas dadas.

$$E_c = \phi_E \sqrt{f'_c} \quad 4.13$$

Mendoza (1984) calculó las propiedades estadísticas a partir de mediciones experimentales de E_c ; de acuerdo con sus estudios encontró valores de media y coeficiente de variación de ϕ_E iguales a 8500 y 0.12, respectivamente.

El proceso de simulación de la resistencia a tensión y módulo de tangente del concreto se explica detalladamente en Rangel y Esteva (2015).

4.2.4 Incertidumbre en el comportamiento estructural del acero

Una parte esencial en la simulación es la variabilidad de las propiedades mecánicas del acero que definen la curva esfuerzo-deformación del acero. Las propiedades mecánicas dependen principalmente de algunos parámetros que se representan en la figura 4.1. Una de las propiedades más importantes en la simulación del comportamiento del acero es el esfuerzo de fluencia f_y ; cuando el acero alcanza un rango más allá del elástico, ciertos parámetros en el acero son influenciados en el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Estos parámetros son: deformación a la fluencia ϵ_y , deformación inicial en la zona por endurecimiento ϵ_{sh} , deformación última del acero ϵ_{su} , deformación a la ruptura ϵ_{suu} y el esfuerzo último f_{su} asociado al ϵ_{su} .

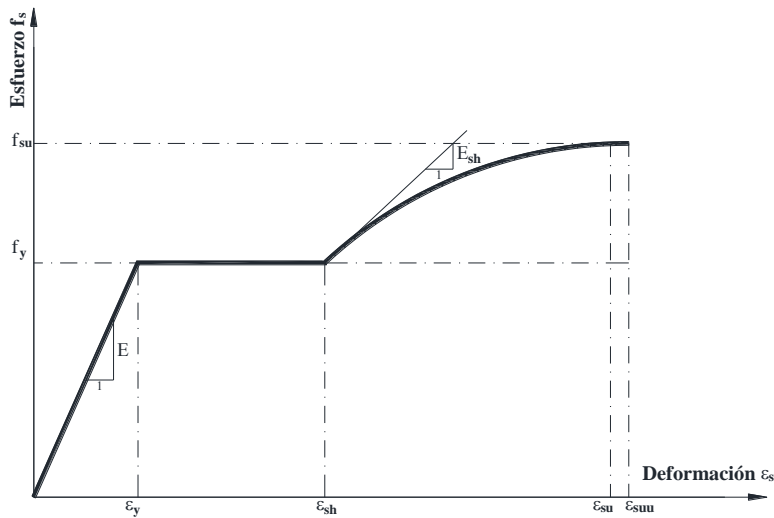


Figura 4.1 Curva esfuerzo-deformación del acero.

Rodríguez y Botero (1996), caracterizaron el comportamiento esfuerzo-deformación del acero para varillas elaboradas en México, mediante una función constituida por tres zonas: zona elástica, zona plástica y zona por endurecimiento. Estos autores realizaron un análisis estadístico mediante un proceso de regresión lineal. En el programa SIB, se utilizan los datos estadísticos obtenidos en el trabajo de Rodríguez y Botero (1996), para obtener los parámetros que definen un modelo de regresión lineal que toma en cuenta la correlación existente entre estos parámetros. La información detallada sobre la manera de simular estos parámetros se puede leer en Rangel y Esteva (2015).

5.0 Análisis dinámico paso a paso no lineal

Para el análisis dinámico paso a paso no lineal de los casos estudiados se empleó el programa Opensees (Mazoni et al., 2006). La modelación de los elementos estructurales (vigas y columnas) se realizó discretizando cada uno de estos elementos en 5 y 3 segmentos respectivamente. Las secciones transversales de los elementos estructurales son modelados por medio de secciones discretizadas en fibras e integradas a lo largo de los elementos mediante funciones de forma de los desplazamientos; para esto se utiliza el modelo de plasticidad de Gauss-Lobatto (Scott, 2011).

La figura 5.1 representa esquemáticamente la discretización en fibras de las secciones transversales de los elementos estructurales, en el cual por medio del comando parches (patches) o capas se puede modelar la fibra en subregiones de forma regular tales como: rectángulos, circulares, triangulares, cuadriláteros o en su caso fibras particulares. Las fibras discretizadas siguen la hipótesis de Navier-Bernoulli, en donde se afirma que dos secciones planas y paralelas siguen siendo planas, aunque no paralelas a lo largo del proceso de deformación. Las fibras se modelan con el comando fiber y se le asigna un comportamiento esfuerzo-deformación a través del comando UniaxialMaterial.

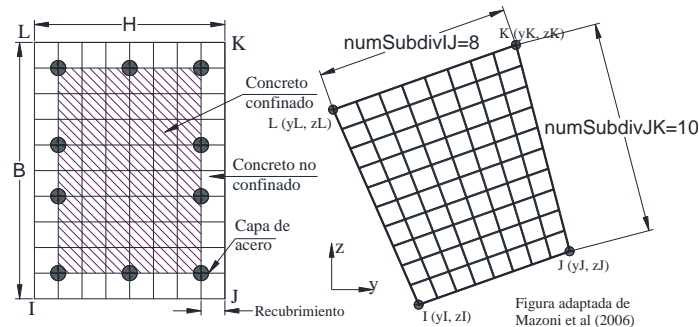


Figura 5.1 Representación esquemática de la discretización en fibras de las secciones trasversales de los elementos estructurales.

Los casos de estudios en donde la estructura irregular y la regular consideran muros de concreto reforzado requieren de una modelación adecuada con la finalidad de obtener la respuesta cíclica no lineal ante excitaciones sísmicas de baja a severa intensidad. Para lo anterior, la modelación de los muros de concreto reforzado se logra utilizando un modelo no lineal cíclico de armadura propuesto por Panagiotou et al. (2012). Este modelo caracteriza al muro de concreto reforzado como una armadura formada por elementos verticales, horizontales y diagonales que toman en cuenta intrínsecamente la interacción flexión-cortante y representan la degradación de rigidez y resistencia. Adicionalmente, este modelo considera la deformación biaxial debida a los efectos de compresión en el muro de concreto reforzado. La interacción flexión-cortante puede afectar significativamente el comportamiento cíclico no lineal de los muros de concreto reforzado en términos de resistencia, rigidez y capacidad de deformación del sistema estructural. La modelación de los muros de concreto reforzado se realizó discretizando el panel en 5 divisiones en el sentido horizontal y 3 divisiones en el sentido vertical. Cada sub-panel está representado por elementos verticales y horizontales que consideran la influencia del área de concreto y acero de refuerzo correspondiente al muro; se colocan diagonales en ambas direcciones y los elementos de borde de cada panel están representados por las vigas y columnas del edificio estudiado. Mayores detalles sobre la modelación y fundamentos

teóricos se pueden encontrar en Panagiotou et al. (2012). Los modelos de comportamiento histerético de los materiales correspondientes a la armadura del panel de concreto reforzado se presentan en incisos posteriores. La discretización realizada en cada uno de los muros de concreto reforzado se muestra de manera esquemática en la figura 5.2.

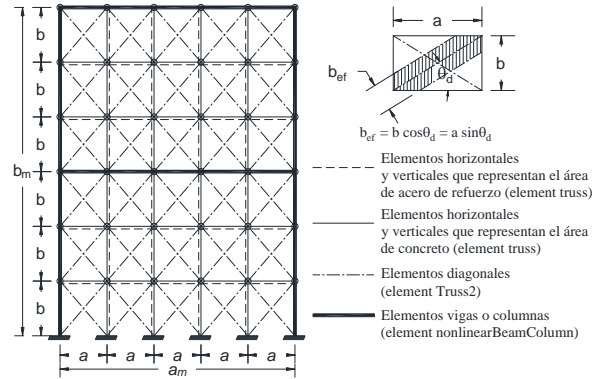


Figura 5.2 Discretización de los paneles de concreto reforzado.

5.1 Modelos de comportamiento de los materiales

5.1.1 Vigas y Columnas

Los modelos de comportamiento de los materiales en los elementos estructurales como vigas y columnas que se utilizan en cada una de las fibras discretizadas son:

- Para el comportamiento del acero de refuerzo se utiliza el modelo “Steel02” de Giuffre-Menegotto-Pinto (Filippou et al., 1983 y Giuffrè et al., 1970). Los principales parámetros de los que depende este modelo son el esfuerzo de fluencia f_y , módulo de elasticidad E , un parámetro R que controla la transición de la rama elástica a la plástica (valores recomendados entre 10 y 20), c_1 y c_2 son coeficientes que modifican el parámetro R con ciclos de carga (se recomiendan valores de 0.925 y 0.15), a_1 y a_2 son parámetros determinados experimentalmente que toman en cuenta el endurecimiento isotrópico en la zona de compresión, a_3 y a_4 son parámetros experimentales que toman en cuenta el endurecimiento isotrópico en la zona de tensión. Para este estudio no se toma en cuenta el endurecimiento isotrópico por deformación y por lo tanto los parámetros a_1, a_2, a_3 y a_4 no son asignados dentro del modelo Steel02.

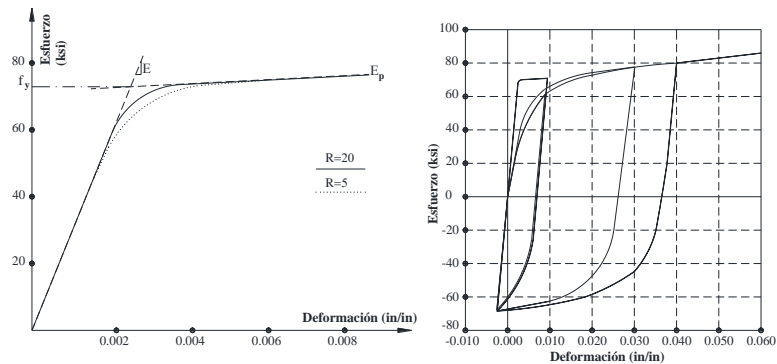


Figura 5.3 Modelo de comportamiento del material Steel02 (adaptada de Mazoni et al. (2006)).

- El modelo usado para el concreto no confinado es el modelo “Concrete01” (Zero Tensile Strength) de Kent-Scott-Park (Kent y Park, 1971, Scott et al., 1982) con resistencia nula a la tensión y con rigidez degradada linealmente con la carga y descarga de acuerdo con el criterio de Karsan y Jirsa (1969), estos autores asumen que la recarga y descarga está en función de la deformación residual y última del concreto (ϵ_p y ϵ_u). Los parámetros que definen este modelo son la resistencia a compresión del concreto a 28 días f'_c , la deformación inicial ϵ_0 asociada a la resistencia f'_c , la resistencia del concreto al aplastamiento f_{cu} , la deformación última ϵ_u asociada a la resistencia f_{cu} . La figura 5.4 muestra el modelo de comportamiento del material Concrete01.

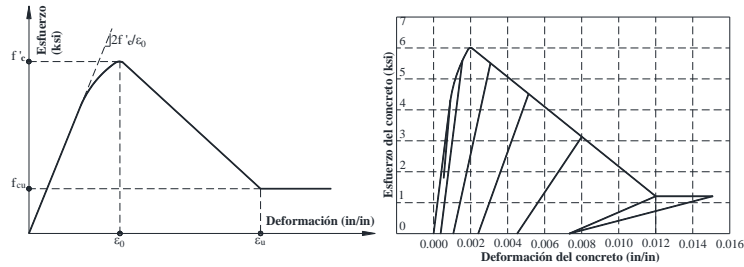


Figura 5.4 Modelo de comportamiento del material Concrete01 (adaptada de Mazoni et al. (2006)).

- 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 en la descarga; también, este modelo supone un comportamiento lineal en tensión. Además, presenta la característica de que los ciclos de carga son lineales y los de descarga son bilineales después de que se alcanza la deformación ϵ_0 . El modelo Concrete02 presenta degradación lineal de rigidez en los ciclos de carga y descarga de acuerdo al trabajo de Karsan y Jirsa (1969), estos autores asumen que la recarga y descarga están en función de la deformación residual y última del concreto (ϵ_p y ϵ_{cu}), adicionalmente se considera un parámetro “ λ ” que es determinado a partir de la relación entre la pendiente de descarga en el punto ϵ_{cu} y la pendiente inicial E_c . La resistencia a compresión confinada es calculada con el estudio de Mander et al. (1983). El Concrete02 está definido por los parámetros: Resistencia a compresión del concreto confinado f'_{cc} , la deformación inicial ϵ_{c0} asociada a la resistencia f'_{cc} , la resistencia del concreto confinado al aplastamiento f_{ccu} , la deformación última ϵ_{cu} asociada a la resistencia f_{ccu} y la resistencia a tensión del concreto f_t .

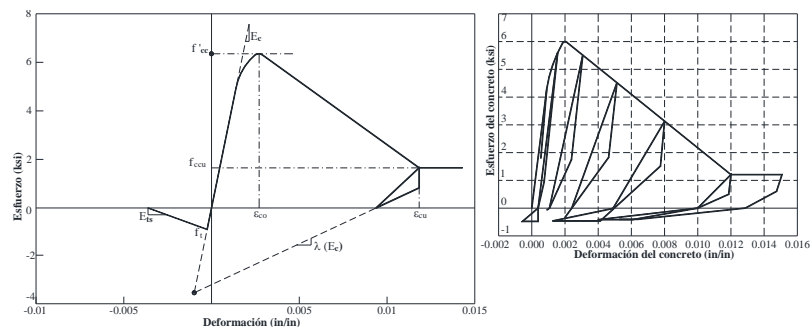


Figura 5.5 Modelo de comportamiento del material Concrete02 (adaptada de Mazoni et al. (2006)).

5.1.2 Muro de concreto reforzado

Los modelos de comportamiento de los materiales en los elementos tipo armadura (elementos horizontales, verticales y diagonales) que caracterizan los muros de concreto reforzado se presentan a continuación:

- El modelo de comportamiento utilizado para el concreto no confinado o confinado para los elementos horizontales y verticales es el “ConcretewBeta” (figura 5.6) que considera explícitamente el efecto de deformación normal para el comportamiento del concreto en compresión. La envolvente esfuerzo-deformación del concreto confinado o no confinado se basa en los estudios de Hoshikuma et al. (1997). Se considera que la degradación de resistencia en tensión es trilineal. Los parámetros en la envolvente de compresión que definen el modelo de comportamiento del material ConcretewBeta para el concreto no confinado son: la resistencia a compresión del concreto a 28 días f_{pc} , la deformación inicial e_{0c} asociada a la resistencia f_{pc} , la resistencia intermedia del concreto f_{cint} , la deformación intermedia del concreto e_{cint} asociada a la resistencia f_{cint} , resistencia residual del concreto f_{cres} y deformación residual del concreto e_{cres} , mientras que, los parámetros que definen la envolvente trilineal a tensión son: la resistencia a tensión del concreto f_t , la deformación e_{cr} asociada a la resistencia f_t , la resistencia intermedia de la envolvente f_{tint} , la deformación intermedia e_{tint} asociada a la resistencia f_{tint} , la resistencia residual a tensión f_{tres} y deformación residual e_{tres} .

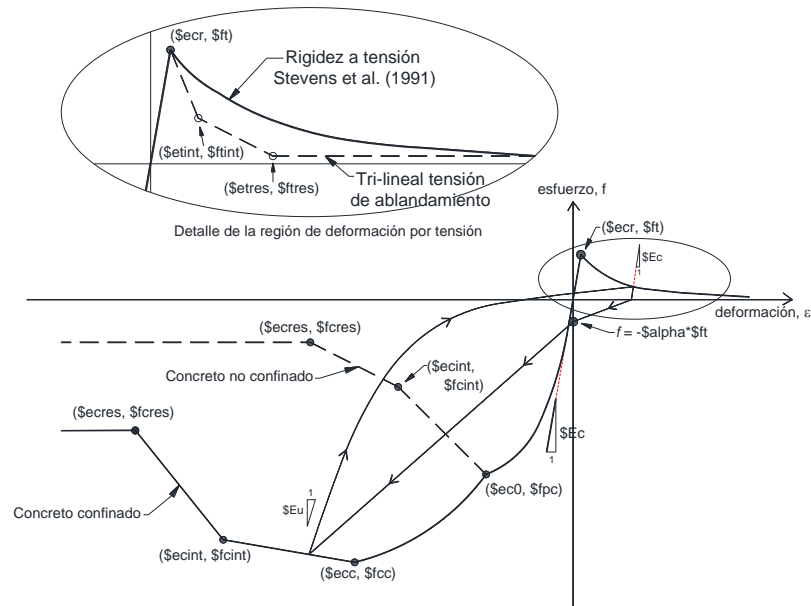


Figura 5.6 Modelo de comportamiento del material ConcretewBeta (adaptada de Mazoni et al. (2006)).

- El modelo empleado para los elementos diagonales es similar al de los elementos verticales y horizontales (Figura 5.6), con la diferencia de que no se tiene resistencia a tensión del concreto y además que se considera la deformación biaxial en el comportamiento a compresión del concreto tal como se explica en Vecchio y Collins (1986). Los parámetros que se muestran en la figura 5.7 se toman de Panagiotou et al. (2012). En el programa Opensees se utiliza el comando element Truss2 para representar los elementos diagonales.

La diagonal 3-4 mostrada en la figura 5.7a representa un elemento medidor de la deformación normal ε_n .

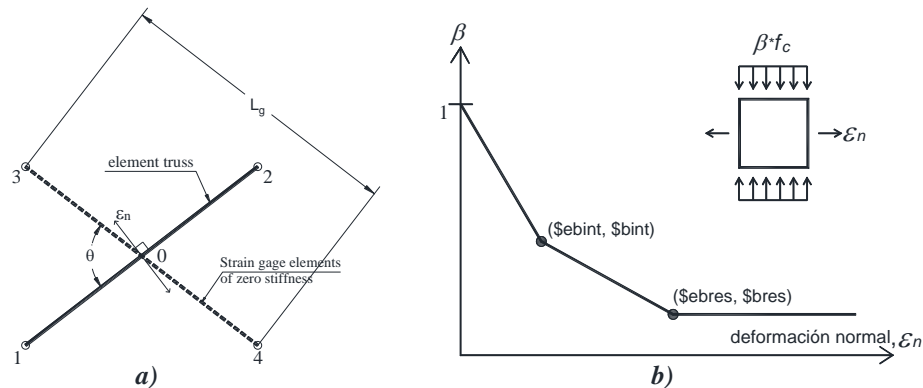


Figura 5.7 a) Elemento armadura que toma en cuenta los efectos biaxiales en el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto a compresión, b) Relación entre el factor de reducción β del esfuerzo a compresión y el esfuerzo normal ε_n .

- El modelo de comportamiento del acero de refuerzo empleado para los elementos verticales y horizontales componentes de la armadura que representa al muro de concreto reforzado es el mismo que el utilizado para los elementos estructurales de vigas y columnas, tal como se muestra en la figura 5.2.

5.2 Modelación de la Interacción Suelo-Estructura en el programa Opensees.

Antes de realizar los análisis no lineales de la estructura simulada, fue necesario determinar la manera de incluir la Interacción Suelo-Estructura (ISE). Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-RCDF, 2004), presentan una metodología para calcular las rigideces y amortiguamientos del sistema acoplado suelo-estructura para dos tipos de cimentaciones: someras y profundas.

Con la metodología presentada en las NTCDS-RCDF 2004, se calcularon las rigideces y amortiguamientos acoplados suelo estructura; a partir de estas constantes, se requiere conocer cómo considerar dichas constantes en el modelo de análisis. Comúnmente en la práctica, se considera un piso ficticio que sea equivalente a las rigideces calculadas; sin embargo, para fines de investigación, se considera un nodo en el centro de masa de la cimentación al cual se le asignan las constantes elásticas determinadas con la metodología propuesta en las NTCDS-RCDF 2004.

Para tomar en cuenta los efectos de ISE en la modelación estructural, se empleó el programa de código libre para análisis no lineal Opensees (Mazoni et al., 2006). En dicho programa se modela la ISE con un resorte en el centro de masa de la cimentación del edificio, al cual se ligaron cada uno de los nodos ubicados en la base de las columnas para que estos se comportaran de la misma forma que el nodo ubicado en el centro de masa; es decir, solo se permitieron liberar los grados de libertad de traslación horizontal y cabeceo para todos los nodos de la base, lo anterior se logra suponiendo que la retícula de cimentación es infinitamente rígida utilizando el comando equal dof. Al nodo ubicado en el centro de masa, se le asignaron las rigideces dinámicas de traslación y cabeceo. La figura 5.8 muestra la modelación de la ISE realizada en el programa Opensees.

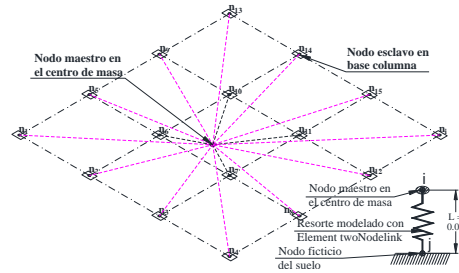


Figura 5.8 Representación esquemática de la modelación de la ISE en Opensees.

5.3 Casos estudiados

Se realizaron análisis dinámicos paso a paso no lineales a las 50 estructuras simuladas para cada caso de estudio presentado en la tabla 2.2. Cada una de estas estructuras (sistema irregular y regular) se sometió a un evento sísmico caracterizado por dos componentes horizontales ortogonales, con el fin de obtener la respuesta dinámica del sistema. La respuesta de los sistemas estructurales se obtiene de manera global tomando como punto de referencia el centro de masa en la azotea. En la figura 5.9 se observa de manera esquemática las estructuras irregulares y regulares ya sean para los edificios de 9 o 15 niveles sometidos a un par de excitaciones sísmicas horizontales ortogonales en las direcciones X y Z.

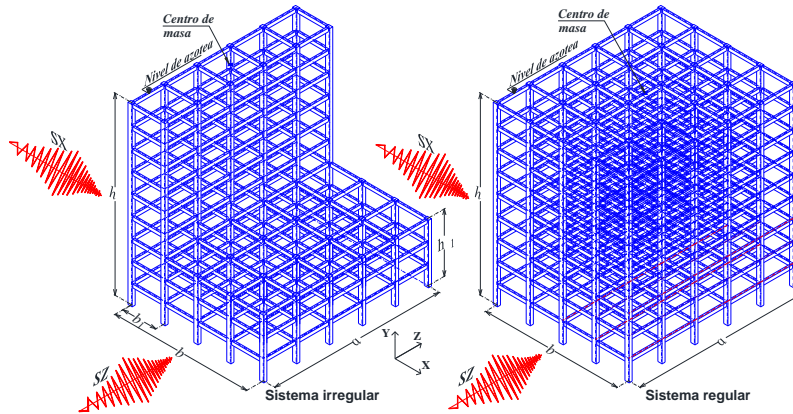


Figura 5.9 Edificio esquemático de los casos estudiados sometidos a un par de excitaciones sísmicas horizontales ortogonales.

La lectura de la respuesta global se obtiene en términos de la historia de desplazamientos " δ_a " en la azotea de los sistemas irregulares y regulares en las direcciones de análisis X y Z (ver figura 5.10); además, se determina la historia de cortantes en la base " V_b " correspondiente a cada " δ_a " para cada una de las estructuras simuladas.

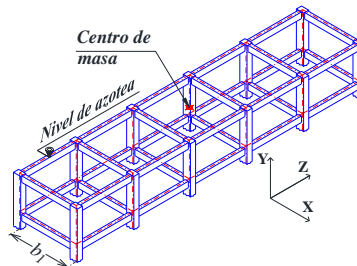


Figura 5.10 Ubicación del centro de masa en azotea para la lectura de la respuesta global del sistema.

Para obtener la confiabilidad sísmica de cada estructura simulada es necesario determinar un indicador del margen de seguridad a partir de información sobre la respuesta global del sistema. El criterio que se utiliza en este estudio para determinar dicho indicador se basa en el comportamiento estructural del sistema ante excitaciones sísmicas moderadas a severas; es decir, es de interés el conocimiento de la respuesta lineal y no lineal que le produce el efecto de la excitación sísmica. El sismo produce en una estructura ciclos alternados de carga y descarga en diversas direcciones; lo anterior, puede representarse con los lazos de histéresis del desplazamiento en azotea δ_a vs cortante basal V_b .

La figura 5.11 muestra una representación esquemática de la curva de histéresis “Desplazamiento en azotea δ_a vs Cortante basal V_b ”, los lazos de histéresis nos arrojan una medida de capacidad de disipación de energía y nos indica la evolución de la respuesta lineal a no lineal con pérdida de rigidez y resistencia.

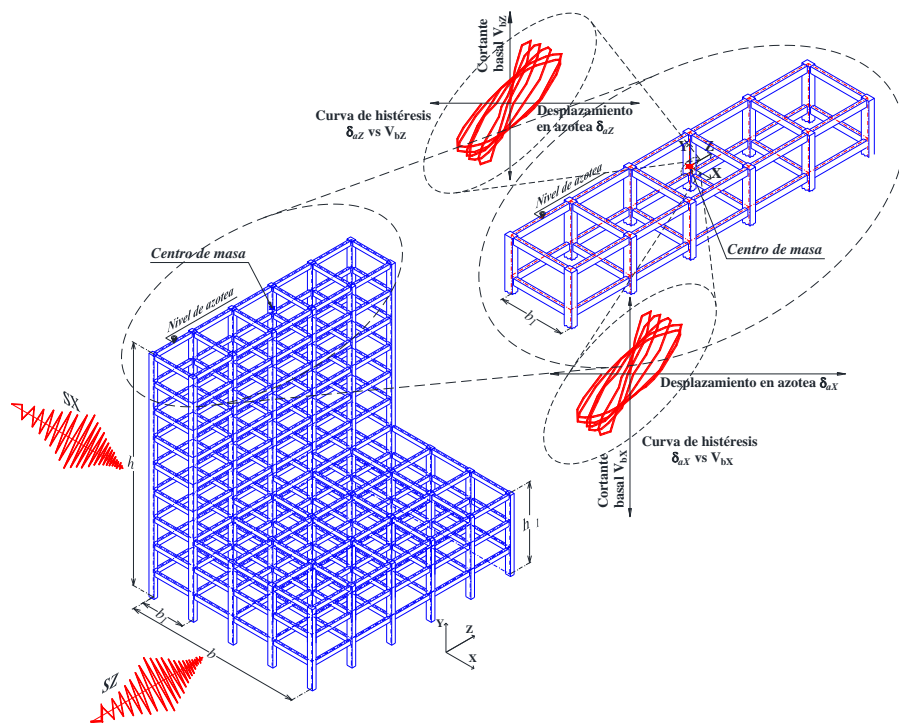


Figura 5.11 Representación esquemática de los lazos de histéresis de la respuesta global del sistema.

En el siguiente inciso se muestran los resultados obtenidos de los análisis dinámicos paso a paso no lineales. Dichos resultados se representan por medio de las curvas de histéresis en las direcciones de análisis X y Z.

5.4 Resultados del análisis

En este inciso se muestran los resultados de la respuesta global de los análisis dinámicos paso a paso no lineales. Dichos resultados se representan por medio de las curvas de histéresis obtenidas en el centro de masa de la azotea.

En las figuras 5.12 a la 5.17 se observa la representación de las curvas de histéresis para las estructuras simuladas 2, 28 y 48 de los casos 1 al 8 mostrados en la tabla 2.2 diseñadas para la ordenada espectral

especificada para el sistema de interés multiplicada por un factor de 0.7, 1.0 y 1.3 respectivamente. 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). La manera de obtener el I_{RRS} se presenta en el capítulo siguiente.

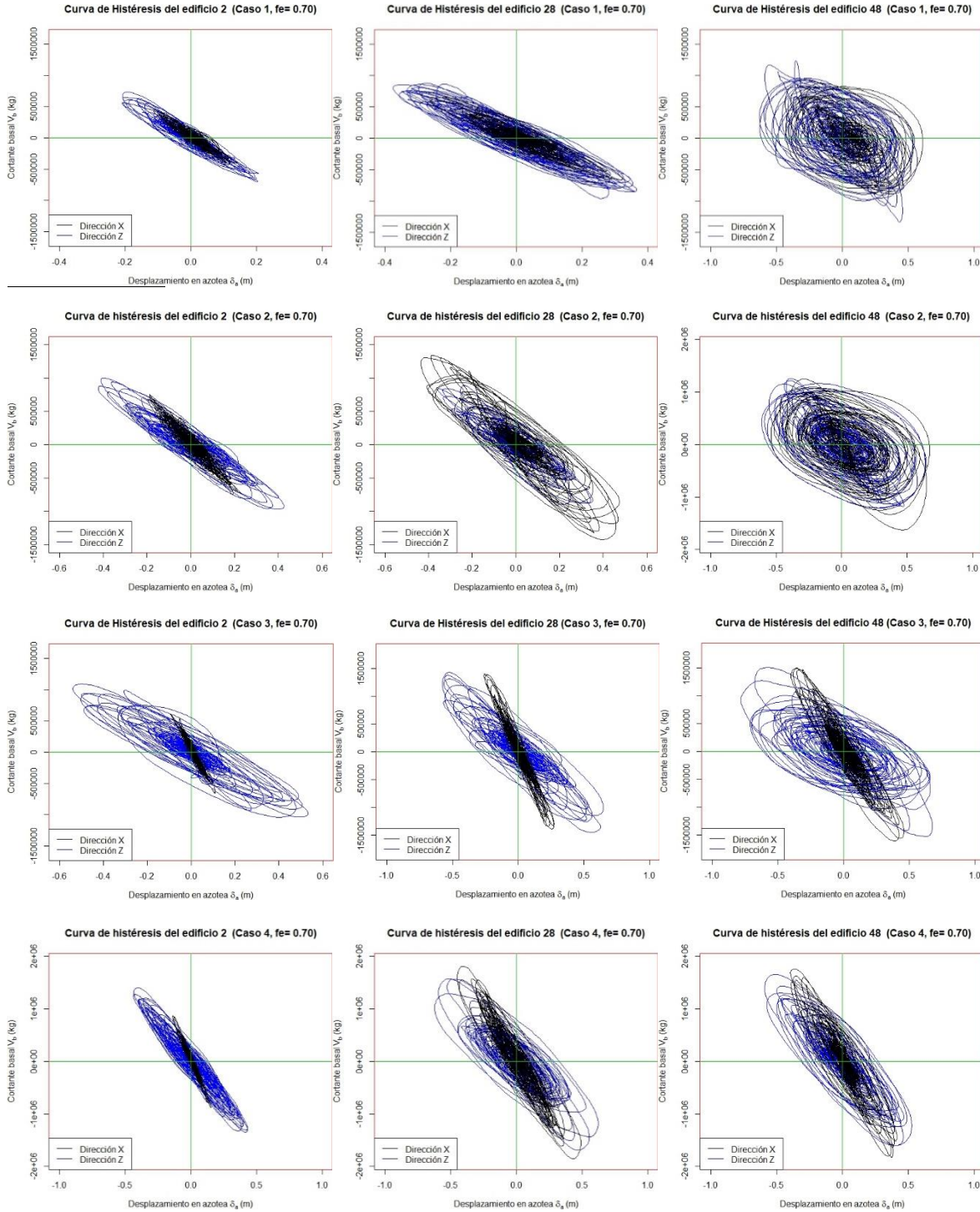


Figura 5.12 Curvas de histéresis para el caso 1 a 4 (edificio 9 niveles) diseñado con un factor de escala en la ordenada espectral de diseño de 0.70.

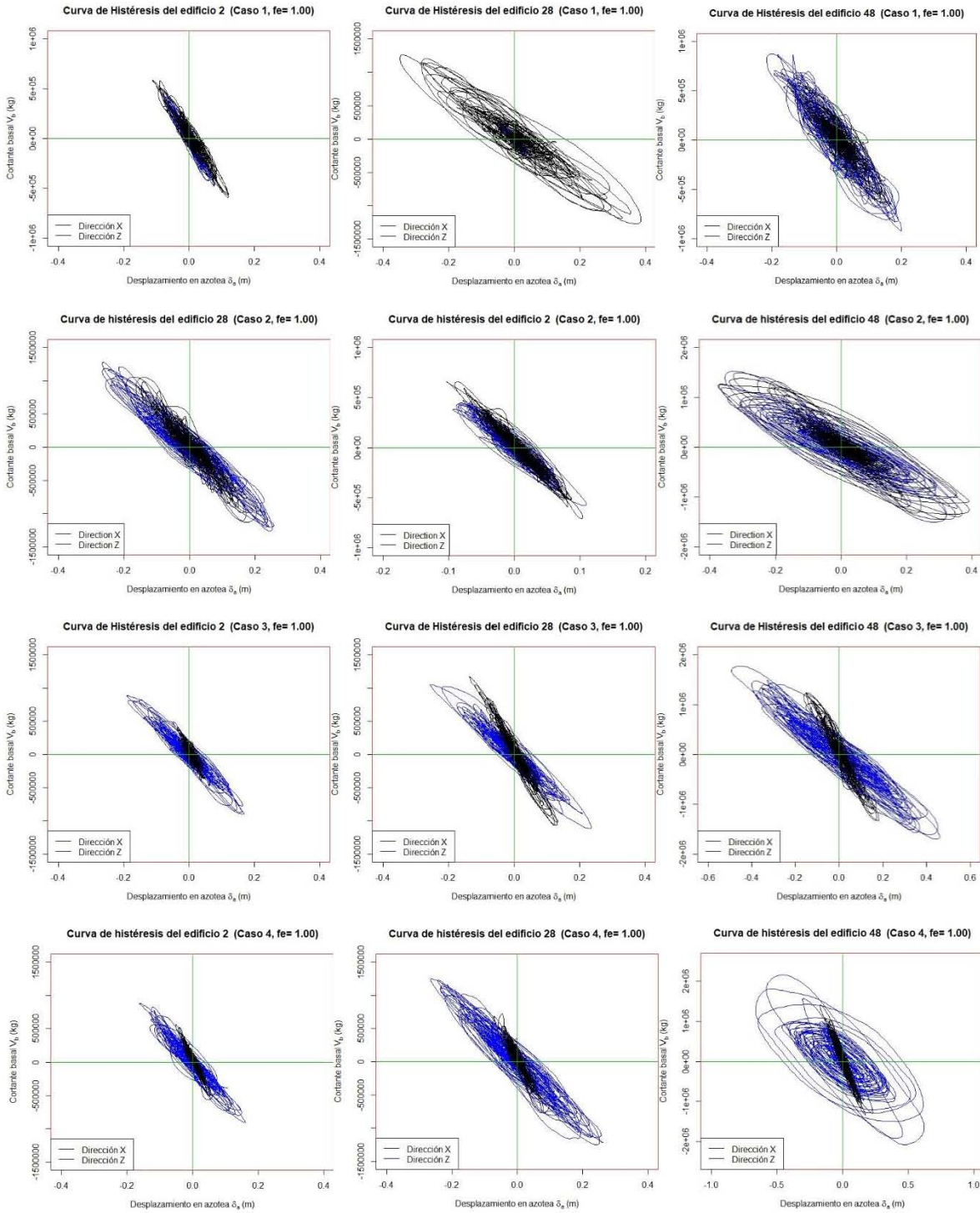


Figura 5.13 Curvas de histéresis para el caso 1 al 4 (edificio 9 niveles) diseñado con un factor de escala en la ordenada espectral de diseño de 1.00.

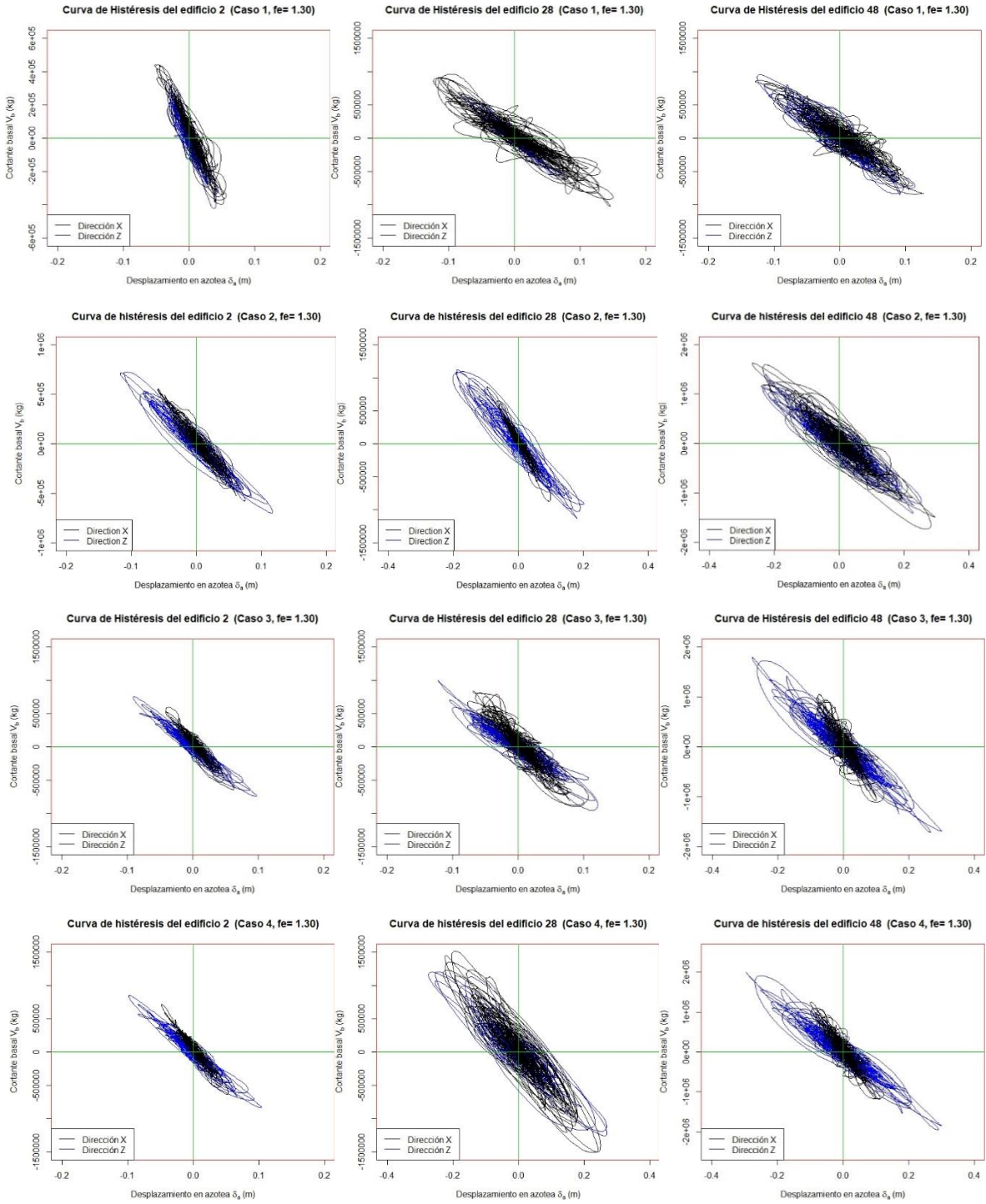


Figura 5.14 Curvas de histéresis para el caso 1 al 4 (edificio 9 niveles) diseñado con un factor de escala en la ordenada espectral de diseño de 1.30.

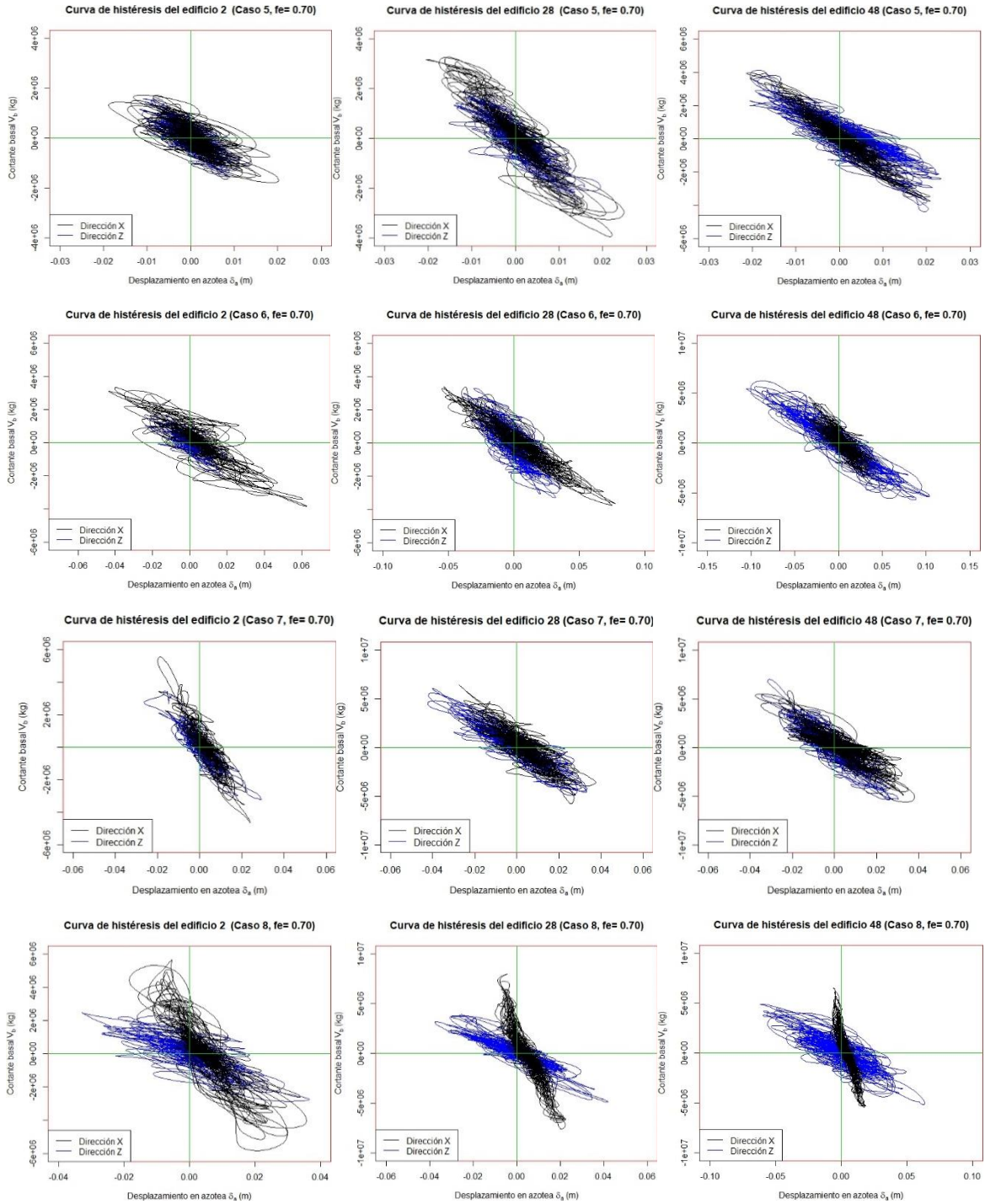


Figura 5.15 Curvas de histéresis para el caso 5 al 8 (edificio 15 niveles) diseñado con un factor de escala en la ordenada espectral de diseño de 0.70.

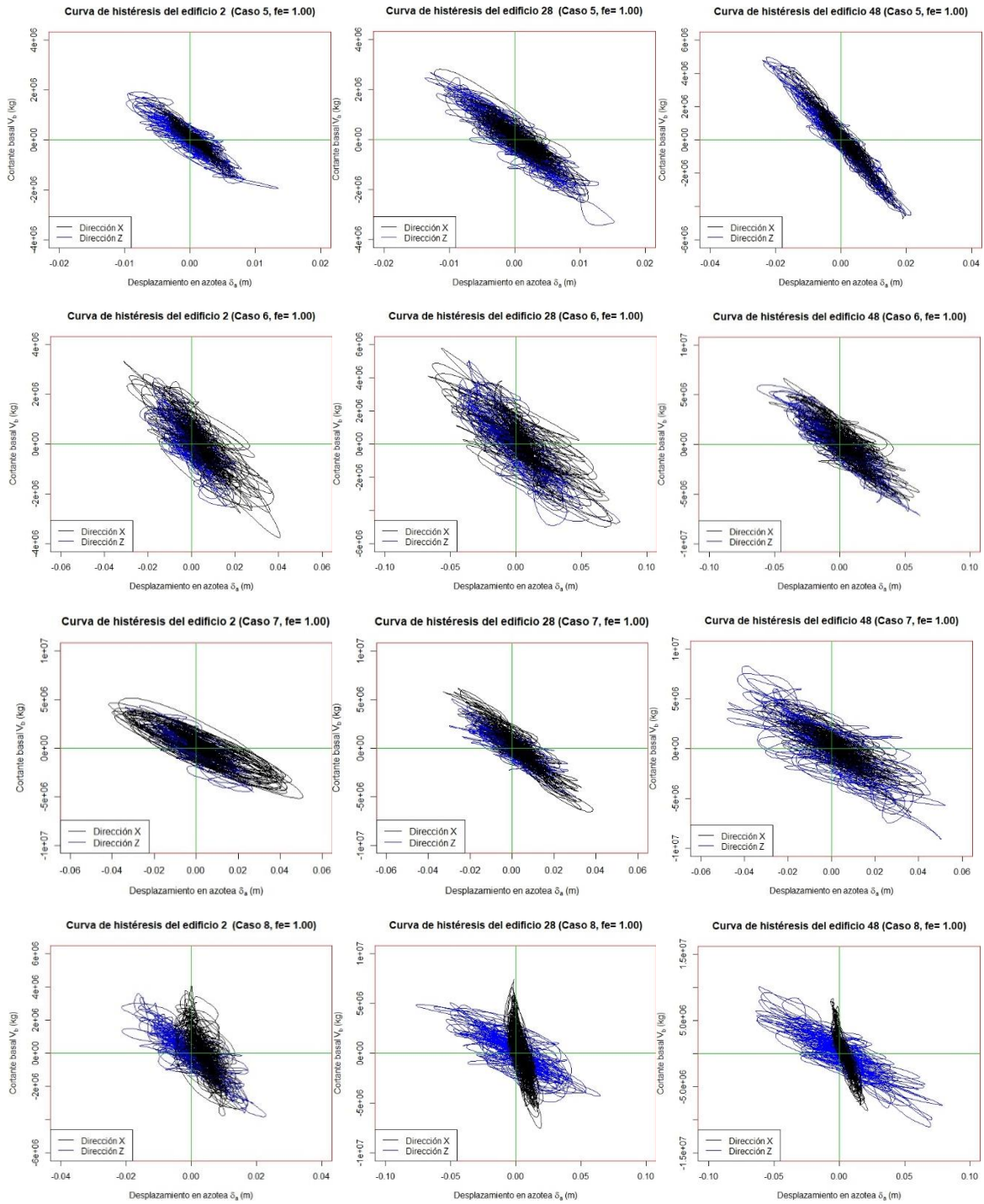


Figura 5.16 Curvas de histéresis para el caso 5 al 8 (edificio 15 niveles) diseñado con un factor de escala en la ordenada espectral de diseño de 1.00.

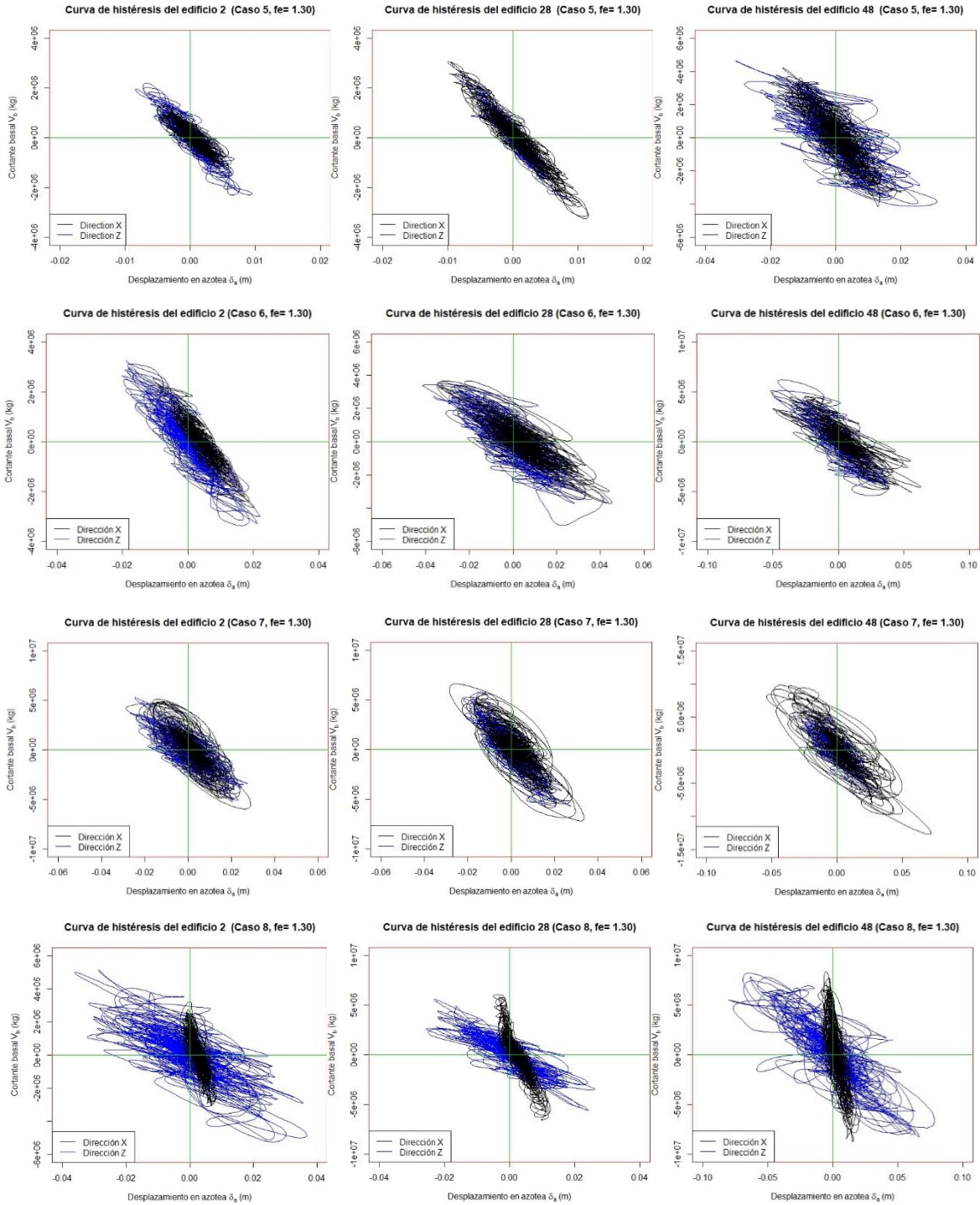


Figura 5.17 Curvas de histéresis para el caso 5 al 8 (edificio 15 niveles) diseñado con un factor de escala en la ordenada espectral de diseño de 1.30.

En las figuras anteriores se pueden observar la degradación de rigidez y resistencia de los edificios de 9 y 15 niveles para los casos de estudio 1 al 8 de la tabla 2.2. 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. El nivel de seguridad en el sistema estructural se evaluará utilizando el indicador I_{RRS} propuesto por Esteva e Ismael (2004).

Las figuras 5.18 y 5.19 muestran la historia del comportamiento histerético (Desplazamiento en azotea δ_a vs Cortante basal V_b) para las estructuras 2, 28 y 48 de los casos 9 y 10 que representan los sistemas regulares de referencia de los edificios de 9 y 15 niveles respectivamente. 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. Al igual que las curvas representativas de histéresis de los sistemas irregulares presentan el mismo proceso de degradación y resistencia.

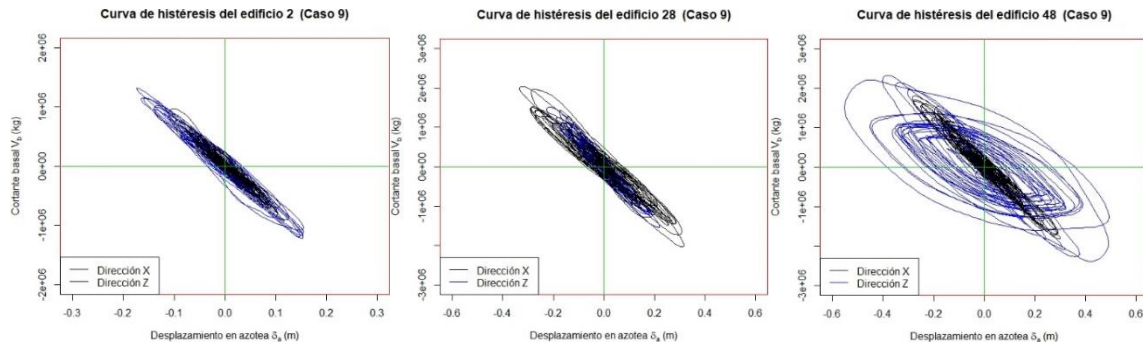


Figura 5.18 Curvas de histéresis para el caso 9 (edificio de 9 niveles) diseñado de manera normal con el apéndice A de las NTCDs-RCDF 2004.

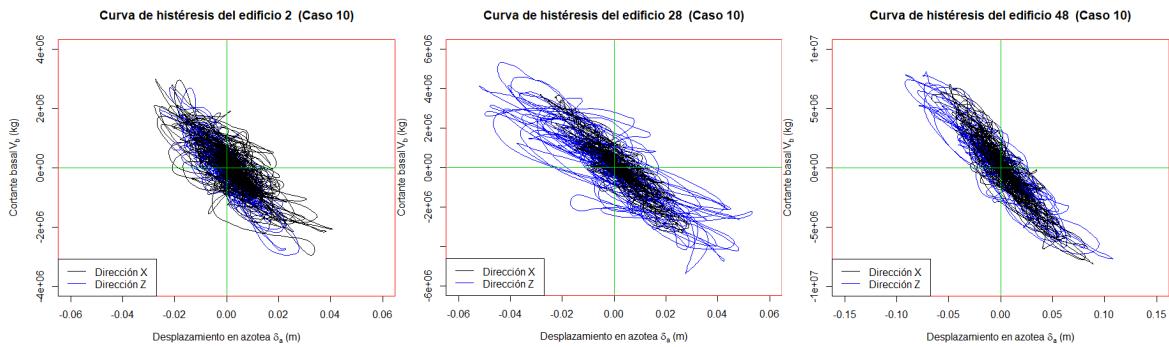


Figura 5.19 Curvas de histéresis para el caso 10 (edificio de 15 niveles) diseñado de manera normal con el apéndice A de las NTCDs-RCDF 2004.

6.0 Análisis de confiabilidad

Se realizaron 50 análisis no lineales para las estructuras simuladas de los casos estudiados de acuerdo con la tabla 2.2 del capítulo 2; cada una de estas estructuras se sometió a un evento sísmico caracterizado por dos componentes horizontales ortogonales, con el fin de obtener la respuesta del sistema. La respuesta de los sistemas estructurales se obtiene de manera global tomando como referencia el centro de masa en la azotea, tal como se describió en el capítulo anterior.

Para obtener la confiabilidad sísmica de cada estructura simulada es necesario determinar un indicador de seguridad que nos arroje información de la respuesta global del sistema. En este estudio se utiliza el indicador de seguridad I_{RRS} , propuesto por Esteva e Ismael (2004), que se define con la siguiente expresión:

$$I_{RRS} = \frac{K_0 - K_S}{K_0} \quad 6.1$$

De la expresión anterior, $K_0 = V_b/\delta_a$ representa la rigidez tangente inicial y se define como el valor que adquiere K_S cuando la respuesta aún es lineal, obtenido a partir de la curva de histéresis Cortante en la base V_b vs Desplazamiento en azotea δ_a , para intensidades muy bajas; $K_S = V_b/\delta_a$ es la rigidez secante en el instante en que se presenta la distorsión global máxima, determinada a partir del desplazamiento δ_a del centro geométrico de la azotea, asociada con su respectivo cortante basal V_b . Las rigideces K_0 y K_S se calculan para ambas direcciones de análisis, X y Z .

Se determinaron valores de I_{RRS} para ambas direcciones de análisis, tomando el valor máximo como I_{RRS} para realizar el análisis de confiabilidad. Para indicar que el sistema ha fallado el indicador de daño debe tomar el valor de 1.0 ($I_{RRS} = 1.0$).

De los resultados mostrados en las gráficas de comportamiento histerético ante excitaciones sísmicas de muy baja intensidad para el cálculo de la rigidez inicial K_0 , pudo observarse que las respuestas de los sistemas se encuentran dispersas con respecto a una línea recta tomada como referencia; esto se debe a dos razones principales: primera el edificio es analizado ante dos componentes simultáneas, lo que provoca efectos de torsión al edificio; segunda, el edificio es analizado en 3D y considera las contribuciones de diversos modos de vibración ante dos componentes horizontales ortogonales, por lo que su respuesta tiene variaciones significativas con respecto a la que presentaría un sistema lineal de un grado de libertad sujeto a una sola componente sísmica. Por estas razones, se evaluará la rigidez inicial K_0 en cada una de las dos direcciones ortogonales horizontales y como valor del Índice de Reducción de Rigidez Secante del sistema estructural se tomará el que resulte mayor, considerando los dos sentidos en cada una de las dos direcciones ortogonales estudiadas.

6.1 Determinación de la rigidez inicial K_0

Para determinar el índice de rigidez inicial K_0 se realizaron 50 análisis no lineales paso a paso a cada uno de los casos mostrados en la tabla 2.2, teniendo como excitación sísmica un par de componentes horizontales ortogonales de muy baja intensidad. Se determina el índice K_0 a partir de la curva de

histéresis “cortante basal V_b vs desplazamiento relativo de la azotea δ_a ”, ubicando el desplazamiento relativo máximo de la azotea (δ_a) asociado a su correspondiente cortante basal (V_b).

Como se explicó anteriormente los lazos histeréticos no son totalmente lineales, cómo se esperaría ante una señal sísmica tan baja; sin embargo, el sistema responde en el rango lineal por tratarse de excitaciones sísmicas de muy baja intensidad. Por esta razón, en este estudio se sigue el criterio de obtener dos índices de rigidez inicial K_0 ; es decir, un K_0 en cada cuadrante opuesto en la curva de histéresis, lo anterior se realiza para cada una de las direcciones de análisis. Se designa como K_{0I} y K_{0D} a las rigideces iniciales calculadas en el cuadrante superior e inferior opuesto, estas rigideces se calculan para las direcciones de análisis X y Z; es decir, se obtuvieron 2 rigideces iniciales por cada dirección de análisis.

En la figura 6.1 se observa una representación esquemática de las curvas de histéresis en las direcciones X y Z, para la determinación de los índices de rigidez inicial K_{0I} y K_{0D} .

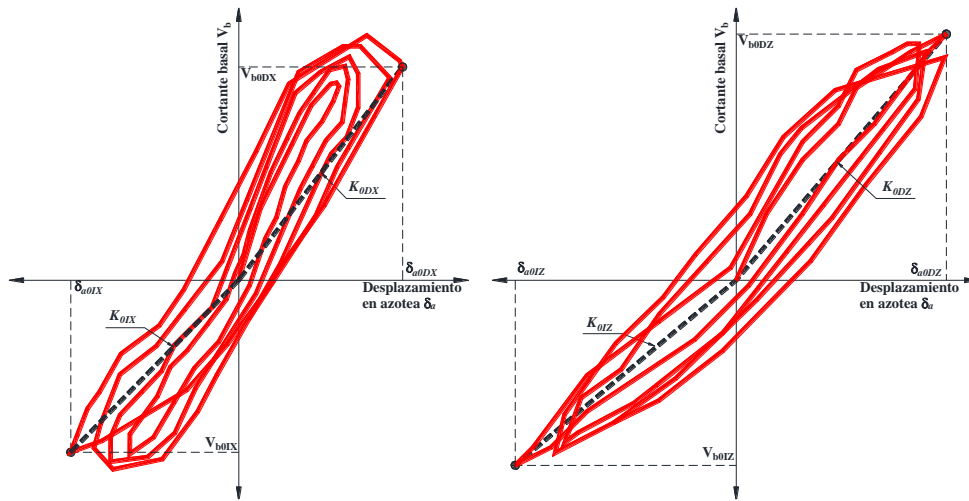
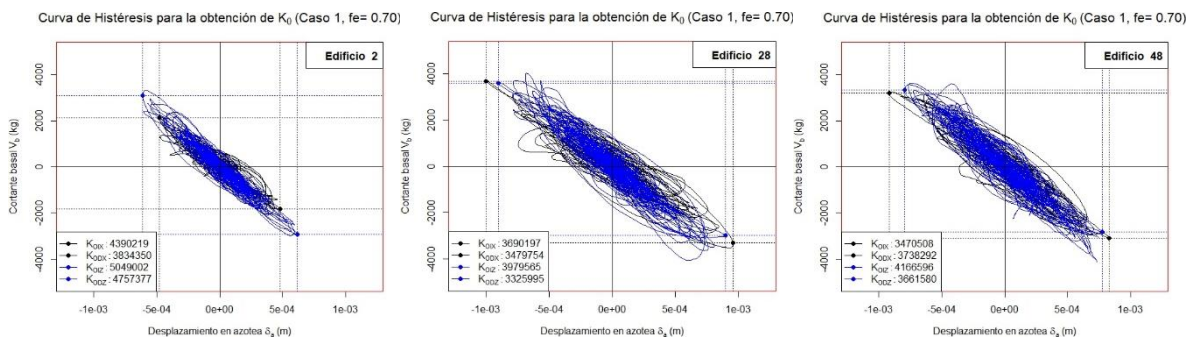


Figura 6.1 Representación esquemática de los lazos de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces iniciales K_{0IX} , K_{0DX} , K_{0IZ} y K_{0DZ} .

En las figuras 6.2 a la 6.7 se observan los valores de las rigideces iniciales K_{0IX} , K_{0DX} , K_{0IZ} y K_{0DZ} obtenidas a partir de las curvas de histéresis de las estructuras simuladas 2, 28 y 48 para los casos 1 al 8 (estructuras irregulares de los edificios de 9 y 15 niveles) presentados en la tabla 2.2. Dichas rigideces iniciales se utilizaron para obtener el indicador de daño global I_{RRS} que se determina con la expresión 6.1 arriba mostrada.



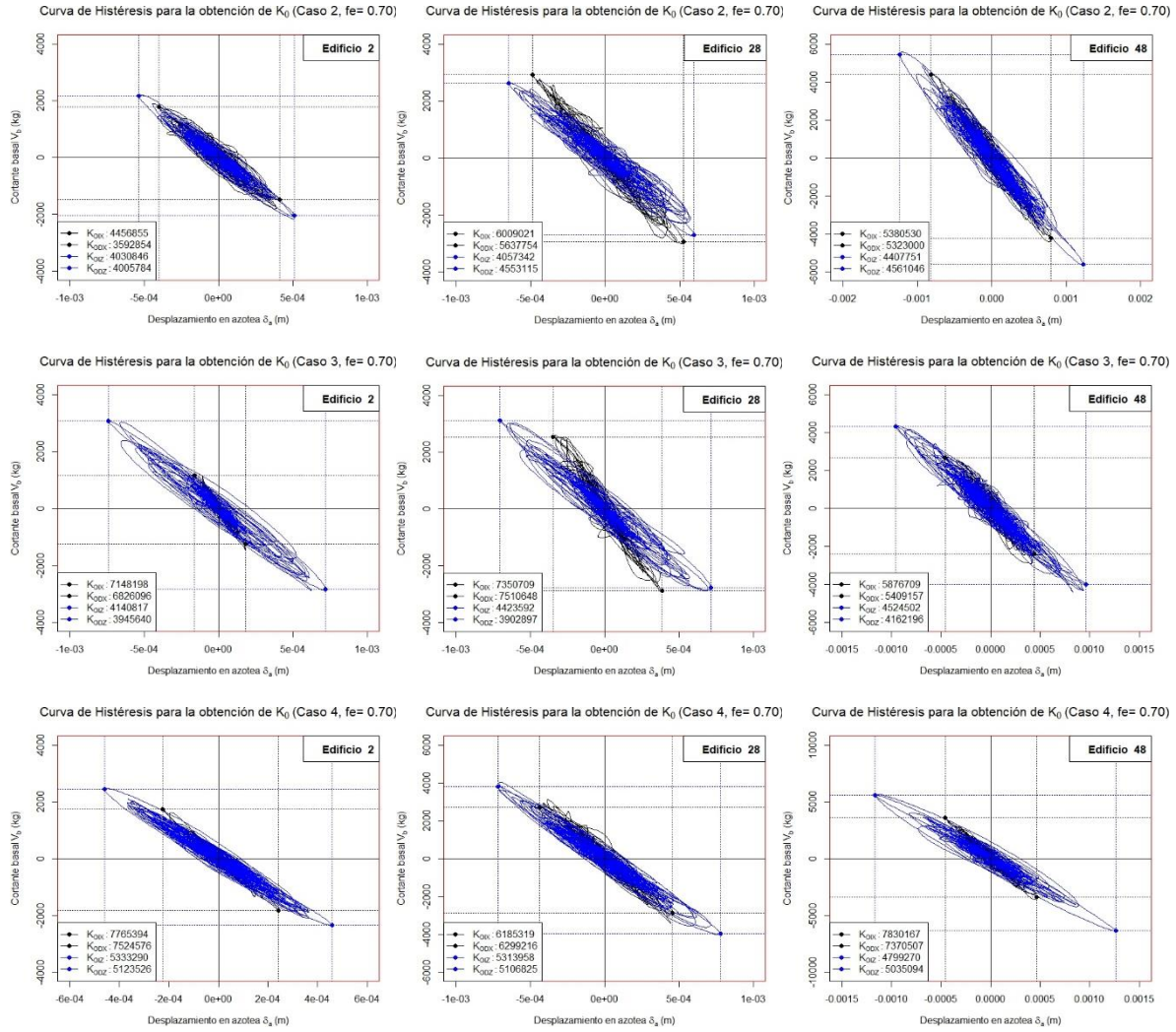
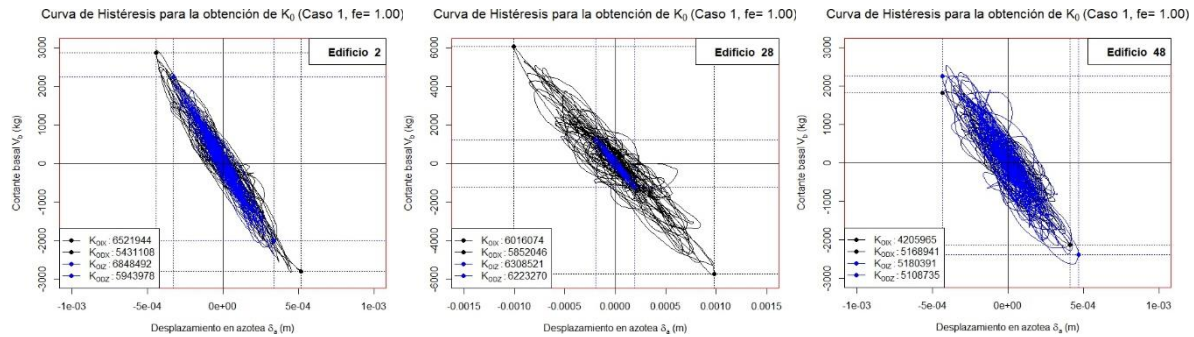


Figura 6.2 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces iniciales K_{01X} , K_{01Z} , K_{02X} y K_{02Z} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 1 a 4 (edificio 9 niveles) diseñados con un factor de escala de 0.70 en la ordenada espectral de diseño.



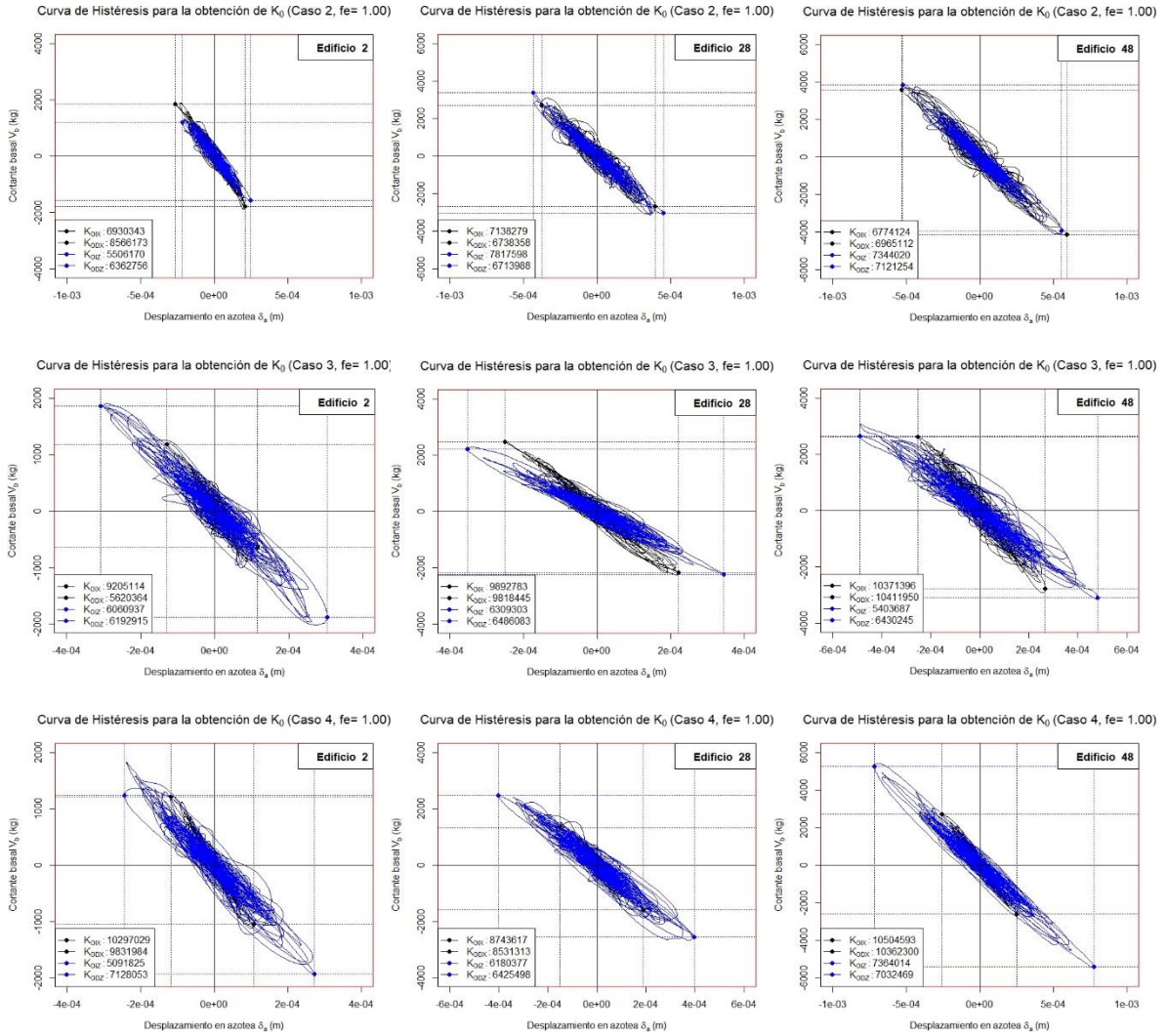
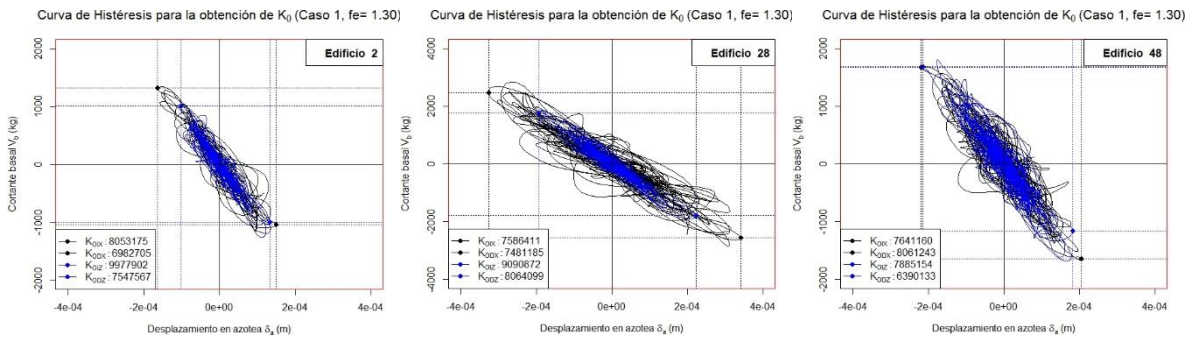


Figura 6.3 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces iniciales K_{01X} , K_{0DX} , K_{01Z} y K_{0DZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 1 a 4 (edificio 9 niveles) diseñados con un factor de escala de 1.00 en la ordenada espectral de diseño.



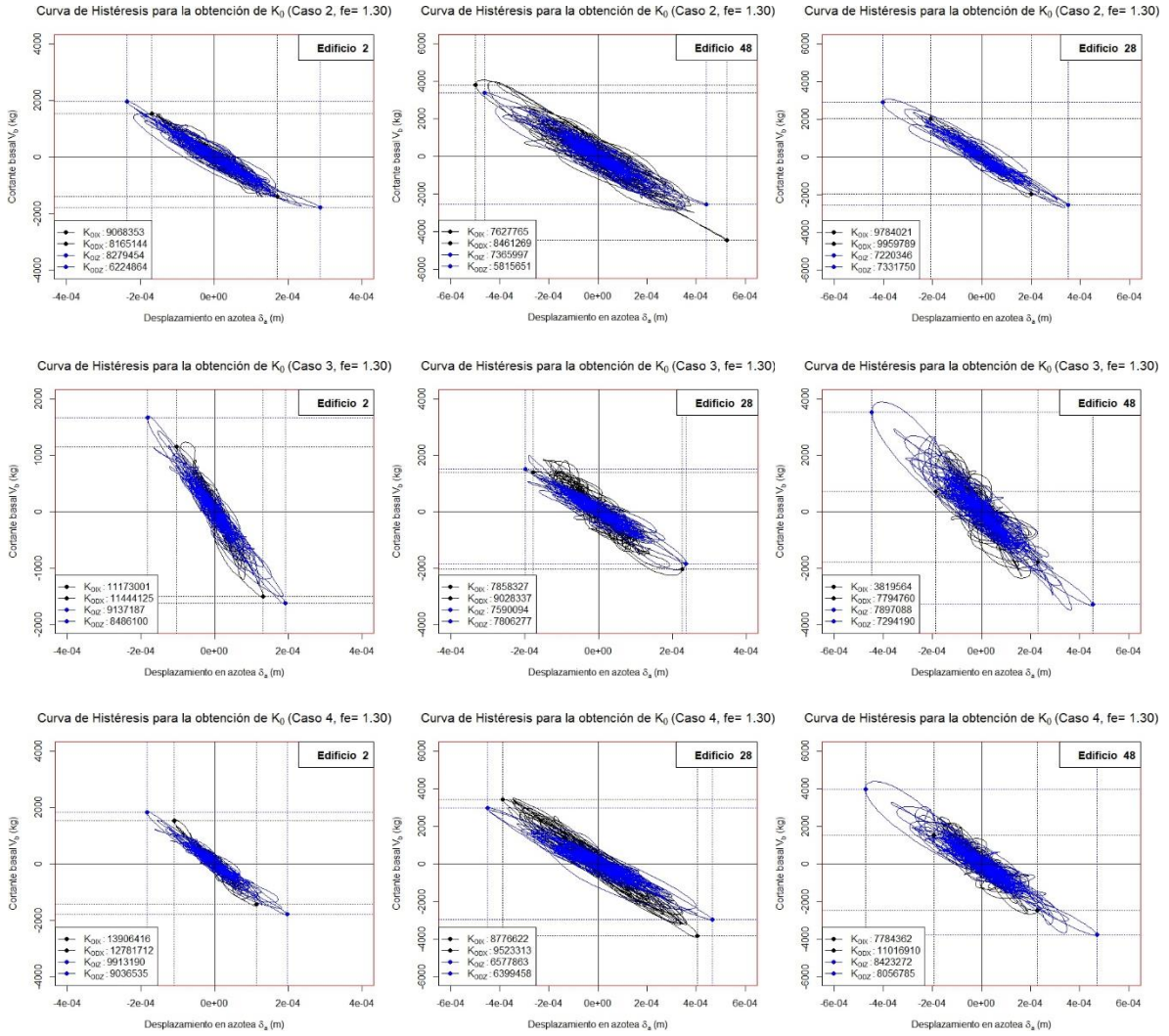
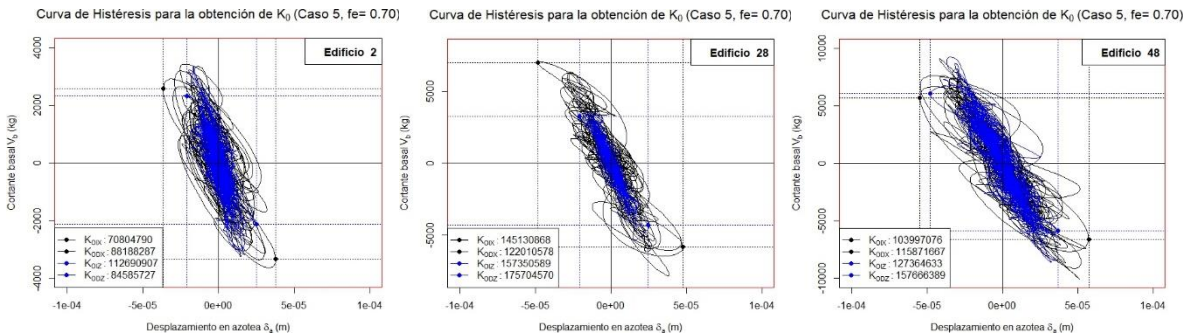


Figura 6.4 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces iniciales K_{01X} , K_{0DX} , K_{01Z} y K_{0DZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 1 a 4 (edificio 9 niveles) diseñados con un factor de escala de 1.30 en la ordenada espectral de diseño.



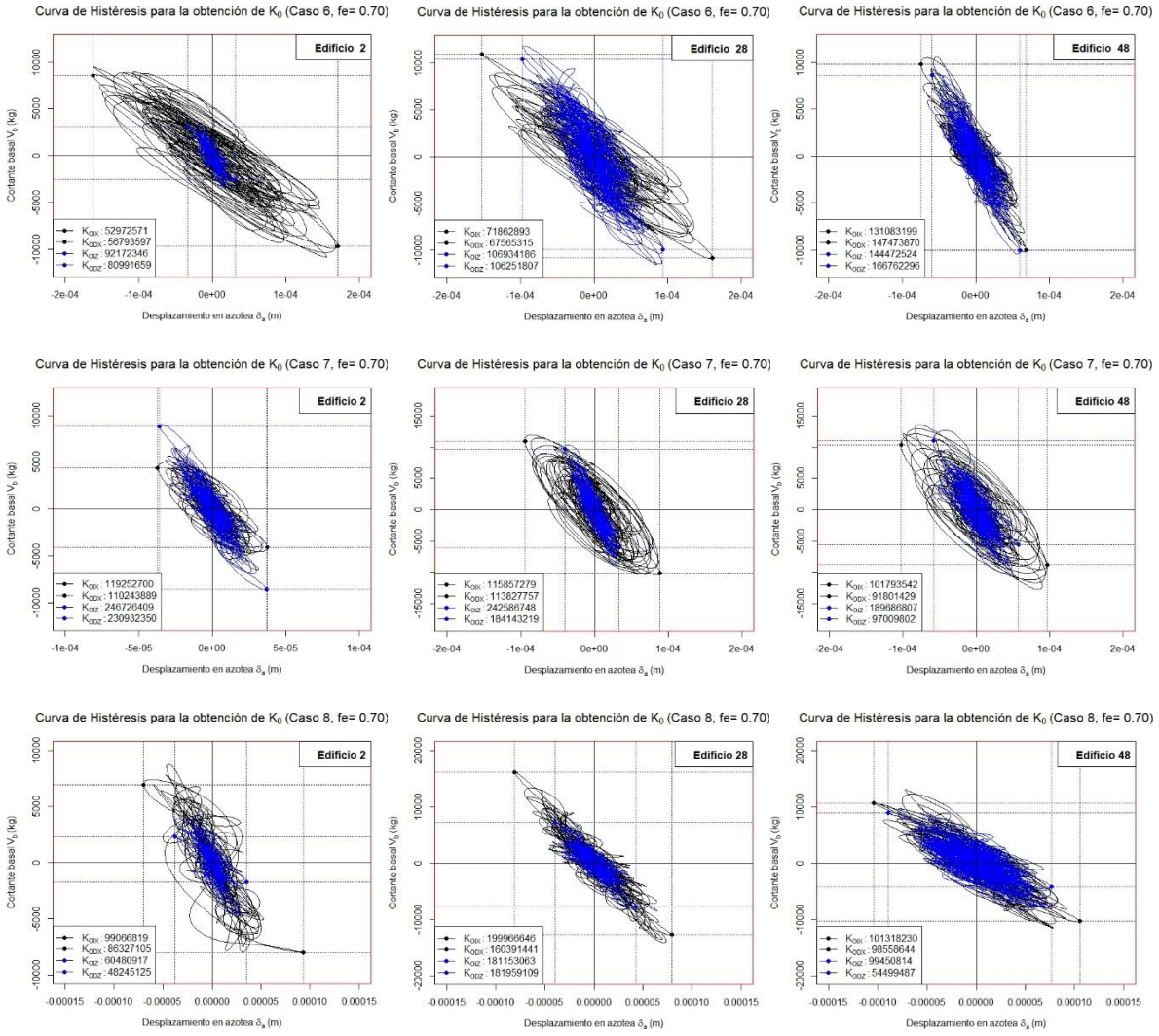
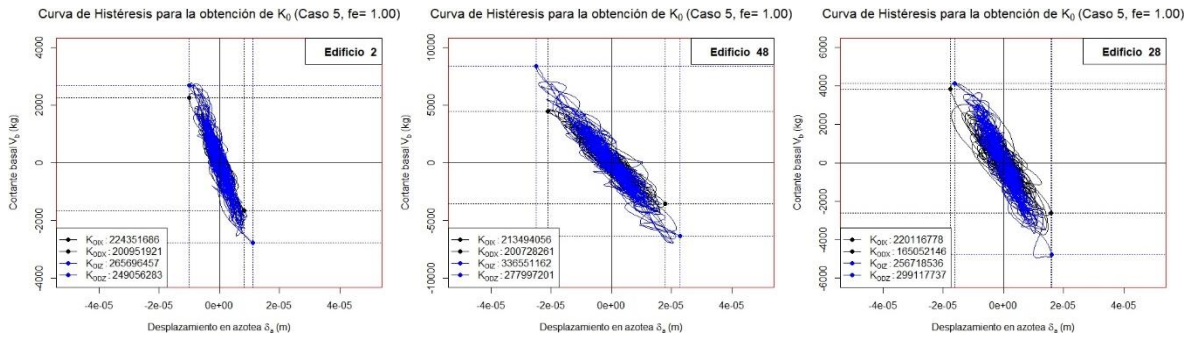


Figura 6.5 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces iniciales K_{01X} , K_{0DX} , K_{01Z} y K_{0DZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 5 a 8 (edificio 15 niveles) diseñados con un factor de escala de 0.70 en la ordenada espectral de diseño.



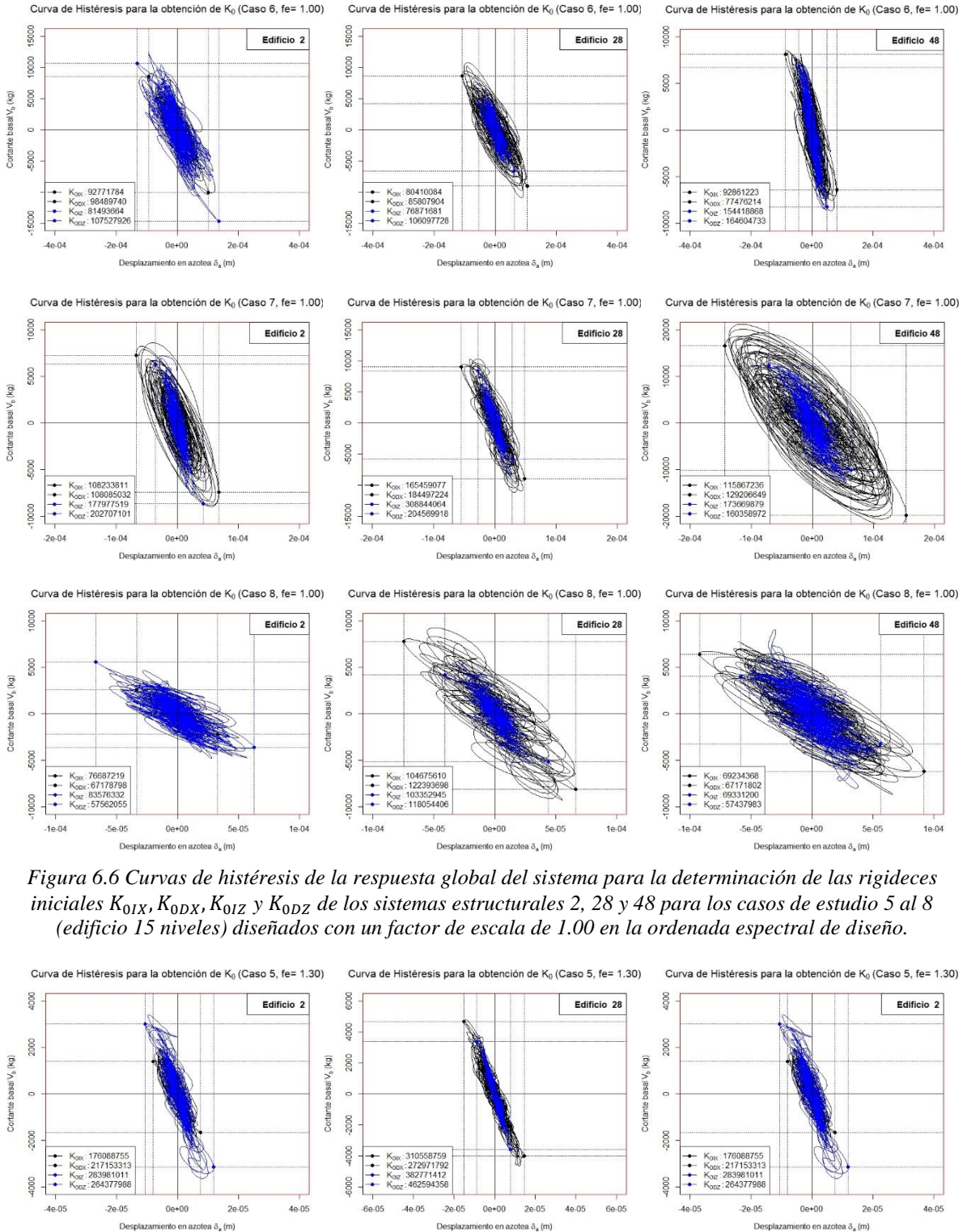


Figura 6.6 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces iniciales K_{01X} , K_{0DX} , K_{01Z} y K_{0DZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 5 a 8 (edificio 15 niveles) diseñados con un factor de escala de 1.00 en la ordenada espectral de diseño.

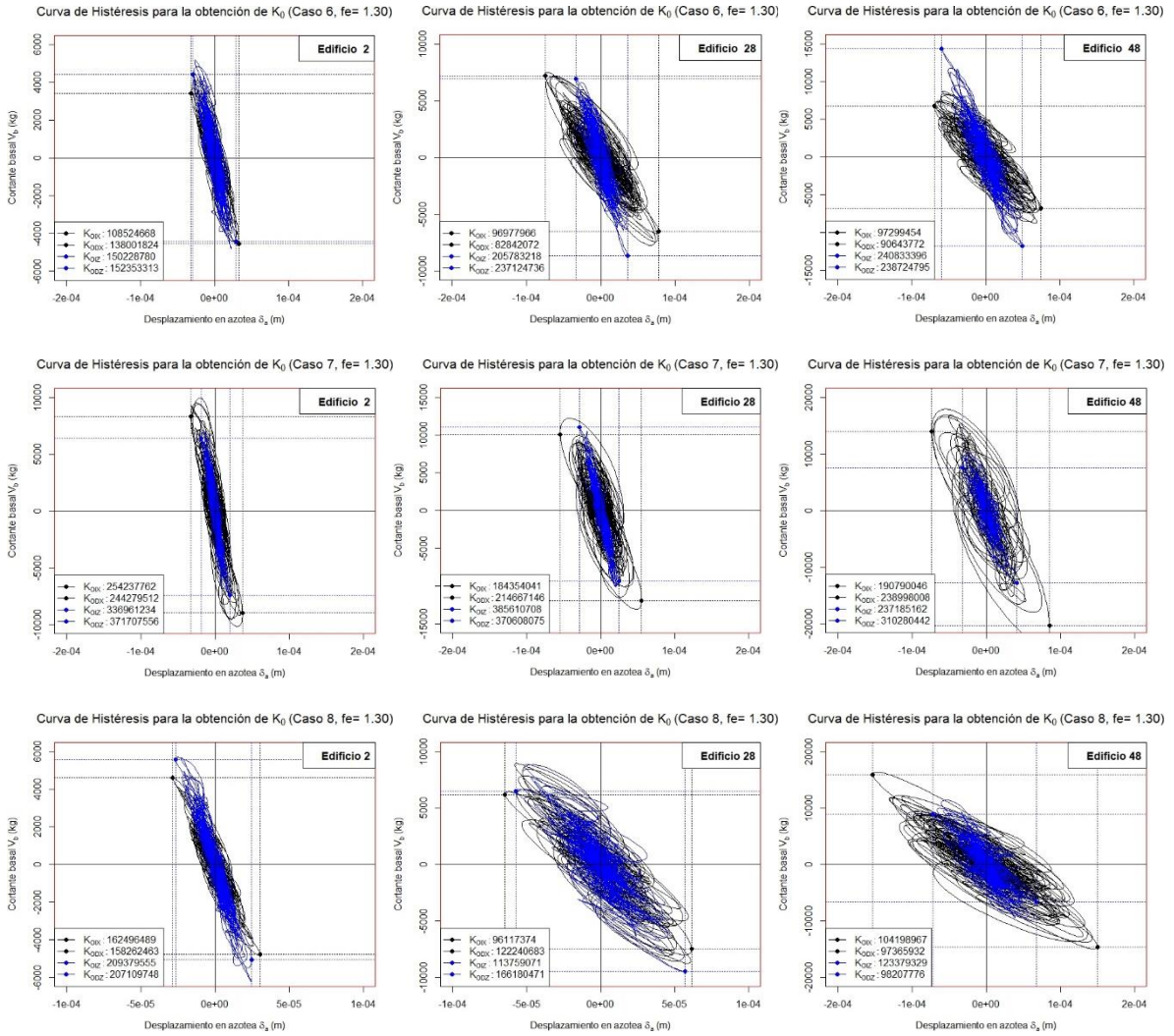
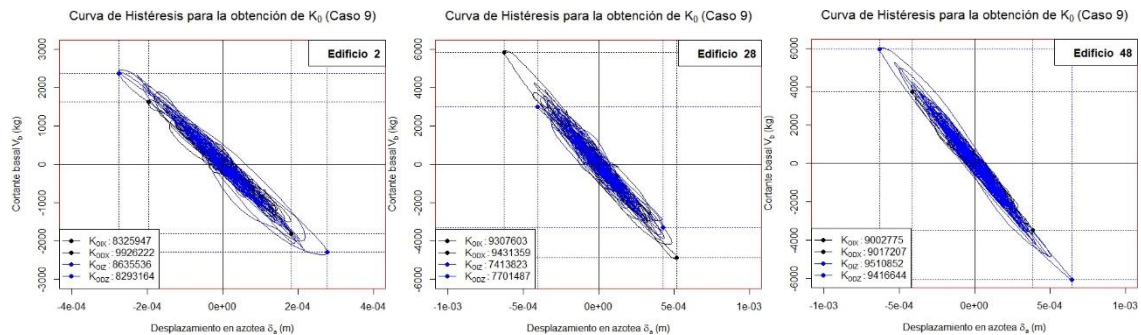


Figura 6.7 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces iniciales K_{01X} , K_{0DX} , K_{01Z} y K_{0DZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 5 a 8 (edificio 15 niveles) diseñados con un factor de escala de 1.30 en la ordenada espectral de diseño.

Los valores de las rigideces iniciales K_{01X} , K_{0DX} , K_{01Z} y K_{0DZ} para los sistemas regulares de referencias de los edificios de 9 y 15 niveles se observan en la figura 6.8.



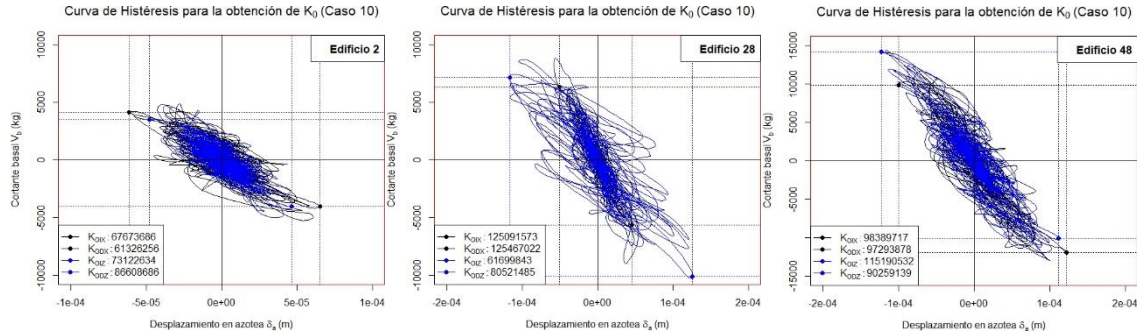


Figura 6.8 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces iniciales K_{0IX} , K_{0DX} , K_{0IZ} y K_{0DZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 9 y 10 correspondientes a los sistemas regulares de referencias para los edificios de 9 y 15 niveles respectivamente.

6.2 Determinación de la rigidez secante K_S

Otro de los parámetros que intervienen en la determinación del I_{RRS} es la rigidez secante K_S , que se determina excitando la estructura con un par de componentes horizontales ortogonales simulados. A diferencia de la manera en que se obtienen las rigideces iniciales K_0 , los acelerogramas simulados no se escalan y su intensidad permanece igual a como se obtuvieron en la simulación.

Se realizaron 50 análisis no lineales paso a paso y a partir de la respuesta de cada uno de los sistemas estructurales presentados en la tabla 2.2, se obtiene la historia global correspondiente a la curva de histéresis (V_b vs δ_a). En cada una de estas, se ubica el desplazamiento máximo en azotea (δ_a) y se localiza el cortante basal (V_b) correspondiente a dicho desplazamiento. La relación entre V_b y δ_a , nos da como resultado la pendiente que es la rigidez secante K_S . Para la obtención de K_S se utiliza el mismo criterio desarrollado para la determinación de K_0 , es decir, se determinan 2 rigideces secantes por cada dirección de análisis. Las rigideces secantes se designan como K_{SI} y K_{SD} y se determinan en el cuadrante superior e inferior opuesto, estas rigideces se calculan para las direcciones de análisis X y Z. En la figura 6.9 se muestra una representación esquemática de las curvas de histéresis en las direcciones X y Z, para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} y K_{SDX} .

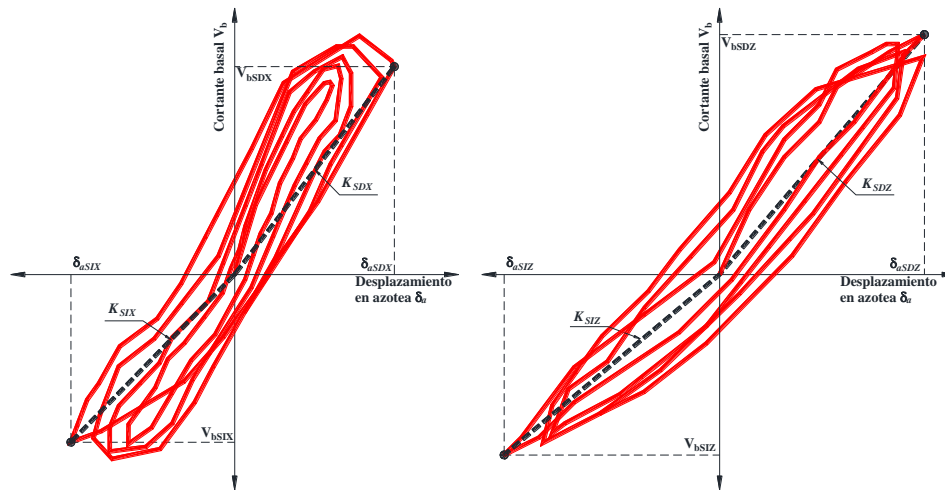


Figura 6.9 Representación esquemática de los lazos de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} .

Las figuras 6.10 a la 6.15 muestran los valores de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} obtenidas a partir de las curvas de histéresis de las estructuras simuladas 2, 28 y 48 para los casos 1 al 8 de la tabla 2.2.

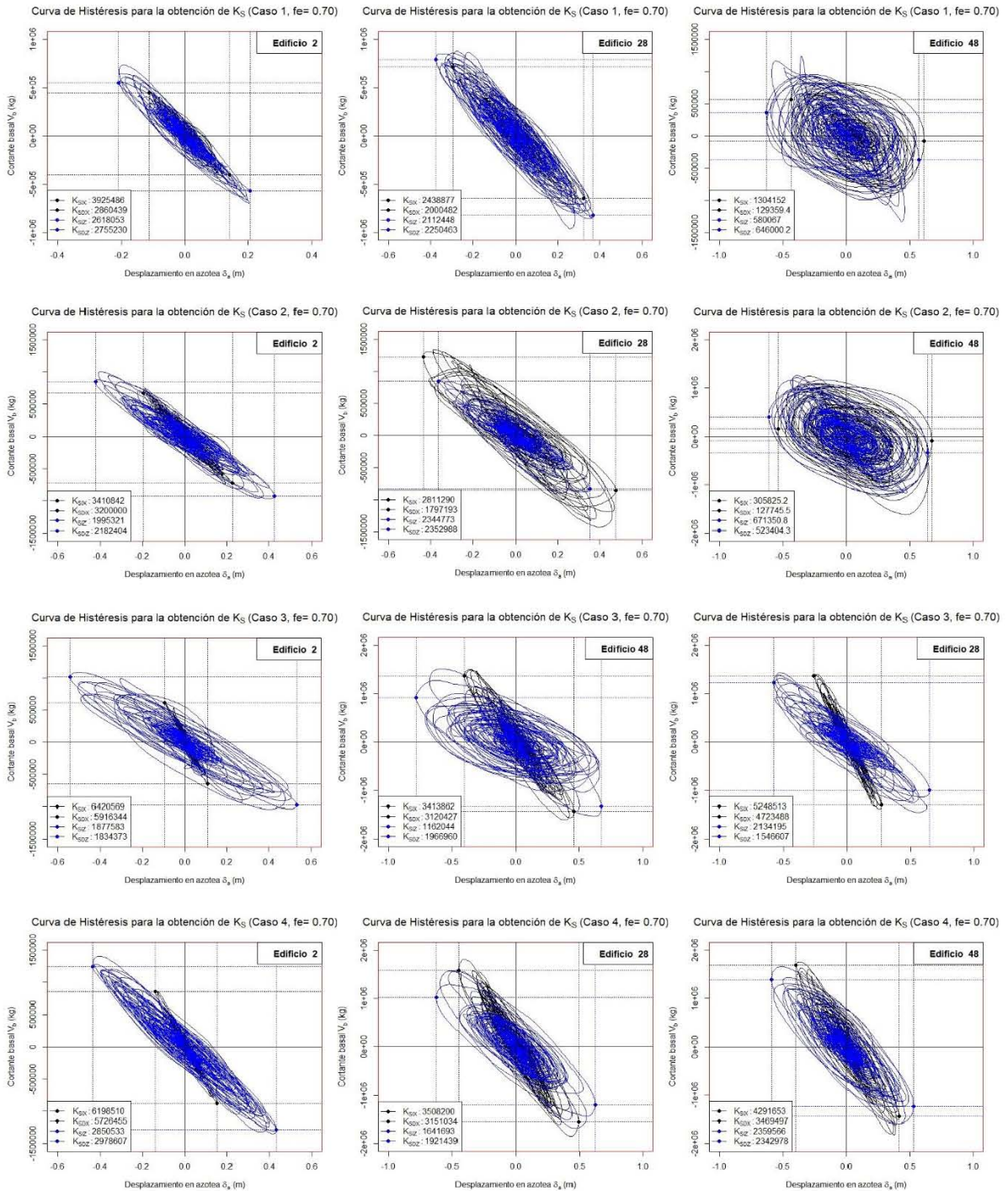


Figura 6.10 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 1 al 4 (edificio 9 niveles) diseñados con un factor de escala de 0.70 en la ordenada espectral de diseño.

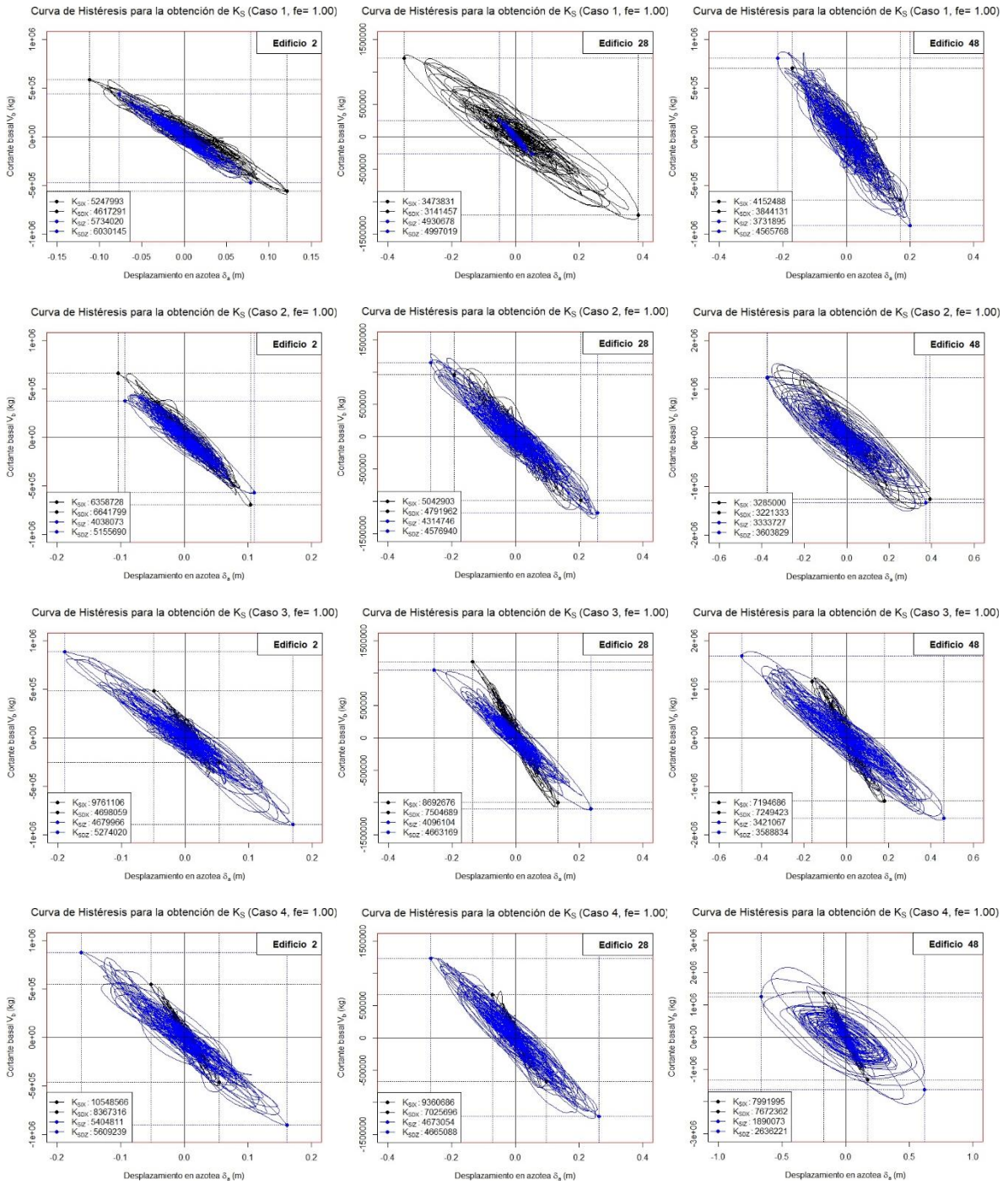


Figura 6.11 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 1 al 4 (edificio 9 niveles) diseñados con un factor de escala de 1.00 en la ordenada espectral de diseño.

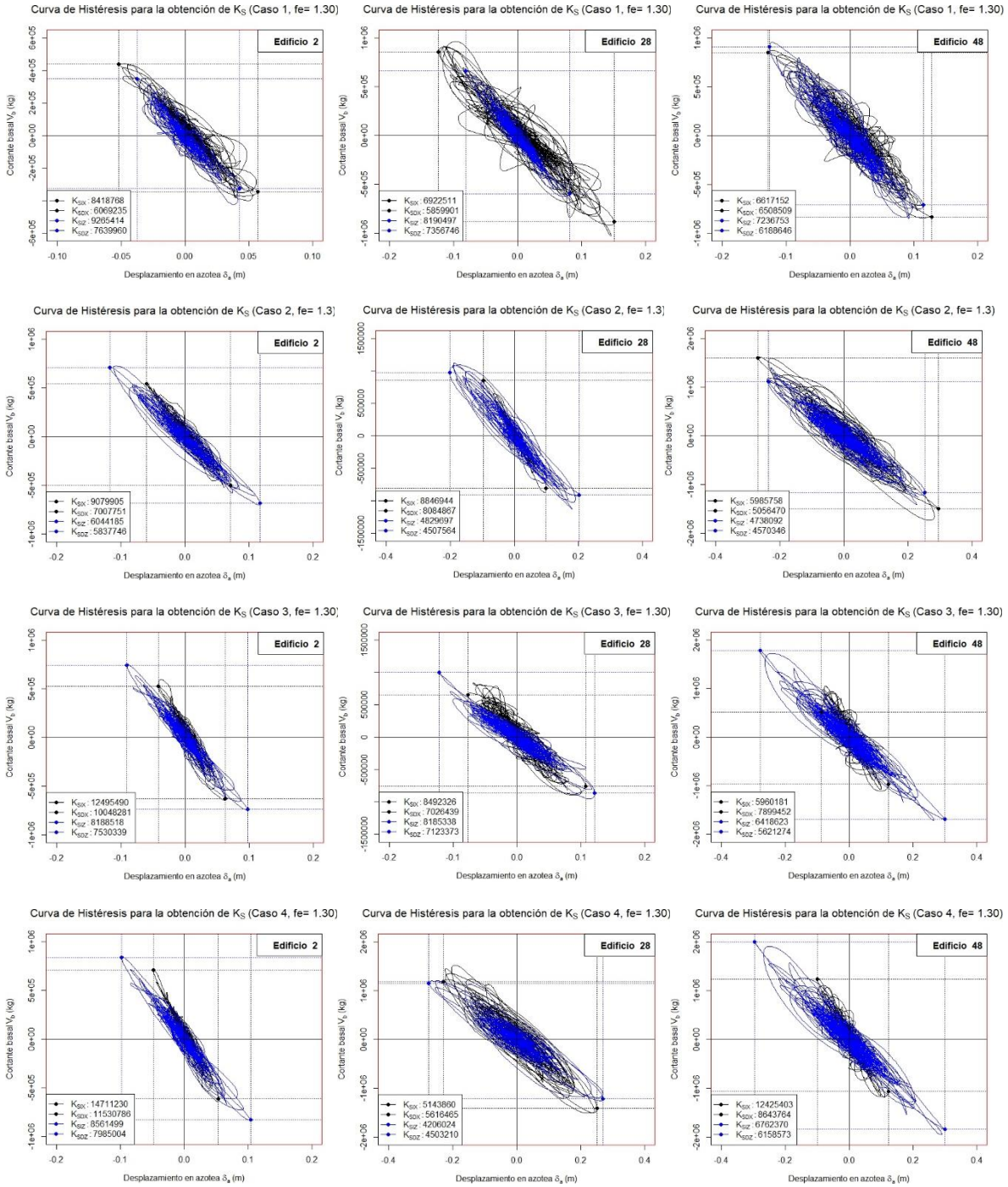


Figura 6.12 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 1 al 4 (edificio 9 niveles) diseñados con un factor de escala de 1.30 en la ordenada espectral de diseño.

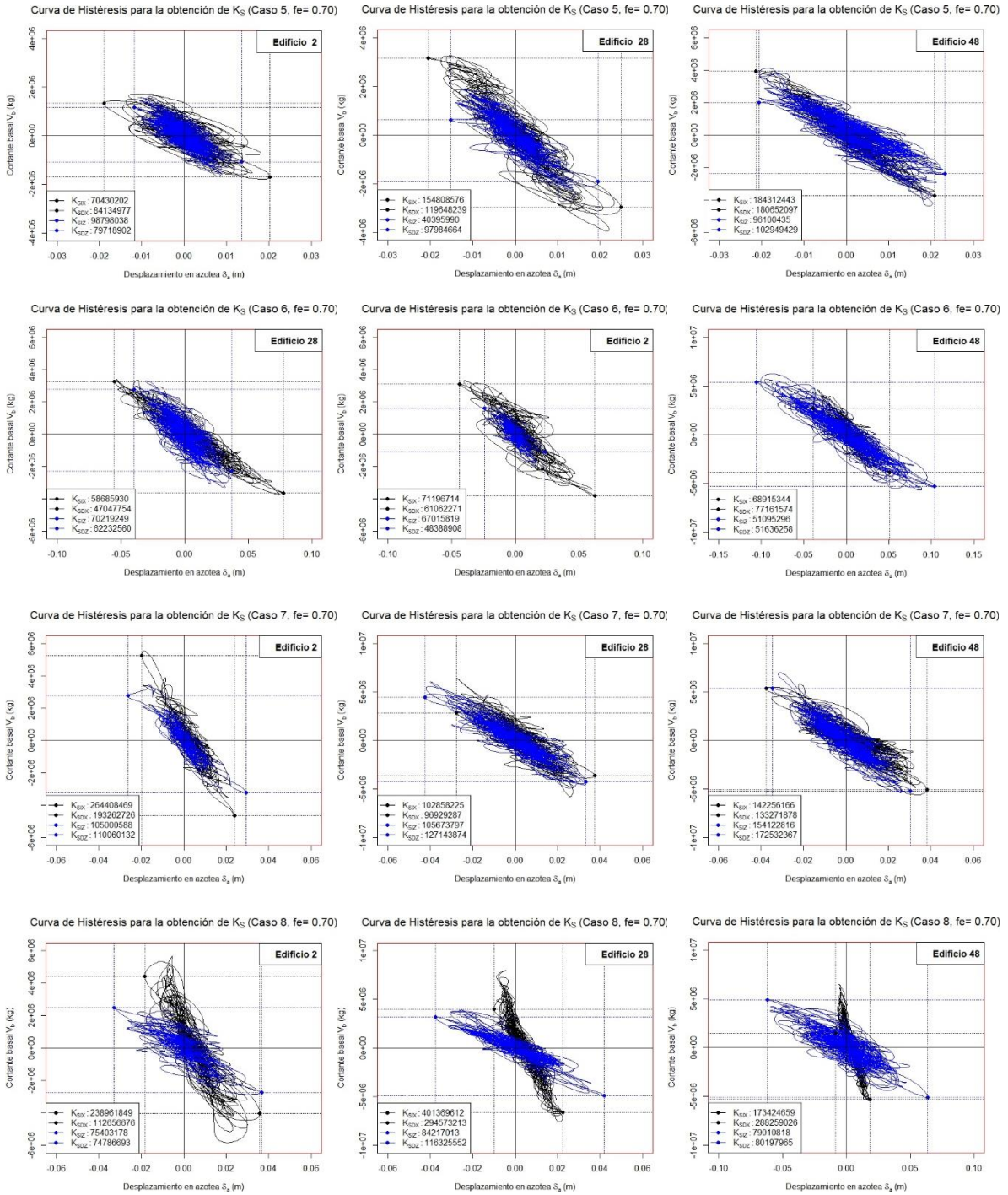


Figura 6.13 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 5 a 8 (edificio 15 niveles) diseñados con un factor de escala de 0.70 en la ordenada espectral de diseño.

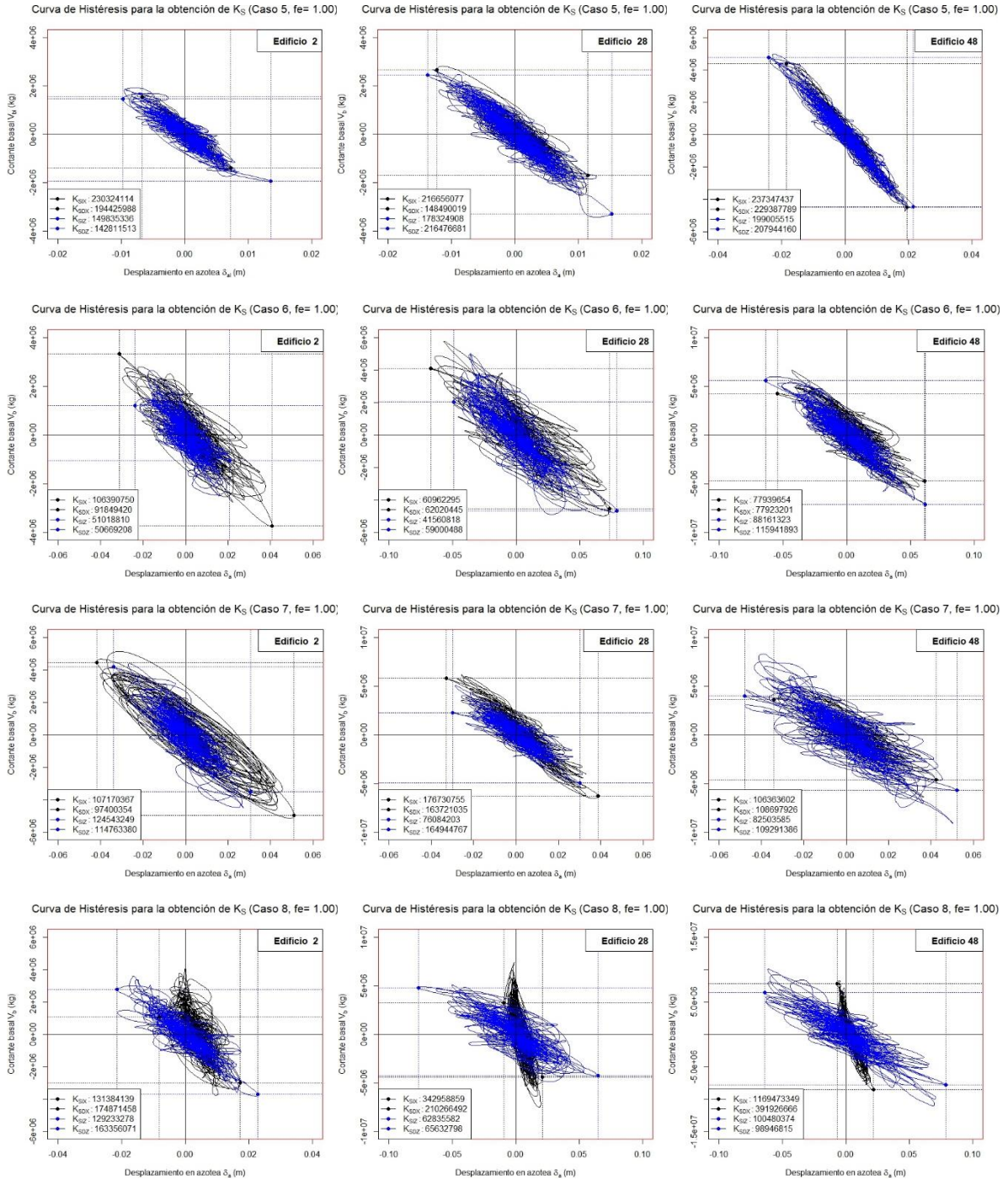


Figura 6.14 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 5 al 8 (edificio 15 niveles) diseñados con un factor de escala de 1.00 en la ordenada espectral de diseño.

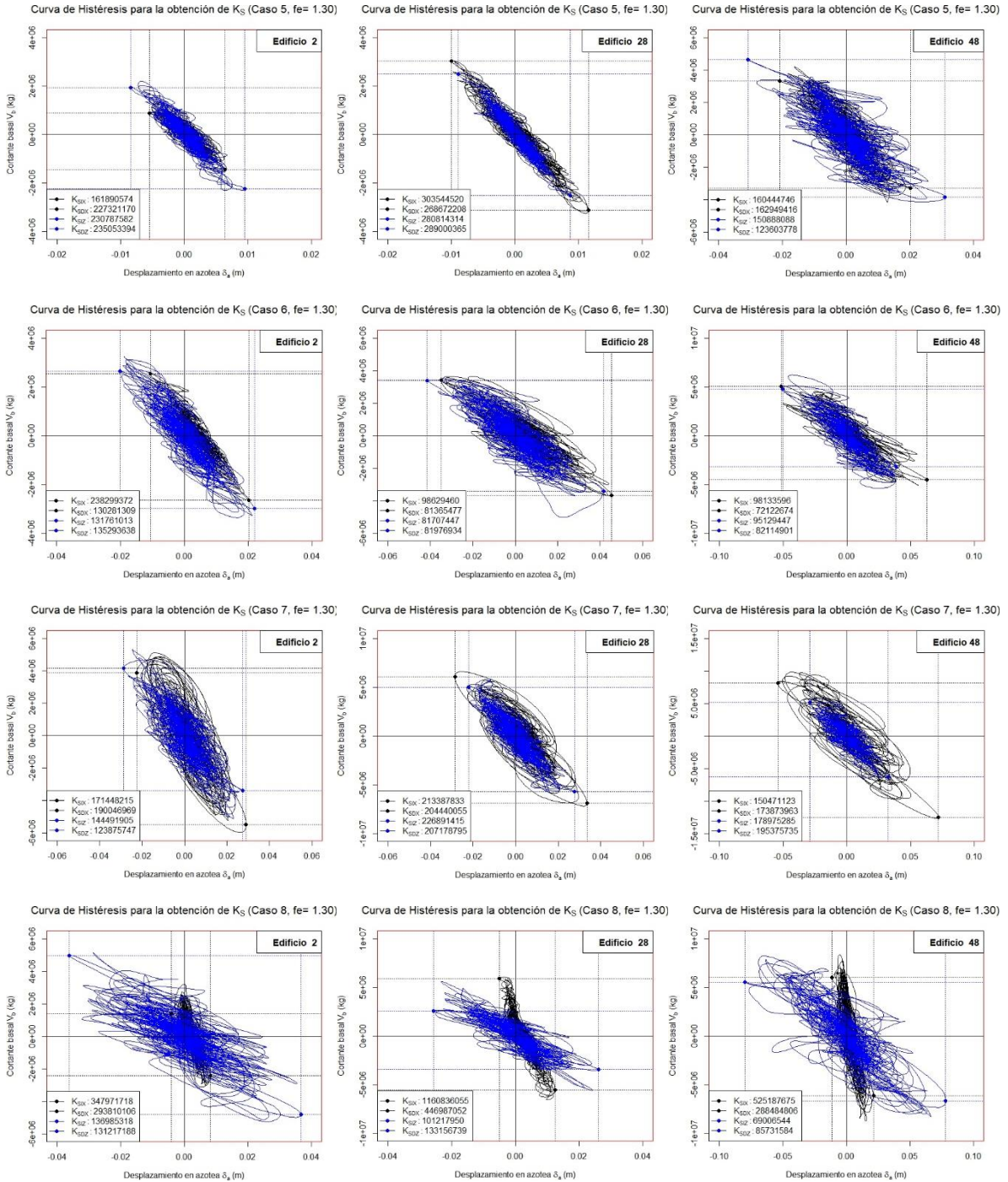


Figura 6.15 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 5 al 8 (edificio 15 niveles) diseñados con un factor de escala de 1.30 en la ordenada espectral de diseño.

Los valores de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} para los sistemas regulares de referencias de los edificios de 9 y 15 niveles se observan en la figura 6.16.

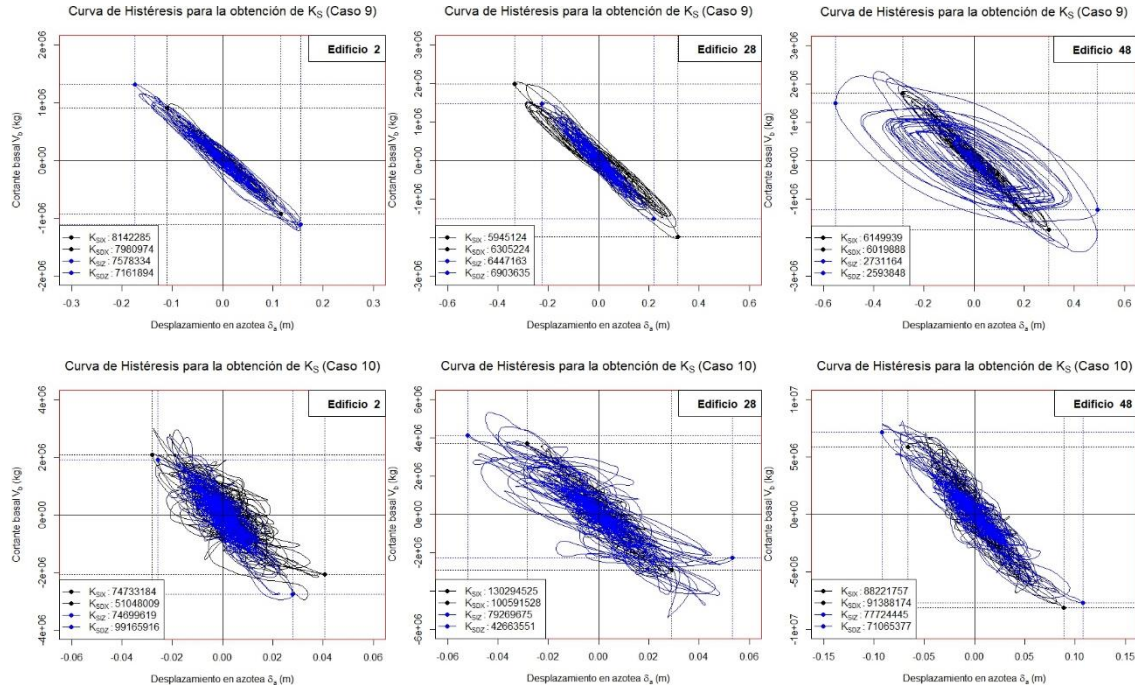


Figura 6.16 Curvas de histéresis de la respuesta global del sistema para la determinación de las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} de los sistemas estructurales 2, 28 y 48 para los casos de estudio 9 y 10 correspondientes a los sistemas regulares de referencias para los edificios de 9 y 15 niveles respectivamente.

6.3 Funciones de Confiabilidad

A partir de las rigideces iniciales K_{0IX} , K_{0DX} , K_{0IZ} y K_{0DZ} y las rigideces secantes K_{SIX} , K_{SDX} , K_{SIZ} y K_{SDZ} , se obtienen los indicadores de daño I_{RRSIX} , I_{RRSDX} , I_{RRSIZ} y I_{RRSDZ} en cada una de las estructuras seleccionadas. Se tomó el valor máximo de los cuatro indicadores de daño anteriores como el Índice de Reducción de Rigidez Secante I_{RRS} y se utilizó para estimar las funciones de confiabilidad.

En este estudio para determinar la confiabilidad sísmica se utiliza el Índice Beta de Cornell (1969), definido como:

$$\beta(y) = \frac{m_z(y)}{\sigma_z(y)} \tag{6.2}$$

En esta ecuación, $m_z(y)$ y $\sigma_z(y)$ son el valor medio y la desviación estándar del margen seguridad Z , que se define de forma general como la diferencia entre la capacidad sísmica y la demanda sísmica y y es la intensidad de la excitación sísmica.

En Esteva y Díaz (2009) se analizan dos criterios para evaluar la confiabilidad. El primero de ellos se refiere a la condición de colapso expresada en términos del índice de reducción de rigidez secante $I_{RRS} = (K_0 - K_S)/K_0$, y el colapso ocurre cuando el I_{RRS} alcanza el valor máximo posible de 1.0. En dicho estudio se toma como medida de la demanda sísmica al logaritmo natural del índice de reducción de rigidez secante $D(y) = I_{RRS}$, la condición de falla se presenta cuando $U \geq 0$, donde U es una variable auxiliar aleatoria con función de densidad de probabilidad gaussiana, de modo que el $\ln D(y) = -U$ para $\ln D(y) < 0$ se refiere a la condición de sobrevivencia del sistema, y el $\ln D(y) =$

0 para $U \geq 0$ cuando el sistema colapsa. De acuerdo con estos autores, cuando los sistemas estructurales alcanzan la condición de falla ($U \geq 0$), es decir, cuando el indicador de seguridad I_{RRS} toma valores de 1.0, las intensidades sísmicas son mayores o iguales que la mínima requerida para alcanzar el colapso. Por lo anterior no es posible aplicar ajustes con métodos tradicionales de mínimos cuadrados y por lo tanto es necesario utilizar un criterio de máxima verosimilitud con la finalidad de considerar los casos en los cuales el sistema estructural falla. De esta manera es posible obtener un mejor ajuste de la muestra representativa de los valores y vs I_{RRS} .

La función de densidad de probabilidad de U es designada como $f_U(\cdot)$ y la función de distribución acumulada está dada por $F_U(\cdot)$; estas funciones son caracterizadas por un vector de parámetros que se definen por sus propiedades básicas como: la media y la desviación estándar de U para el caso de una distribución Gaussiana. Estos parámetros pueden ser expresados como función de la intensidad y , $G(y|\alpha)$, con forma dada y parámetros desconocidos, α . Se asume que se cuenta con una muestra de $m + n$ pares de valores de intensidades normalizadas y su correspondiente $\ln D(y)$ que se obtiene de los análisis dinámicos paso a paso.

La función de verosimilitud asociada con los parámetros que definen la función $f_U(\cdot)$ se obtiene como sigue:

$$L(\alpha) = \prod_{i=1}^m f_U(u_i|y_i, \alpha) \prod_{j=1}^n 1 - F_U(0|y_j, \alpha) \quad 6.3$$

En la ecuación anterior, m y n son los números de pares de valores de la muestra ($\ln D(y), y$) que corresponden a $I_{RRS} < 0$ (casos de sobrevivencia) y $I_{RRS} = 1.0$ (casos de falla) respectivamente; α es el vector de parámetros desconocidos que definen la función $f_U(\cdot)$. La determinación de los parámetros del vector α se logra maximizando la función $L(\alpha)$ presentada en la expresión 6.3.

El segundo criterio desarrollado por Esteva y Díaz (2009) para determinar las funciones de confiabilidad consiste en un aprovechamiento alternativo para la estimación de $\beta(y)$ propuesto en Esteva y Díaz (2006), 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. Ahora el margen de seguridad Z_M es definido como el logaritmo natural de la relación de " Y_C " y la intensidad " y " de la excitación sísmica actuante del sistema.

$$Z_M = \ln \frac{Y_C}{y} = \ln Y_C - \ln y \quad 6.4$$

De acuerdo a este criterio el índice de confiabilidad está dada por la siguiente expresión:

$$\beta(y) = \frac{E(\ln Y_C) - \ln y}{\sigma(\ln Y_C)} \quad 6.5$$

En la expresión anterior $E(\ln Y_C)$ y $\sigma(\ln Y_C)$ son el valor esperado y la desviación estándar cuando se presenta la intensidad mínima que conduce al colapso.

Para un sistema estructural dado, se debe contar con una muestra de pares de valores aleatorios de $Z = \ln y$, y el índice de reducción de rigidez secante I_{RRS} que se utilizan para estimar la media y desviación estándar de $Z(u)$. El termino $Z(u)$ se define como el logaritmo natural de la variable

aleatoria Y que corresponde a $I_{RRS} = u$. Los valores de Z en la muestra que corresponde a I_{RRS} igual a 1.0 son iguales o mayores que $Z_F = \ln Y_C$, donde Y_C es el valor mínimo de Y requerido para que el sistema colapse. Por lo tanto, los puntos correspondientes a estos valores de Z_F 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. Esta concentración de los puntos en los cuales la estructura colapsa puede ser incluida mediante un análisis de máxima verosimilitud, determinando los valores de los parámetros α_1 y α_2 que maximizan la siguiente función:

$$L(\alpha_1, \alpha_2) = \prod_{i=1}^m f_Z(z_i|u_i, \alpha_1, \alpha_2) \prod_{j=1}^n [F_Z(z_j|u_j, \alpha_1, \alpha_2)] \quad 6.6$$

En la ecuación anterior, m es el número de casos de sobrevivencia de los sistemas y n el de 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.

En este estudio para obtener las funciones de confiabilidad se utiliza el segundo criterio dado por la ecuación 6.5, en donde el margen de seguridad es $Z_M = \ln Y_C - \ln y$. Se inicia a partir de una muestra de datos I_{RRS} vs Z obtenida de la respuesta no lineal de cada una de las estructuras (figura 6.17a); se observa que la muestra no contiene información con valores de I_{RRS} cercanos a la condición de colapso, por lo que resulta necesario introducir registros sísmicos de intensidades mayores. A partir de los valores obtenidos con el escalamiento de las intensidades sísmicas, un primer procedimiento para realizar un ajuste estadístico consiste en obtener el valor esperado y desviación estándar de la intensidad de colapso Y_C mediante un ajuste de regresión de mínimos cuadrados; lo anterior como ya se explicó se logra escalando los movimientos sísmicos hasta obtener valores cercanos a $I_{RRS} = 1$ (figura 6.17b). Otro procedimiento es aplicando un proceso de escalamiento a las excitaciones sísmicas hasta obtener valores de $I_{RRS} = 1$ (figura 6.17c), estimando el valor esperado y desviación estándar de Y_C con un análisis de máxima verosimilitud utilizando la expresión 6.6.

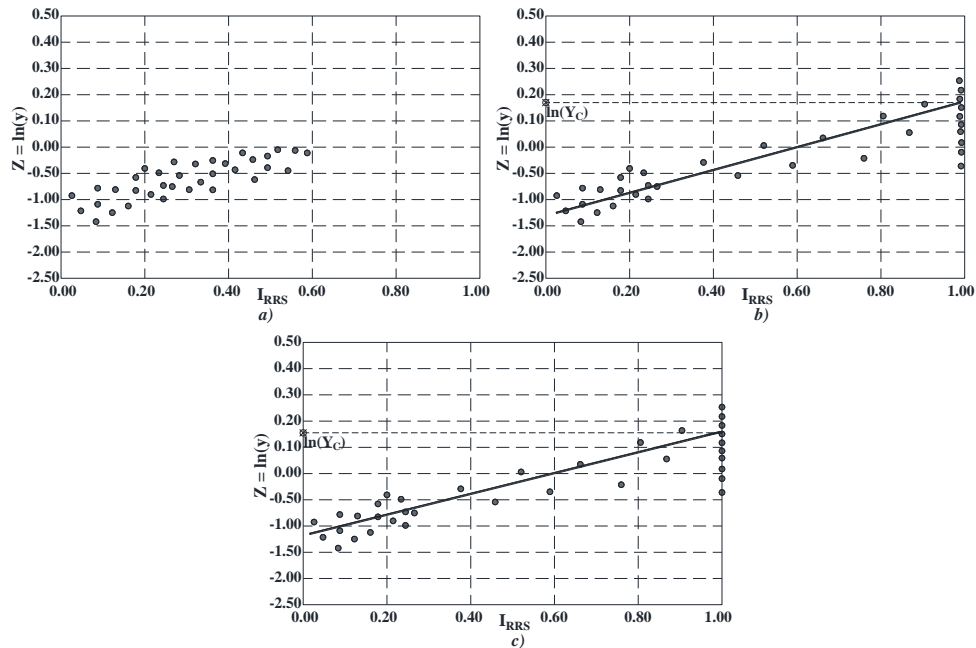


Figura 6.17 Representación de una muestra de pares de valores I_{RRS} y Z para la obtención del valor esperado $E(\ln Y_C)$.

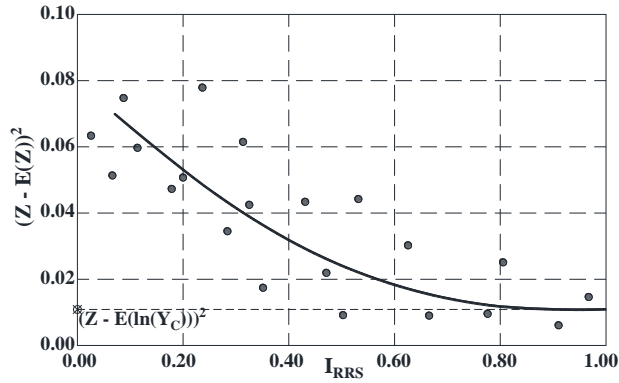


Figura 6.18 Representación de una muestra de pares de valores I_{RRS} y $(Z - E(Z))^2$ para la obtención de la desviación estándar $\sigma(\ln Y_C)$.

De acuerdo con la forma de los resultados obtenidos (I_{RRS} vs Z) aplicando el segundo criterio desarrollado en Esteva y Díaz (2009) para las estructuras estudiadas, los pares de valores I_{RRS} y Z se ajustan a la expresión para el valor esperado $E(Z)$ como:

$$E(Z) = a_m + b_m d + c_m \exp\left(\frac{c_m}{|c_m|} d\right) \quad 6.7$$

En donde a_m , b_m y c_m , son parámetros desconocidos para α_1 de la ecuación 6.6 que definen la media de la distribución gaussiana, d son los valores del I_{RRS} .

Para la función de la varianza de Z , la expresión que se ajusta a los pares de valores I_{RRS} y $(Z - E(Z))^2$ es:

$$\sigma^2(Z) = a_v \exp(b_v(1 - d)^2) \quad 6.8$$

En donde a_v y b_v , son los parámetros desconocidos para α_2 de la ecuación 6.6 que definen la varianza de la distribución gaussiana, d son los valores del I_{RRS} .

En las figuras 6.19 a la 6.24 se presentan los resultados de los pares de valores I_{RRS} y Z para las estructuras de los casos 1 al 8 que representan los sistemas irregulares, mientras que en la figura 6.25 se muestran los resultados de los casos 9 y 10 de la tabla 2.2 representativos de los sistemas regulares de referencia; En dichas figuras se muestran los valores I_{RRS} y Z finales después de aplicar un proceso de escalamiento a las excitaciones sísmicas simuladas, tal como se muestra en la figura 6.17. Para realizar los ajustes de la muestra de valores I_{RRS} y Z se realiza un análisis de máxima verosimilitud aplicando la expresión 6.6. El método de máxima verosimilitud requiere valores iniciales de los parámetros desconocidos, dichos valores se determinan mediante un análisis de regresión de mínimos cuadrados. En cada una de las figuras se observa la tendencia del valor esperado obtenido con un proceso de máxima verosimilitud tal como se indica en la expresión 6.6. Los ajustes de la varianza de los datos mostrados en las figuras 6.19 a la 6.25 se observan en la figura 6.26. El valor esperado $E(Z_F)$ y la desviación estándar $\sigma(Z_F)$ determinados para los casos 1 al 10, se muestran en la tabla 6.1.

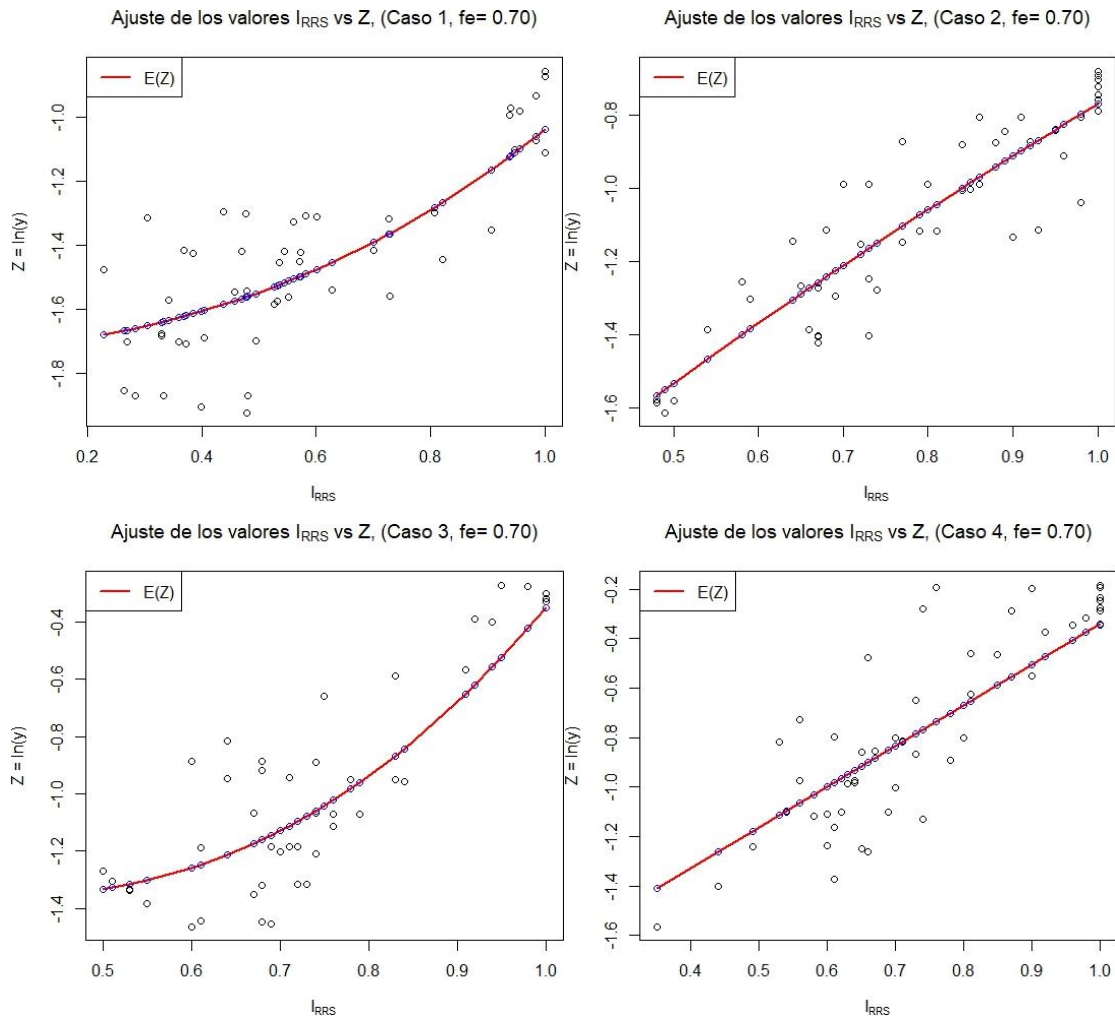
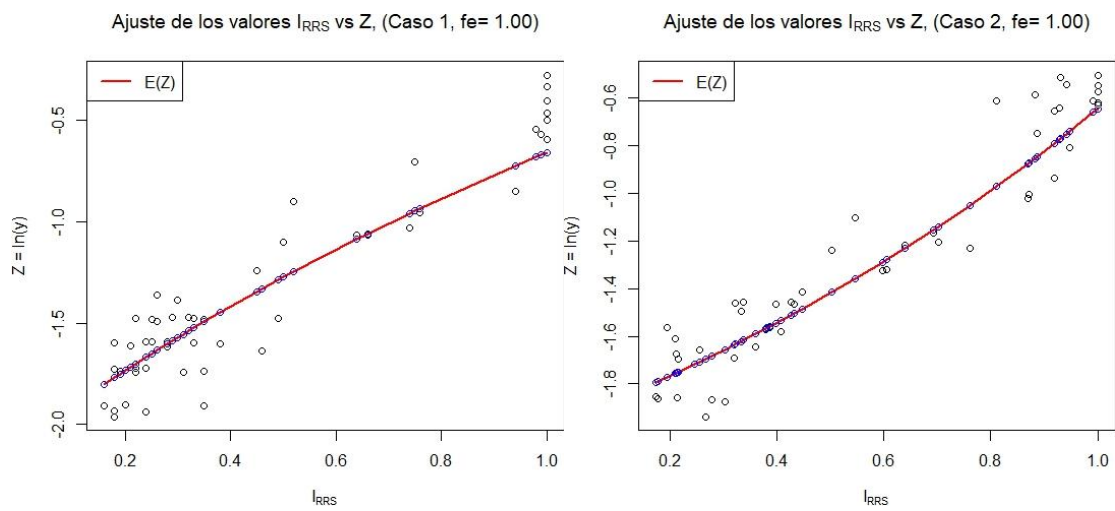


Figura 6.19 Valor esperado $E(Z)$ de la muestra de valores I_{RRS} vs Z escalados de la estructura de los casos 1 al 4 (9 niveles) diseñados para la ordenada espectral multiplicado por un factor de escala de 0.70.



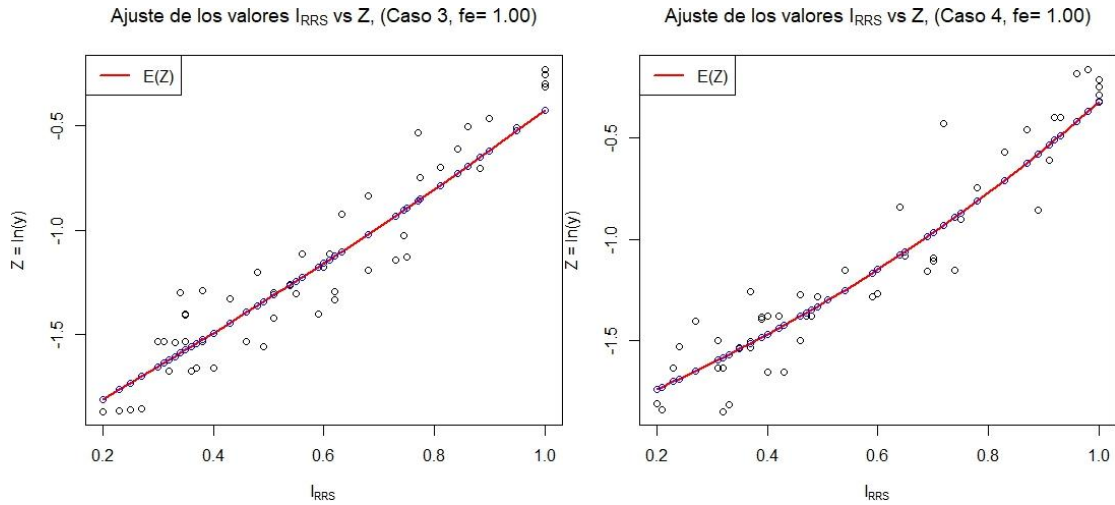


Figura 6.20 Valor esperado $E(Z)$ de la muestra de valores I_{RRS} vs Z escalados de la estructura de los casos 1 al 4 (9 niveles) diseñados para la ordenada espectral multiplicado por un factor de escala de 1.00.

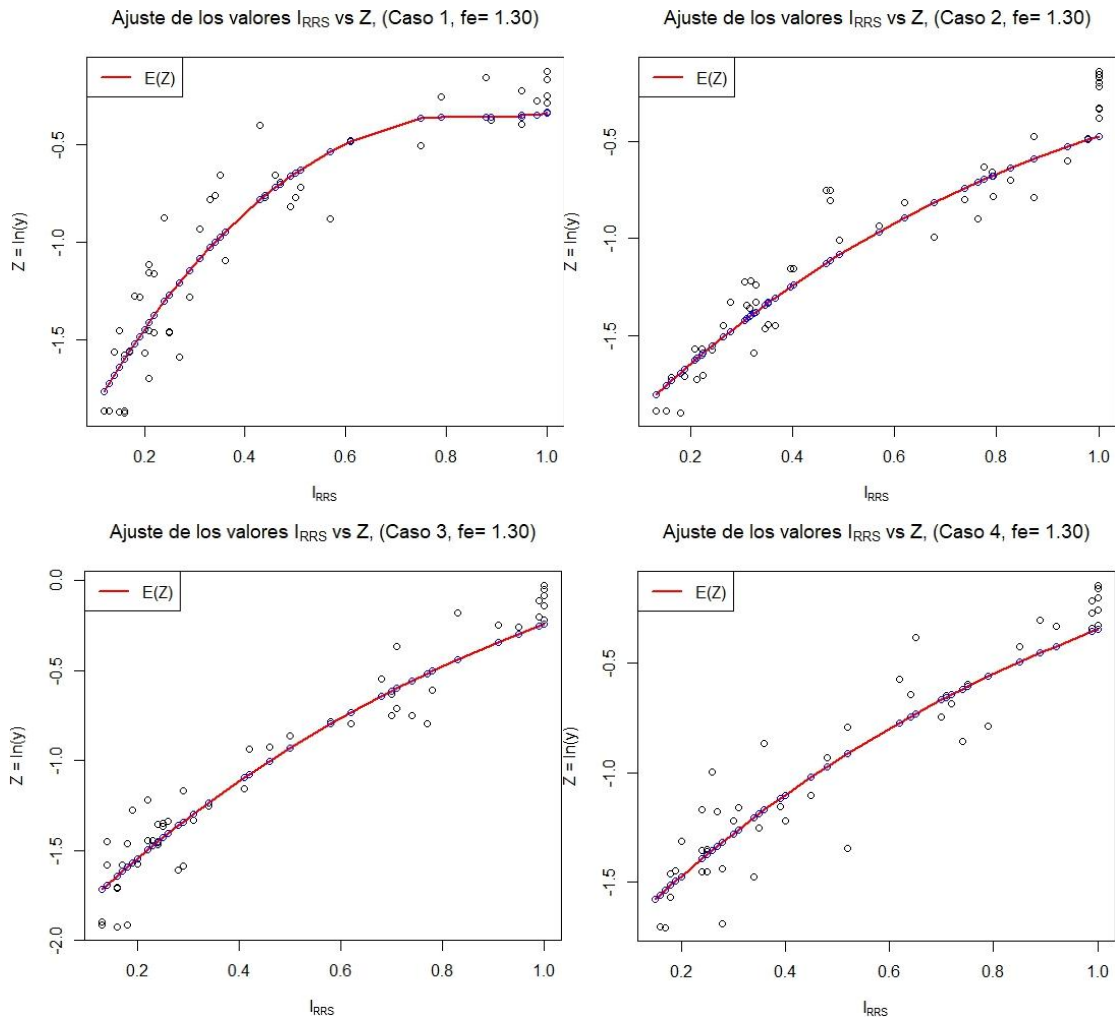


Figura 6.21 Valor esperado $E(Z)$ de la muestra de valores I_{RRS} vs Z escalados de la estructura de los casos 1 al 4 (9 niveles) diseñados para la ordenada espectral multiplicado por un factor de escala de 1.30.

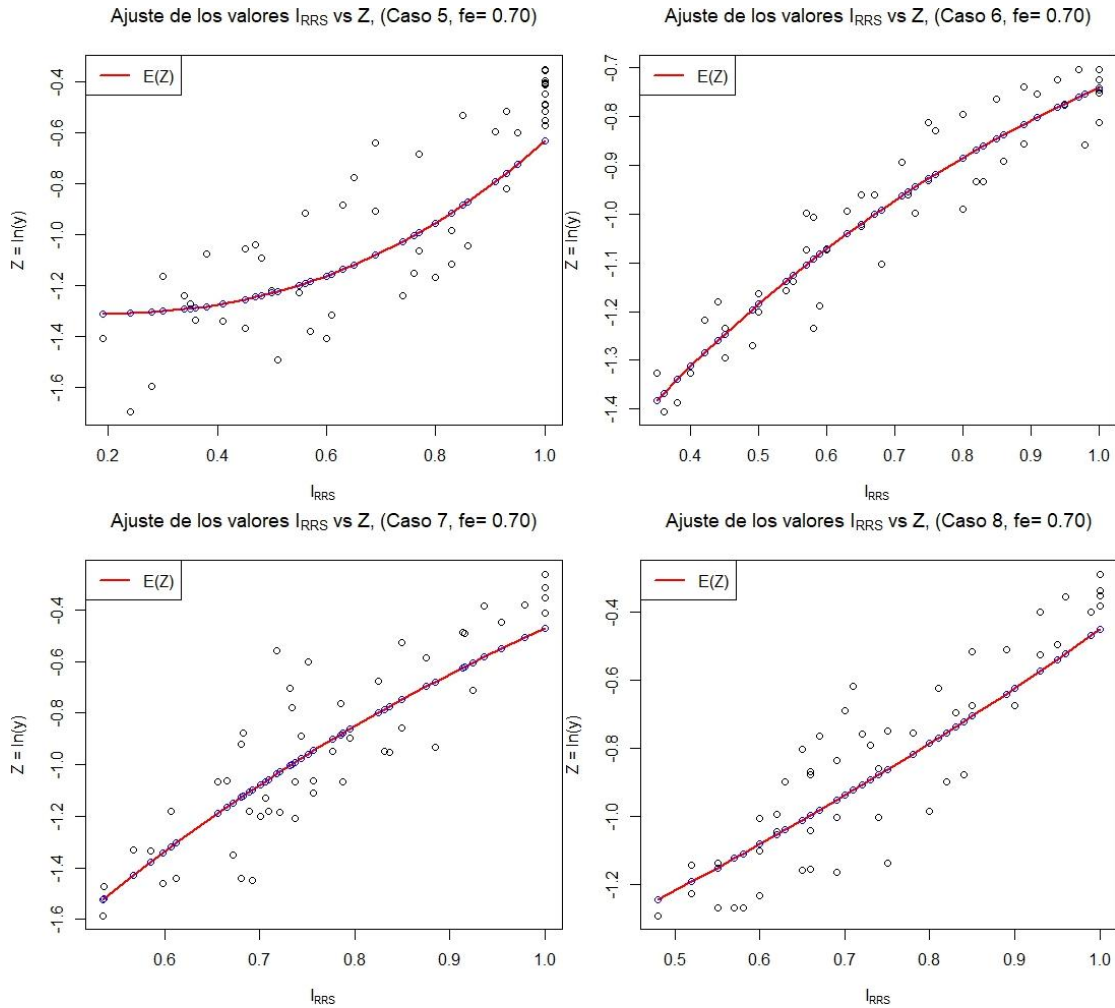
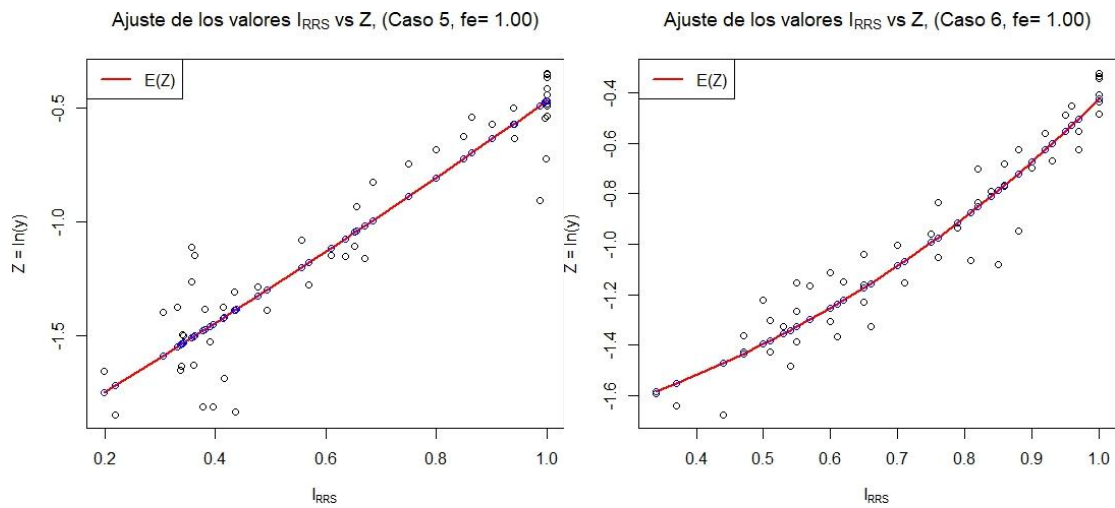


Figura 6.22 Valor esperado $E(Z)$ de la muestra de valores I_{RRS} vs Z escalados de la estructura de los casos 5 al 8 (15 niveles) diseñados para la ordenada espectral multiplicado por un factor de escala de 0.70.



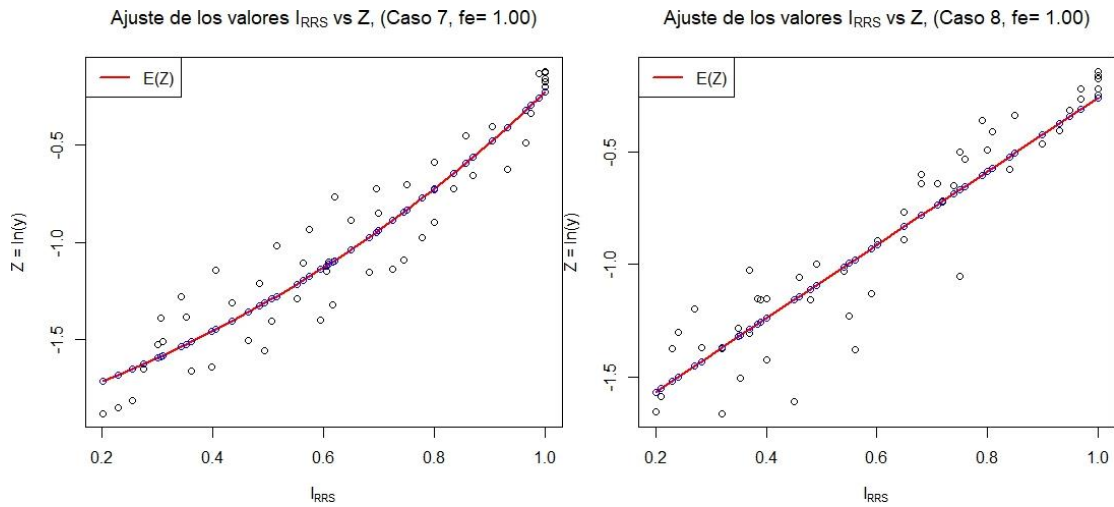


Figura 6.23 Valor esperado $E(Z)$ de la muestra de valores I_{RRS} vs Z escalados de la estructura de los casos 5 al 8 (15 niveles) diseñados para la ordenada espectral multiplicado por un factor de escala de 1.00.

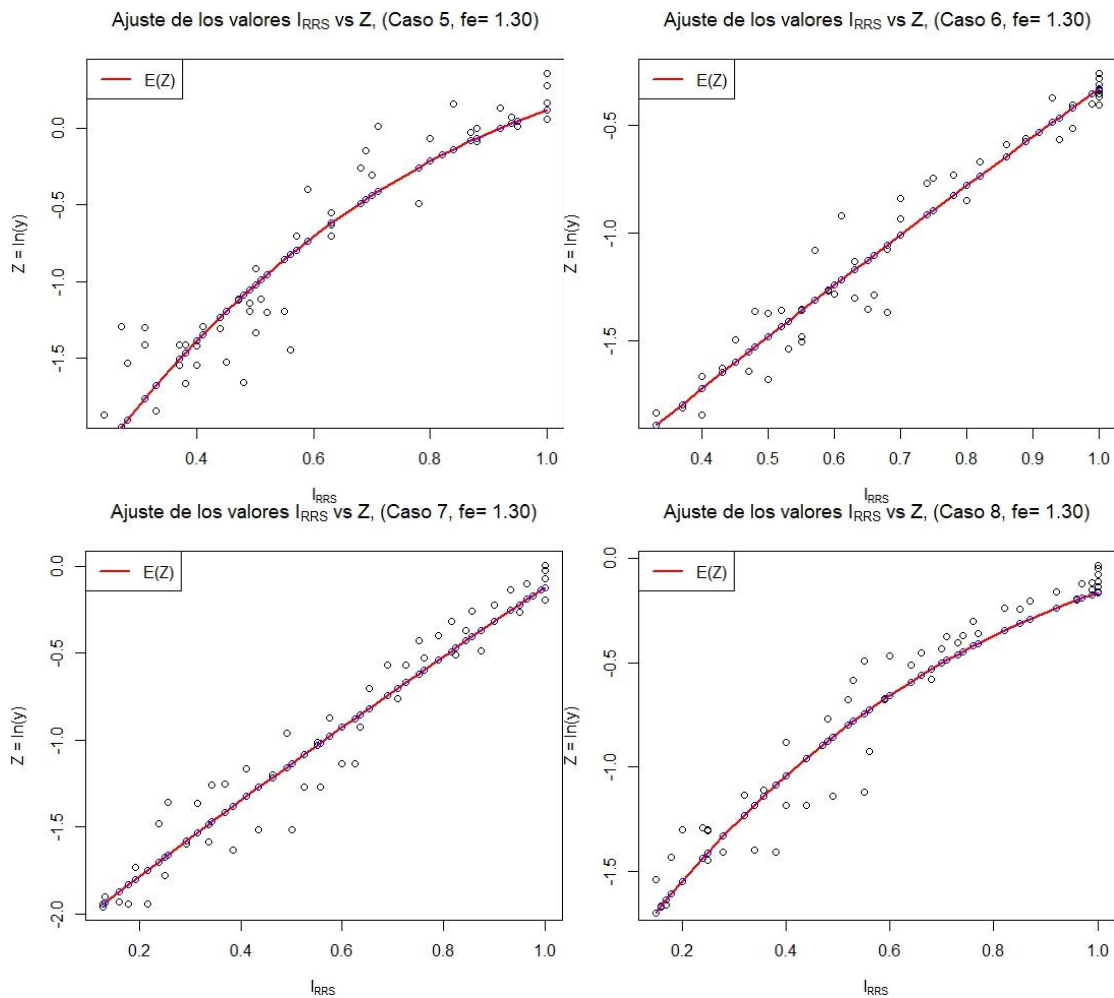


Figura 6.24 Valor esperado $E(Z)$ de la muestra de valores I_{RRS} vs Z escalados de la estructura de los casos 5 al 8 (15 niveles) diseñados para la ordenada espectral multiplicado por un factor de escala de 1.30.

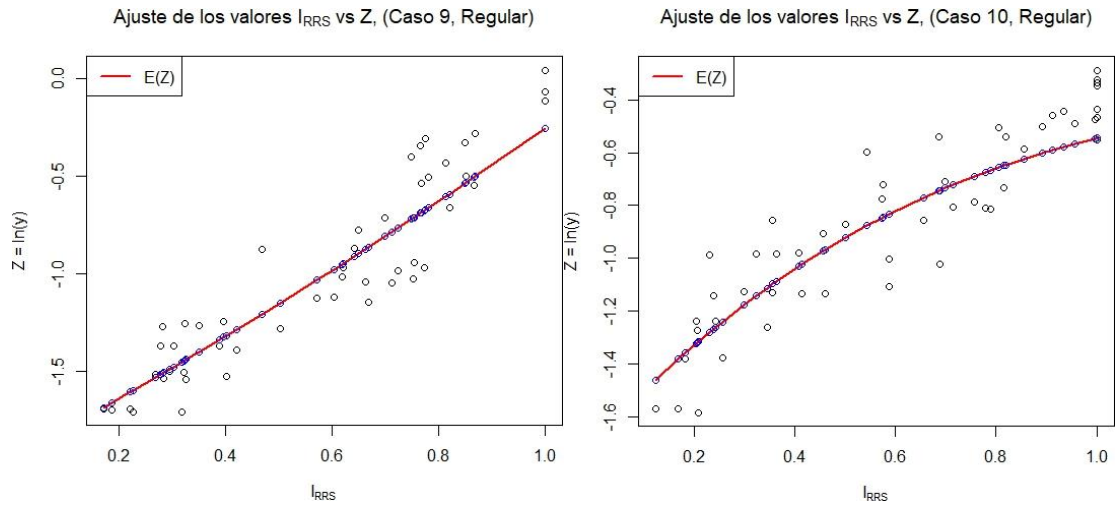
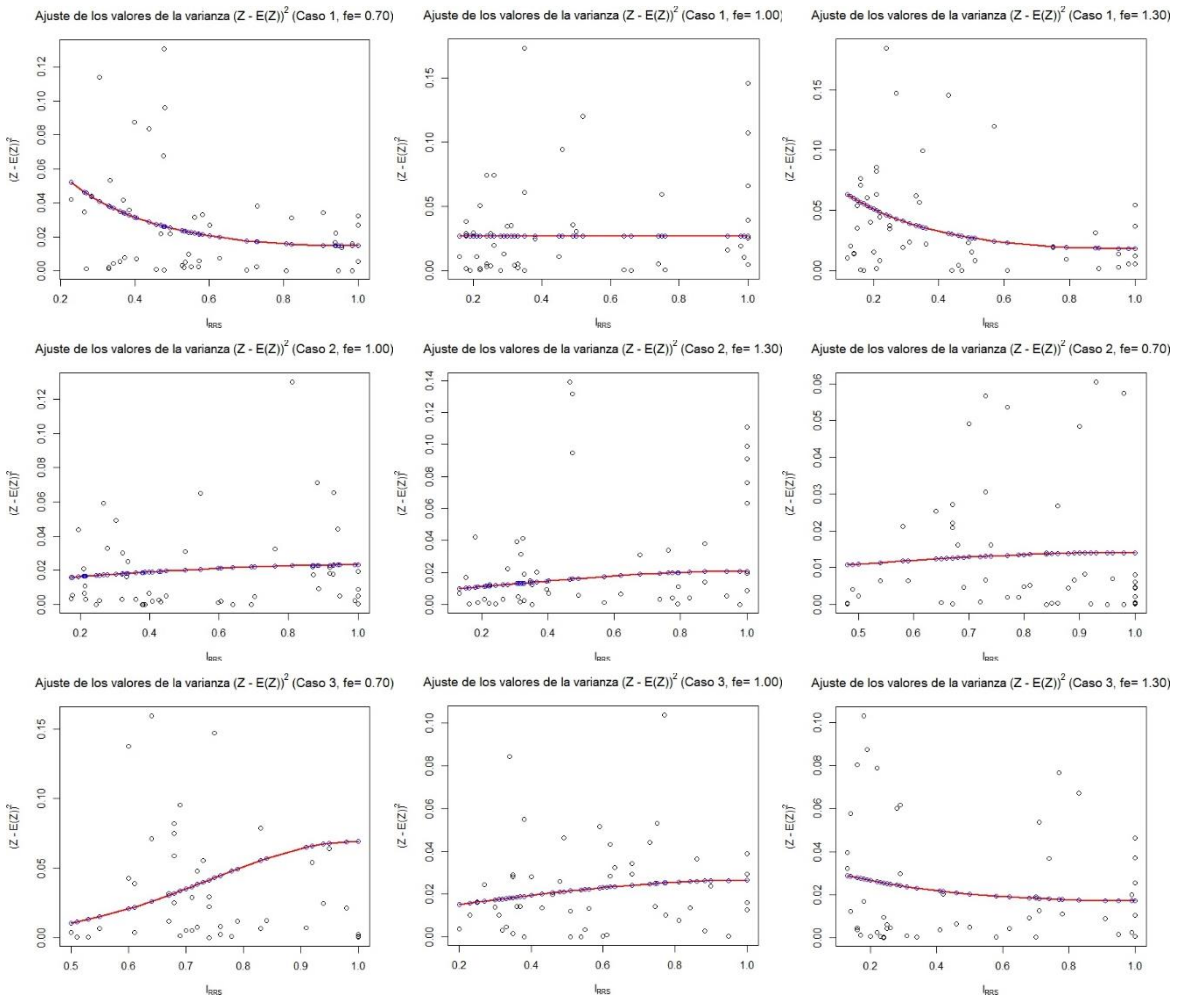
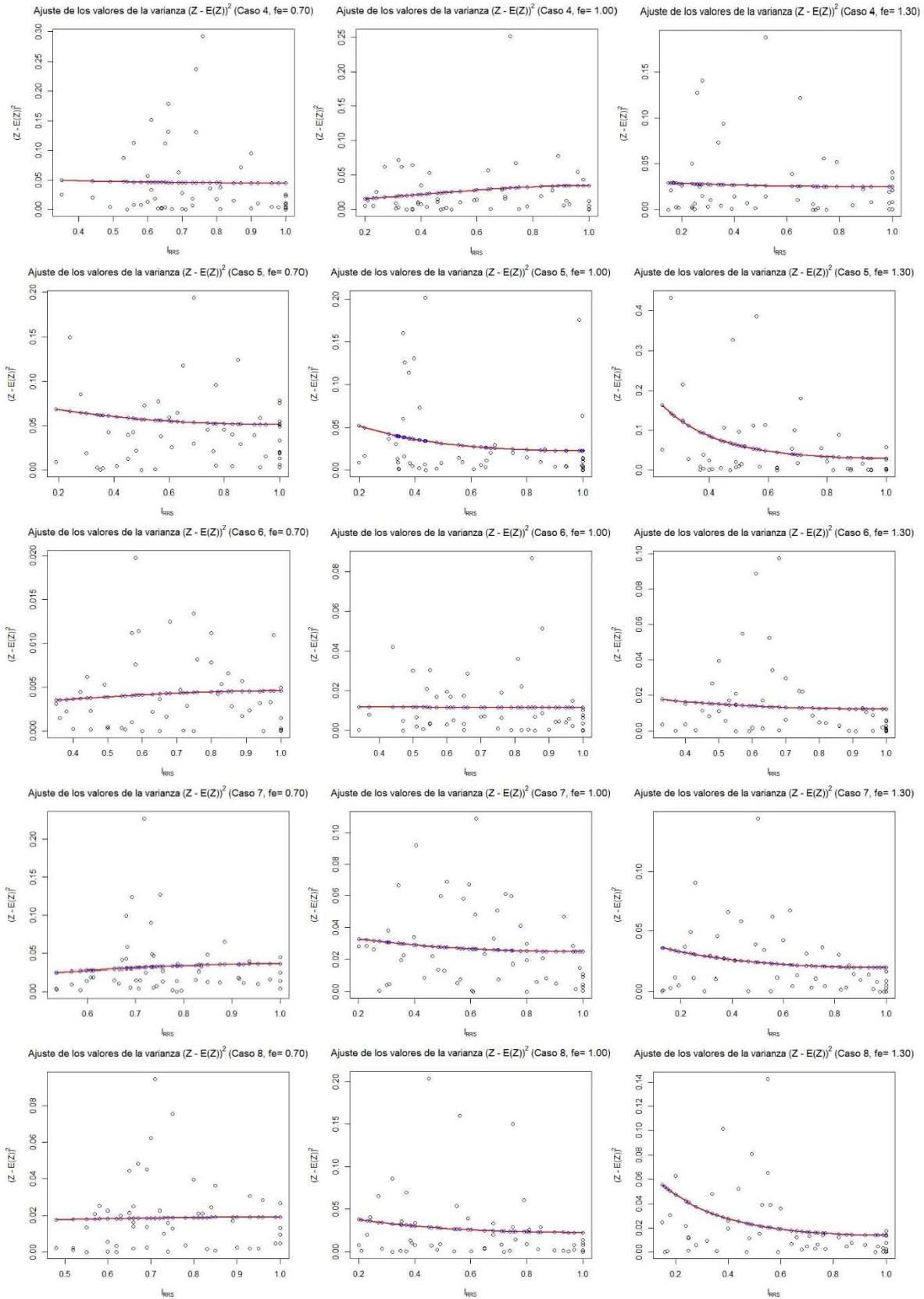


Figura 6.25 Valor esperado $E(Z)$ de la muestra de valores I_{RRS} vs Z escalados de los casos 9 y 10 correspondientes a los sistemas regulares de referencia de 9 y 15 niveles respectivamente.





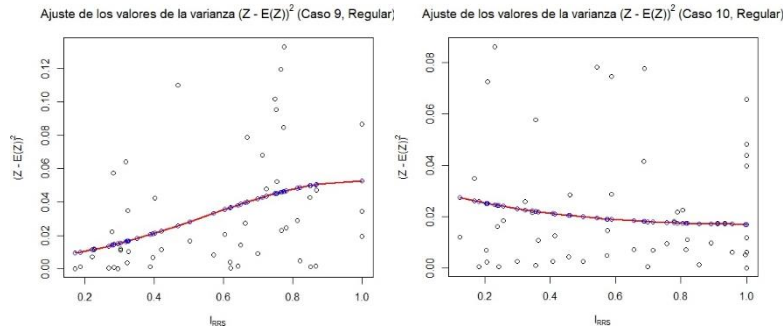


Figura 6.26 Ajuste de los valores I_{RRS} vs $(Z - E(Z))^2$ para los casos 1 al 10.

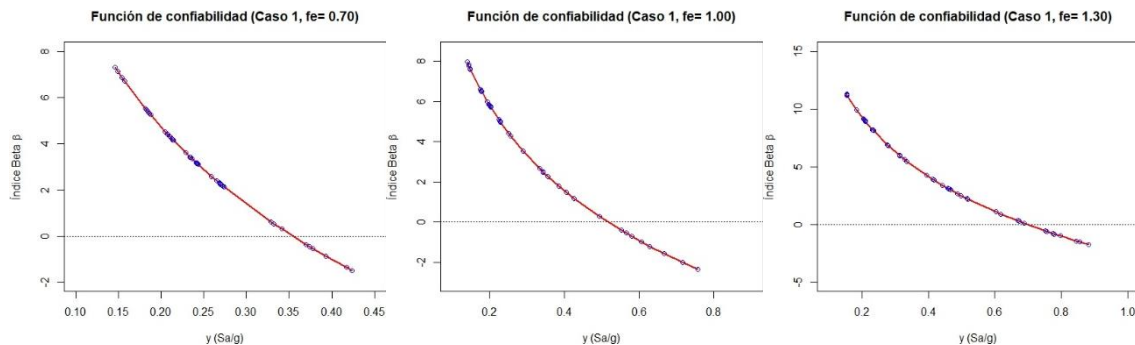
Caso	Valore de la media y la desviación estándar para Z_F ($f_e = 0.70$)		Valore de la media y la desviación estándar para Z_F ($f_e = 1.00$)		Valore de la media y la desviación estándar para Z_F ($f_e = 1.30$)	
	$E(Z_F)$	$\sigma(Z_F)$	$E(Z_F)$	$\sigma(Z_F)$	$E(Z_F)$	$\sigma(Z_F)$
1	-1.03784	0.12111	-0.66101	0.16326	-0.35850	0.13449
2	-0.77800	0.11880	-0.64321	0.15190	-0.47471	0.14442
3	-0.34824	0.26292	-0.42823	0.16254	-0.24037	0.13125
4	-0.34194	0.21073	-0.31995	0.18579	-0.34726	0.15791
5	-0.63265	0.22647	-0.46633	0.15004	0.11569	0.17259
6	-0.74133	0.06761	-0.42364	0.10767	-0.33340	0.11022
7	-0.47302	0.18930	-0.22520	0.15752	-0.12272	0.13968
8	-0.45097	0.13864	-0.25580	0.13688	-0.16316	0.11838
9			-0.25432	0.22967		
10			-0.54489	0.13069		

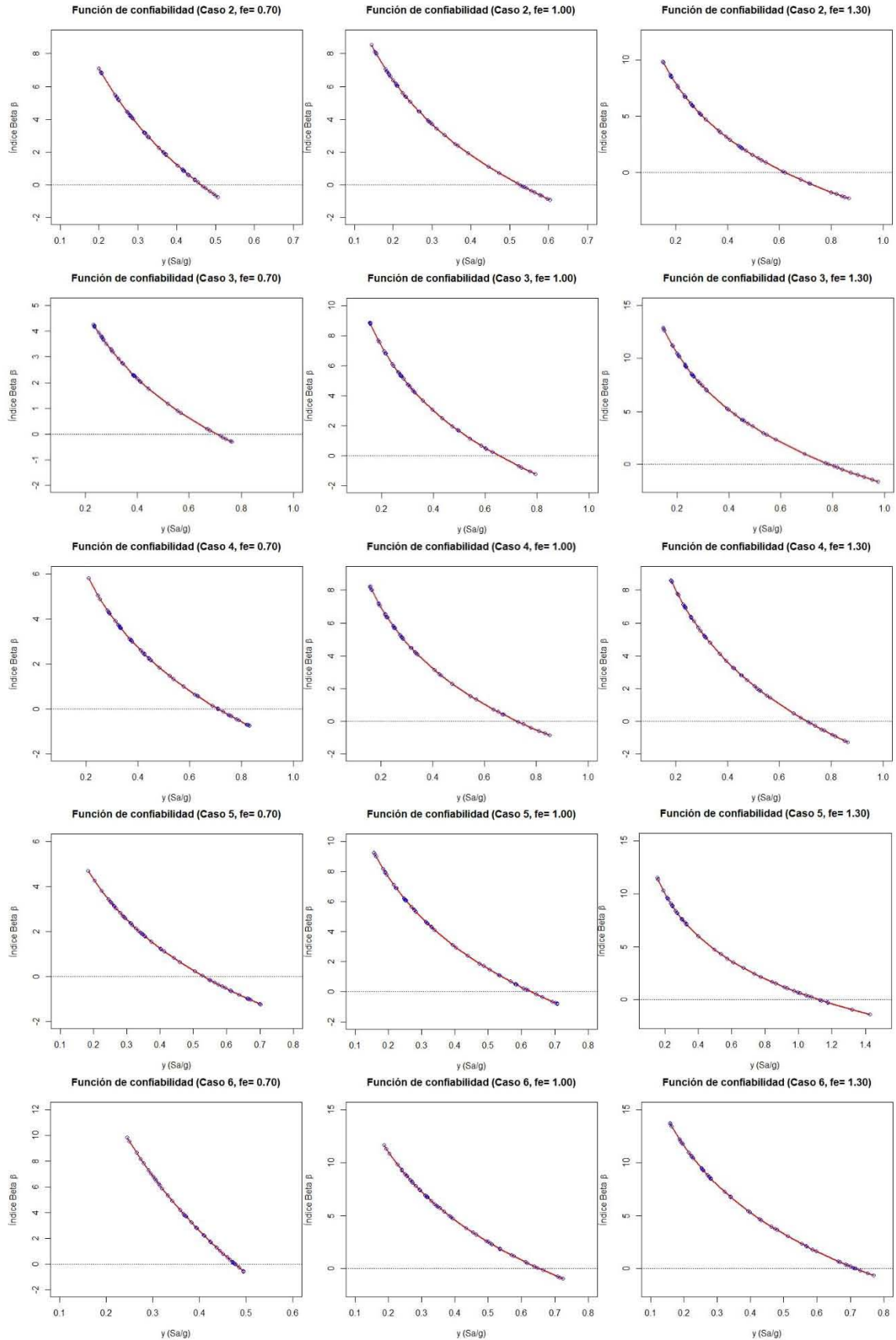
Tabla 6.1 Valor esperado y desviación estándar de la intensidad mínima requerida para que la estructura colapse $E(Z_F)$ y $\sigma(Z_F)$ para los edificios estudiados de los casos 1 al 10.

Con los parámetros estadísticos presentados en la tabla 6.1, se estiman las funciones de confiabilidad utilizando el índice Beta definido en la expresión 6.5. Los resultados se muestran y se analizan en el siguiente inciso.

6.4 Análisis de los resultados de los análisis de Confiabilidad

En la figura 6.27 se muestran las funciones de confiabilidad de los sistemas irregulares y regulares para los casos de estudio 1 al 10, siendo los casos 9 y 10 los sistemas regulares de referencia; en la ordenada se tiene el valor del índice β de Cornell asociado a diversas intensidades “y” normalizadas con respecto a la gravedad. Se observa que la tendencia para todas las estructuras de los casos 1 al 10 es que al aumentar la intensidad “y” la confiabilidad β disminuye.





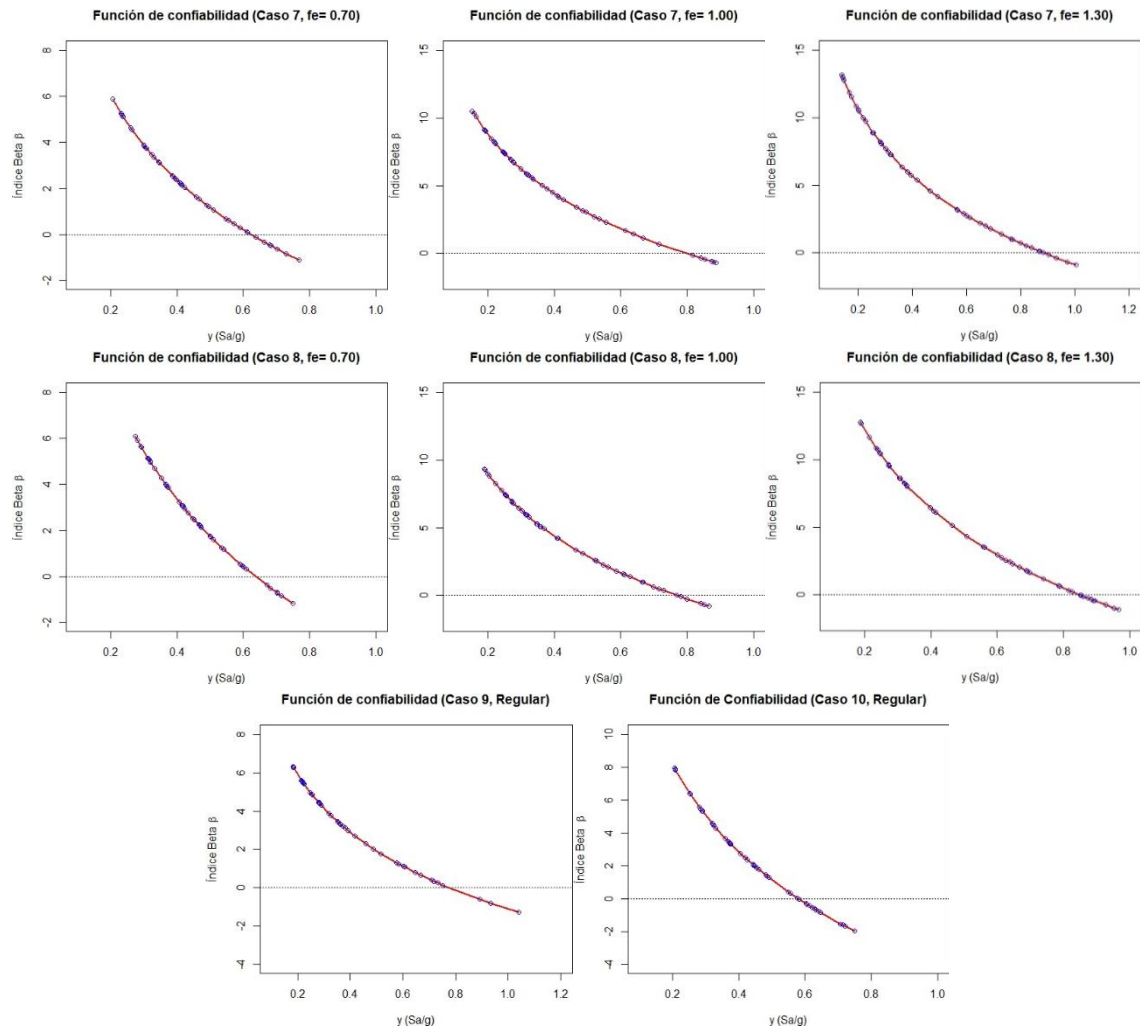


Figura 6.27 Funciones de confiabilidad de los sistemas irregulares de los casos 1 al 8 y de los sistemas regulares de referencia de los casos 9 al 10.

6.5 Funciones de confiabilidad considerando las incertidumbres epistémicas y de ajuste

Existen diferentes tipos de incertidumbres, dentro de los cuales podemos destacar dos tipos en la confiabilidad estructural, la aleatoria y la epistémica. La fuente de incertidumbre epistémica se refiere a los errores en los modelos probabilistas y parámetros empleados para caracterizar el fenómeno aleatorio; en esta incertidumbre es posible disminuir el error considerando una muestra aleatoria mucho mayor a la empleada; es decir, es necesario contar con un número amplio de observaciones que disminuyan el error al momento de seleccionar el modelo probabilista o tener modelos muy refinados. La fuente de incertidumbre aleatoria se asocia directamente al fenómeno físico (valores de cargas, propiedades del material, etc.) que afecta al sistema estructural y que puede estimarse con el error en la predicción de los modelos matemáticos y el grado de exactitud de las mediciones. (Kiureghian y Ditlevsen, 2009).

De Kiureghian y Ditlevsen (2009), es posible considerar las incertidumbres dentro de una variable aleatoria Y como la suma de la parte aleatoria representada por una variable aleatoria X y la parte epistémica descrita por ε . La formulación matemática se describe a continuación:

$$Y = X + \varepsilon \quad 6.9$$

En este estudio se introducen incertidumbres asociadas a dos conceptos diferentes, que a continuación se describen.

- a) Incertidumbres epistémicas, asociadas a los modelos empleados para caracterizar las respuestas y capacidades de los sistemas estructurales y las excitaciones sísmicas.
- b) Incertidumbres asociadas al ajuste de funciones paramétricas empleadas en los estudios paramétricos basados en estudios detallados de unos cuantos sistemas específicos, los que se toman de base para estimar las funciones de confiabilidad sísmica de diversos miembros de una familia de sistemas, mediante operaciones de interpolación y extrapolación.

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. El objetivo de este estudio es presentar un planteamiento que incorpore ambos tipos de incertidumbres.

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 márgenes de seguridad en sistemas estructurales sometidos a excitaciones sísmicas desconocidas. Las incertidumbres existentes en los modelos probabilísticos hacen importante considerar estas, en la estimación de criterios de diseño sísmicos adecuados.

En Ismael (2010) se asume que el margen de seguridad Z es calculado como la diferencia de $C - D(y)$, 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 intensidad y . 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 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 presentan 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 es $C = C_0 + U_C$ y $D = D_0(y) + U_D$ respectivamente. Por lo tanto, el margen de seguridad de 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:

$$\bar{\beta}(y) = \frac{\bar{Z}_0 + \bar{U}_Z}{\sigma_{Z_0}} = \beta_0 + \frac{\bar{U}_Z}{\sigma_{Z_0}} \quad 6.10$$

$$\sigma_\beta = \frac{\sigma_{U_Z}}{\sigma_{Z_0}} \quad 6.11$$

En la expresión 6 β_0 , representa el índice $\beta(y)$ ignorando la incertidumbre epistémica, mientras que, 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 ($f_e = c$), se propone lo siguiente:

- a) Se parte de una muestra de valores de $\beta(y)$, sin incorporar la incertidumbre epistémica, cada uno determinado para un valor del coeficiente c .
- b) 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.
- c) 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 .
- d) Esta nueva incertidumbre se añadirá a la incertidumbre epistémica, lo que conduce a que la variable U_Z , adopte la siguiente forma:

$$U_Z = U_C - U_D + U_A \quad 6.12$$

- e) La expresión anterior se debe emplear para obtener la función de valor esperado y desviación estándar de $\beta(y)$, empleando las ecuaciones 6.10 y 6.11.

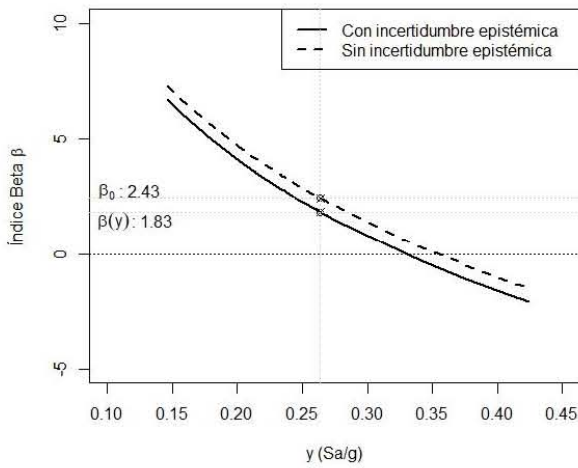
La expresión 6.5 representa el índice de confiabilidad sin considerar las incertidumbres epistémicas y de ajuste, tomando a $\bar{Z}_0 = E(\ln Y_C) - \ln y$ y $\sigma_{Z_0} = \sigma(\ln Y_C)$ y sustituyendo estos en la expresión 6.10, esta se modificaría como:

$$\bar{\beta}(y) = \frac{E(\ln Y_C) - \ln y}{\sigma(\ln Y_C)} + \frac{\bar{U}_Z}{\sigma(\ln Y_C)} \quad 6.13$$

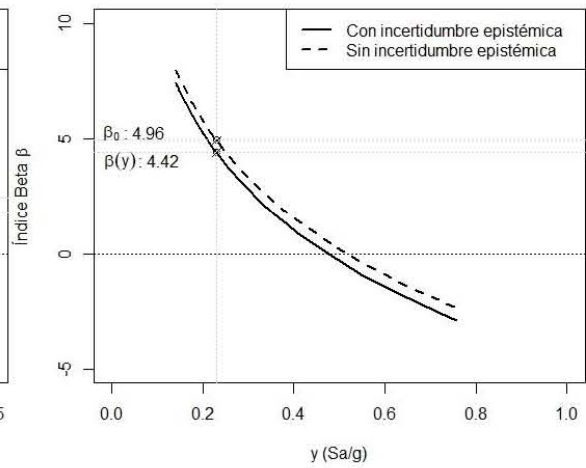
La ecuación anterior representa la función de confiabilidad tomando en cuenta la incertidumbre epistémica y la incertidumbre asociada al ajuste, esta última representada con la expresión 6.12. Con la expresión 6.13 se estiman las funciones de confiabilidad para conocer la influencia que tiene dichas incertidumbres en la confiabilidad sísmica de los casos estudiados en este trabajo.

En la figura 6.28 se muestran las funciones de confiabilidad con y sin tomar en cuenta las incertidumbres antes descritas para cada uno de los casos de estudio. Para fines comparativos en la tabla 6.2 se muestran los valores de los índices de confiabilidad para una intensidad "y" correspondiente a un periodo de retorno de $T_R = 250$ años.

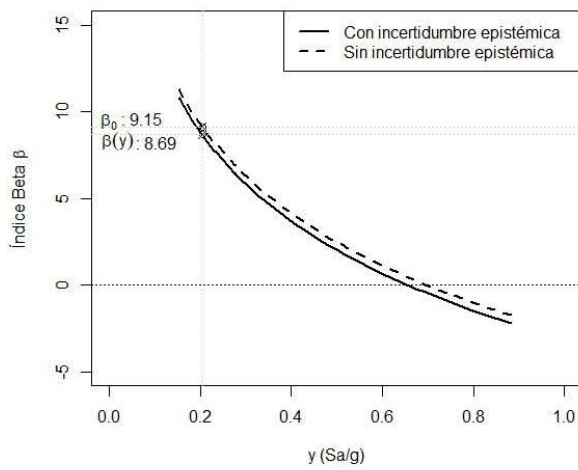
Función de confiabilidad del caso 1 (fe= 0.70)



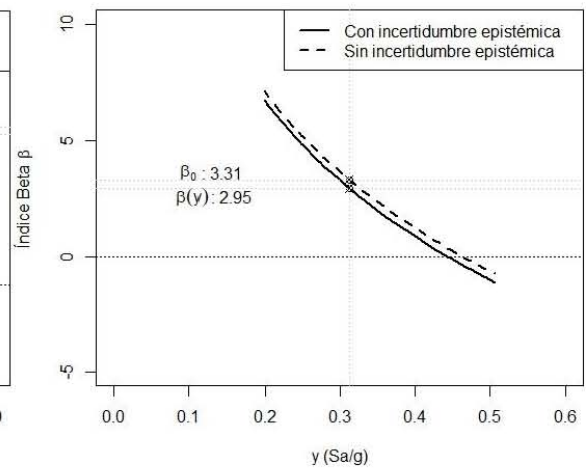
Función de confiabilidad del caso 1 (fe= 1.00)



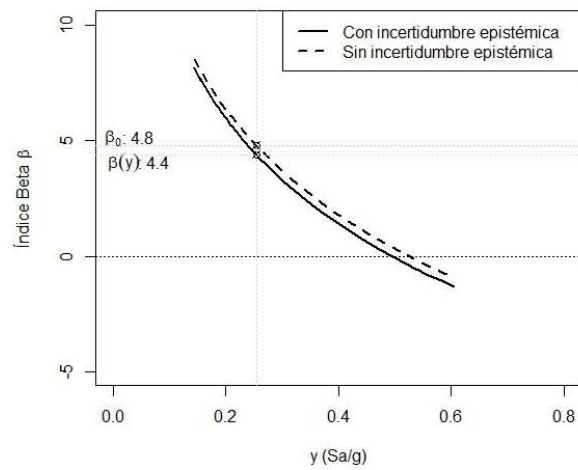
Función de confiabilidad del caso 1 (fe= 1.30)



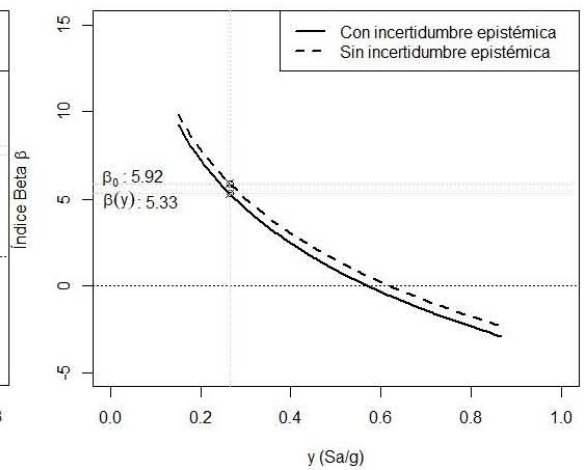
Función de confiabilidad del caso 2 (fe= 0.70)



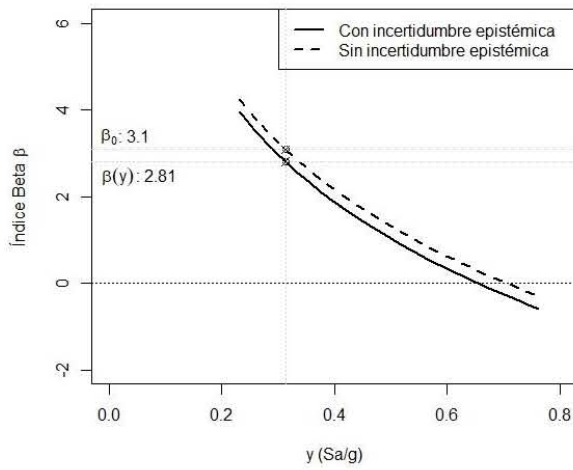
Función de confiabilidad del caso 2 (fe= 1.00)



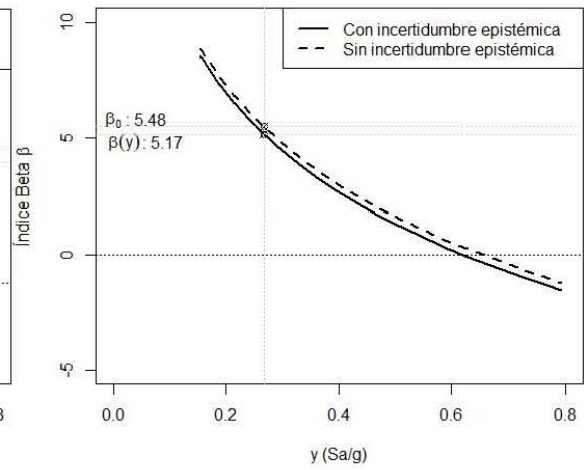
Función de confiabilidad del caso 2 (fe= 1.30)



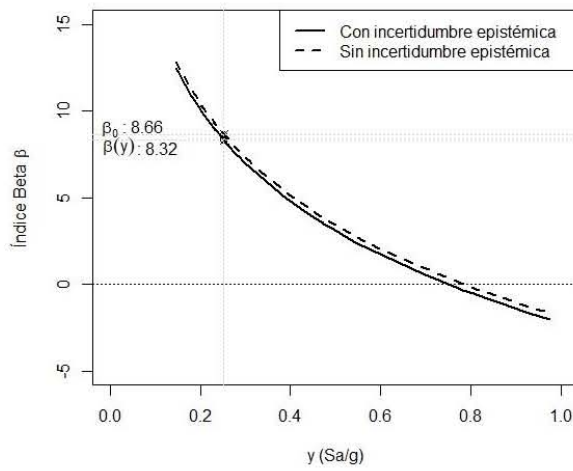
Función de confiabilidad del caso 3 (fe= 0.70)



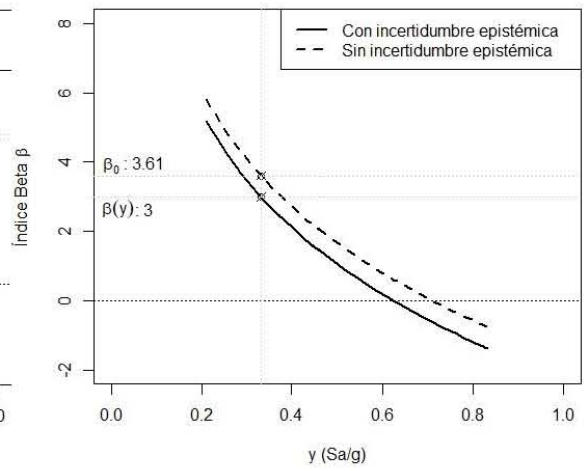
Función de confiabilidad del caso 3 (fe= 1.00)



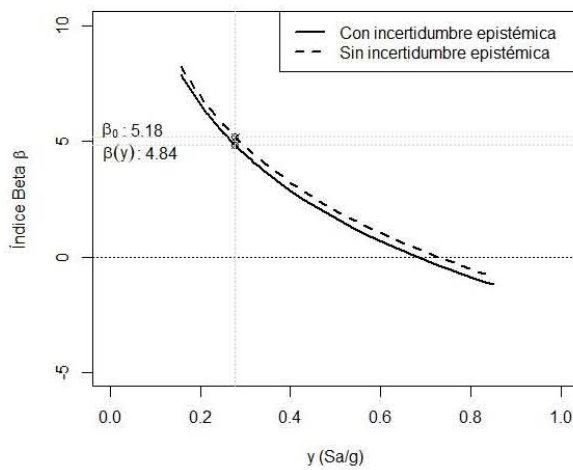
Función de confiabilidad del caso 3 (fe= 1.30)



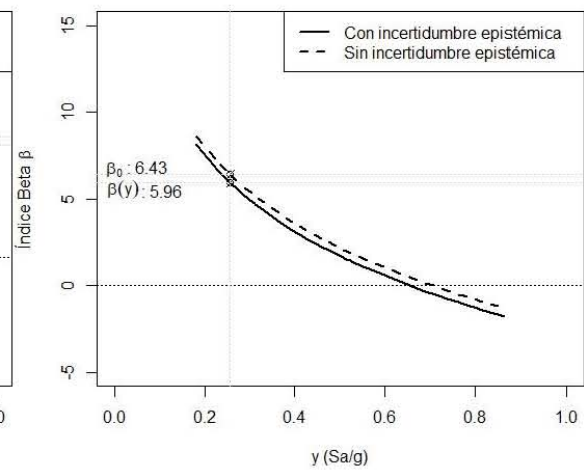
Función de confiabilidad del caso 4 (fe= 0.70)



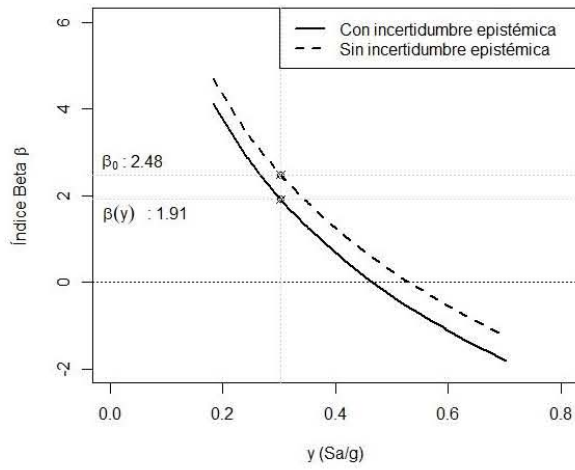
Función de confiabilidad del caso 4 (fe= 1.00)



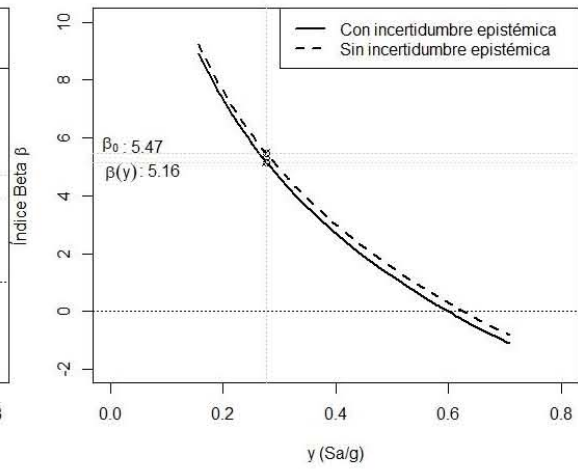
Función de confiabilidad del caso 4 (fe= 1.30)



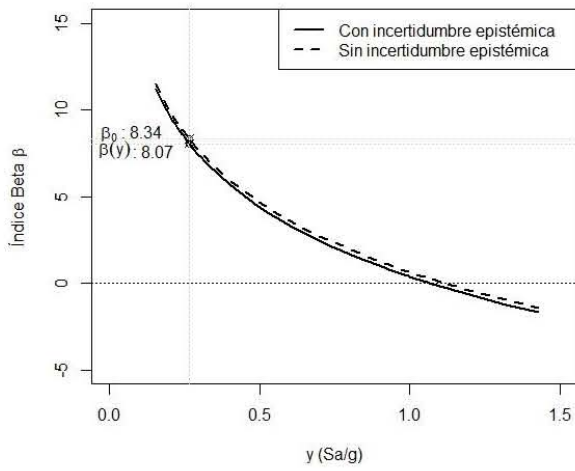
Función de confiabilidad del caso 5 (fe= 0.70)



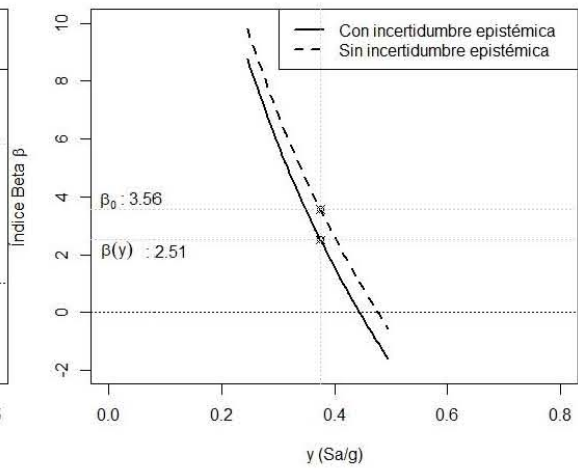
Función de confiabilidad del caso 5 (fe= 1.00)



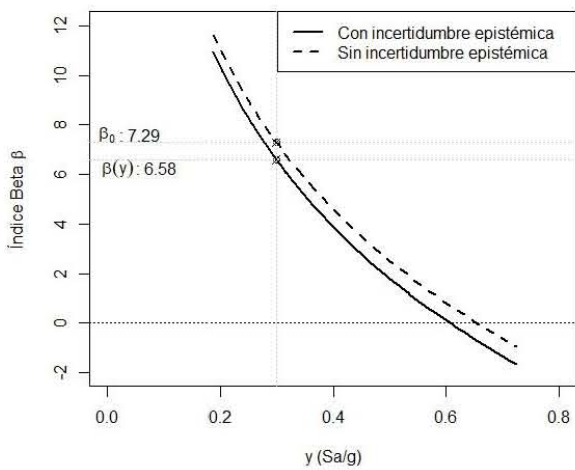
Función de confiabilidad del caso 5 (fe= 1.30)



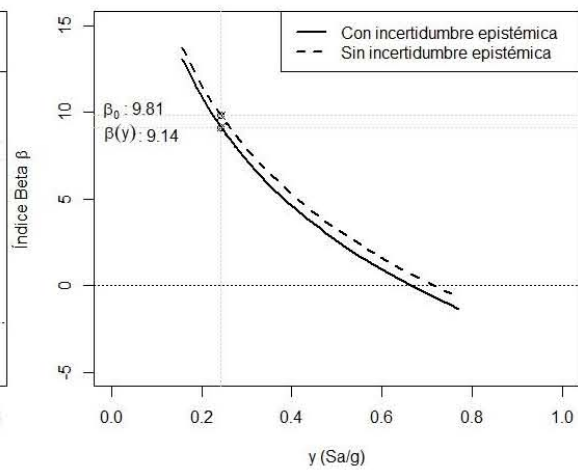
Función de confiabilidad del caso 6 (fe= 0.70)



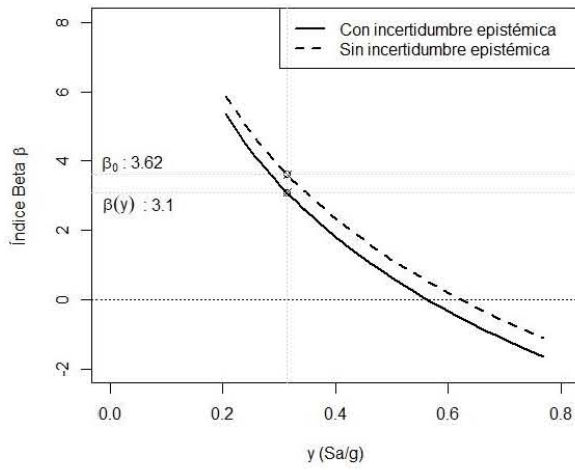
Función de confiabilidad del caso 6 (fe= 1.00)



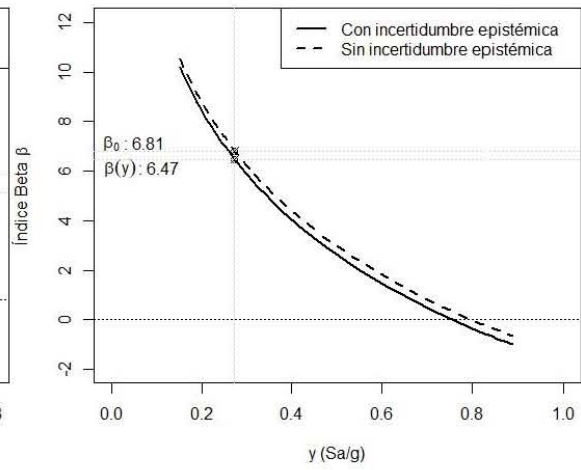
Función de confiabilidad del caso 6 (fe= 1.30)



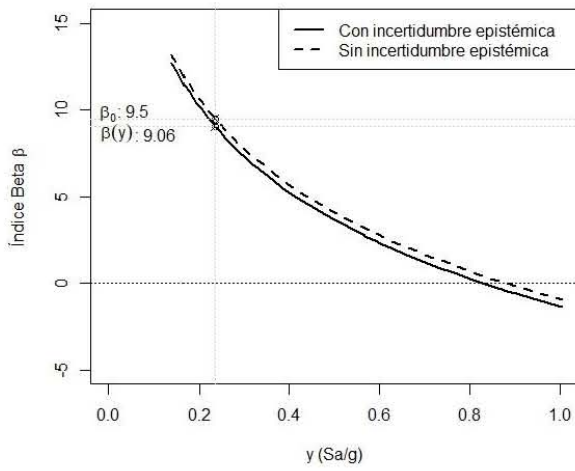
Función de confiabilidad del caso 7 (fe= 0.70)



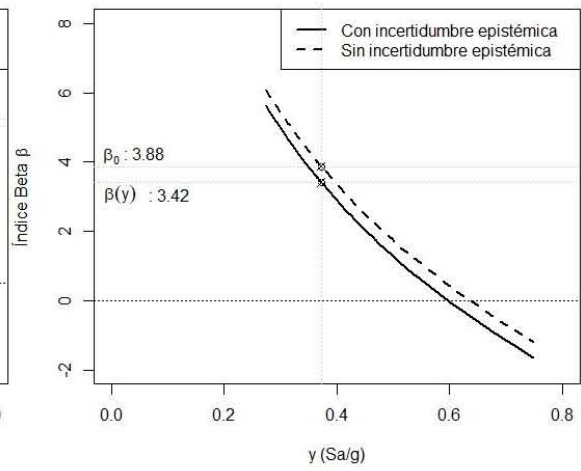
Función de confiabilidad del caso 7 (fe= 1.00)



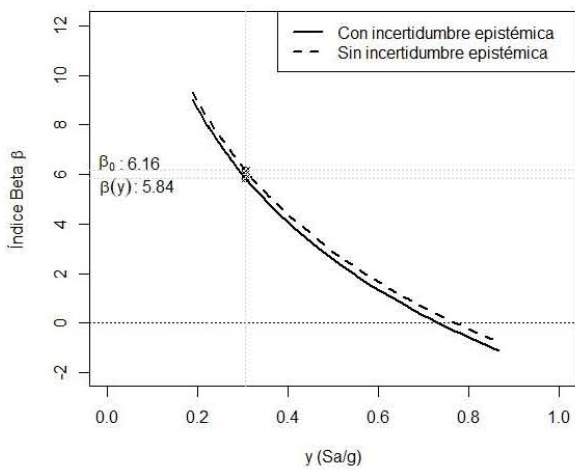
Función de confiabilidad del caso 7 (fe= 1.30)



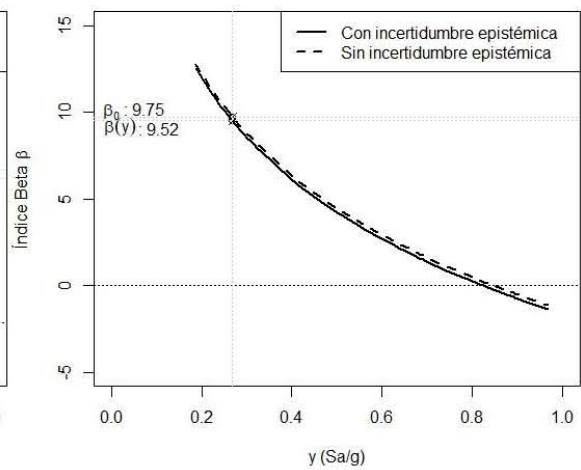
Función de confiabilidad del caso 8 (fe= 0.70)



Función de confiabilidad del caso 8 (fe= 1.00)



Función de confiabilidad del caso 8 (fe= 1.30)



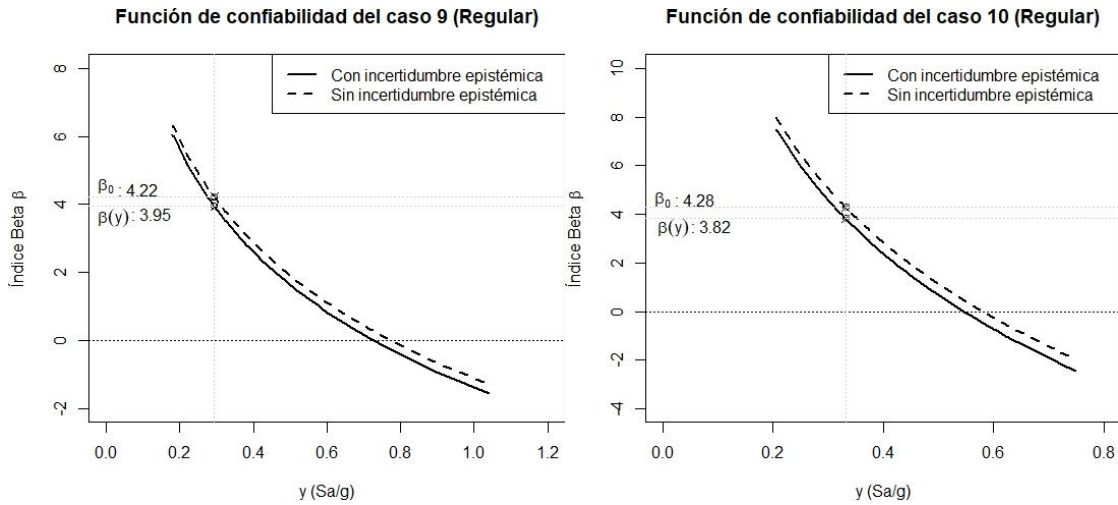


Figura 6.28 Funciones de confiabilidad con y sin considerar la incertidumbre epistémica y de ajuste de los casos estudiados.

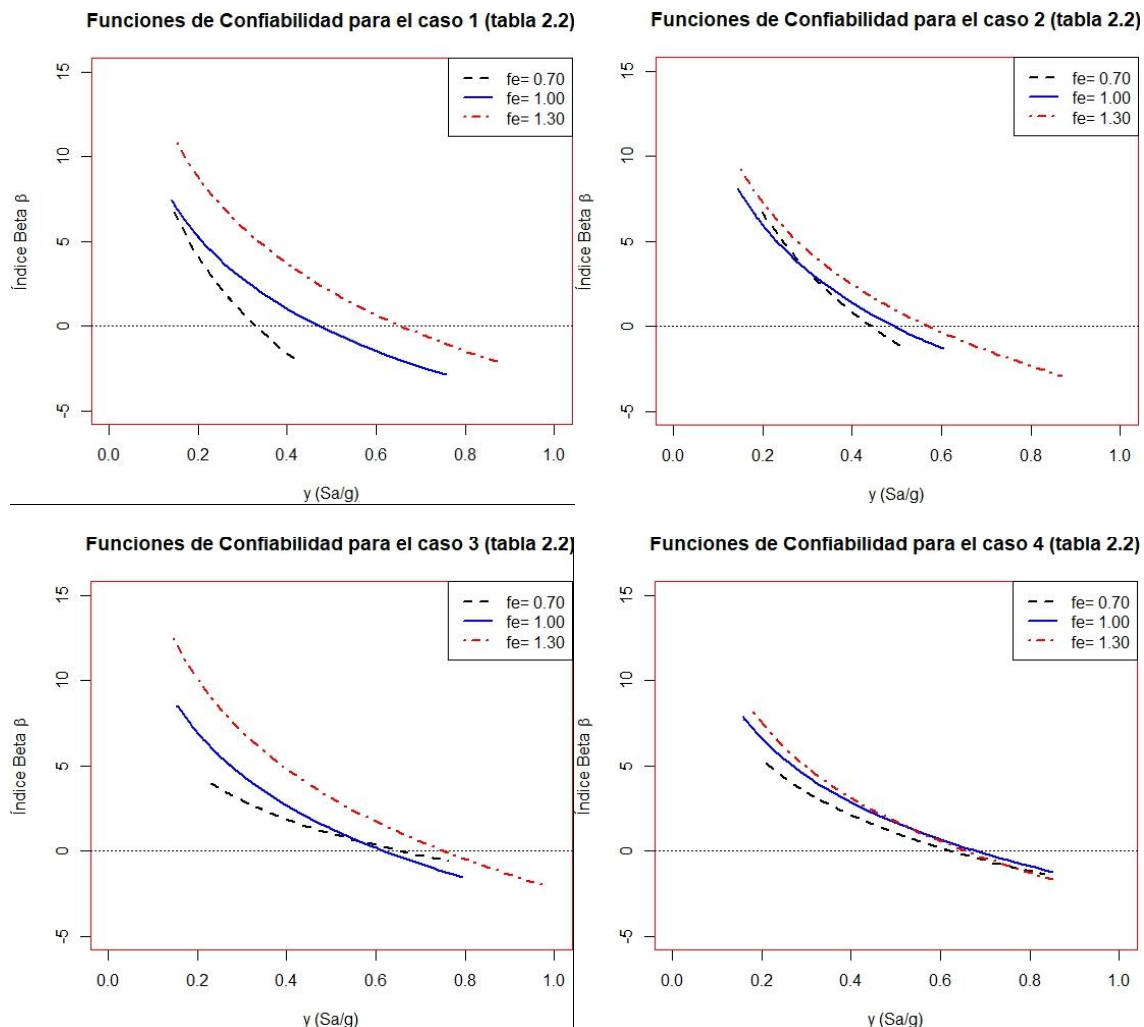
Caso <i>i</i>	<i>c</i>	(<i>h</i> ₁ / <i>h</i>)	(<i>b</i> ₁ / <i>b</i>)	<i>T</i> (seg)	<i>y</i>	β_0	$\beta(y)$
1	0.70	1/3	1/4	1.052	0.264	2.43	1.83
1	1.00	1/3	1/4	0.966	0.229	4.96	4.42
1	1.30	1/3	1/4	0.846	0.209	9.15	8.69
2	0.70	1/3	1/2	1.188	0.312	3.31	2.95
2	1.00	1/3	1/2	1.024	0.254	4.80	4.40
2	1.30	1/3	1/2	0.956	0.265	5.92	5.33
3	0.70	2/3	1/4	1.193	0.313	3.10	2.81
3	1.00	2/3	1/4	1.063	0.267	5.48	5.17
3	1.30	2/3	1/4	1.020	0.252	8.66	8.32
4	0.70	2/3	1/2	1.235	0.332	3.61	3.00
4	1.00	2/3	1/2	1.086	0.277	5.18	4.84
4	1.30	2/3	1/2	1.029	0.256	6.43	5.96
5	0.70	1/3	1/4	1.160	0.303	2.48	1.91
5	1.00	1/3	1/4	1.084	0.276	5.47	5.16
5	1.30	1/3	1/4	1.057	0.266	8.34	8.07
6	0.70	1/3	1/2	1.321	0.375	3.56	2.51
6	1.00	1/3	1/2	1.164	0.299	7.29	6.58
6	1.30	1/3	1/2	1.092	0.243	9.81	9.14
7	0.70	2/3	1/4	1.196	0.314	3.62	3.10
7	1.00	2/3	1/4	1.075	0.273	6.81	6.47
7	1.30	2/3	1/4	0.977	0.235	9.50	9.06
8	0.70	2/3	1/2	1.317	0.372	3.88	3.42
8	1.00	2/3	1/2	1.175	0.305	6.16	5.84
8	1.30	2/3	1/2	1.063	0.268	9.75	9.52
9	1.00	1.0	1.0	1.135	0.294	4.22	3.95
10	1.00	1.0	1.0	1.233	0.331	4.28	3.82

Tabla 6.2 Valores de los índices de confiabilidad considerando las incertidumbres epistémicas y de ajuste para una intensidad y dado un periodo de retorno de $T_R=250$ años.

En la tabla 6.2 y figura 6.28 se puede observar los valores de los índices de confiabilidad cuando se consideran la influencia de las incertidumbres epistémicas y de ajuste arriba descritas, en dichos valores es posible notar el decremento existente en el índice de confiabilidad β , esta disminución se

debe a los errores existentes en los modelos de distribución probabilistas y sus parámetros seleccionados para estimar las funciones de confiabilidad.

En la figura 6.29 se muestra una comparación de las funciones de confiabilidad de los sistemas irregulares de los casos de estudio 1 al 4 para los sistemas irregulares considerando las incertidumbres epistémicas y de ajuste, mientras que, en la figura 6.30 se muestran las funciones de confiabilidad estimadas para los sistemas regulares de referencia; en las figuras de las funciones de confiabilidad de los sistemas irregulares se observa que la función de confiabilidad para la estructura diseñada con un espectro de diseño sin modificar (1.0) tiene menor confiabilidad que la diseñada con un espectro de diseño modificado por un factor de escala de 1.3 pero su confiabilidad es mayor que la estructura diseñada con un espectro de diseño modificado por un factor de 0.7. Esto se debe a que al disminuir o aumentar la ordenada espectral de diseño con factores de escala de 0.7 y 1.3 se modifican las secciones transversales de las vigas, columnas y muros de cortante, lo que afecta la resistencia y la rigidez de los elementos estructurales y, por lo tanto, las de la estructura.



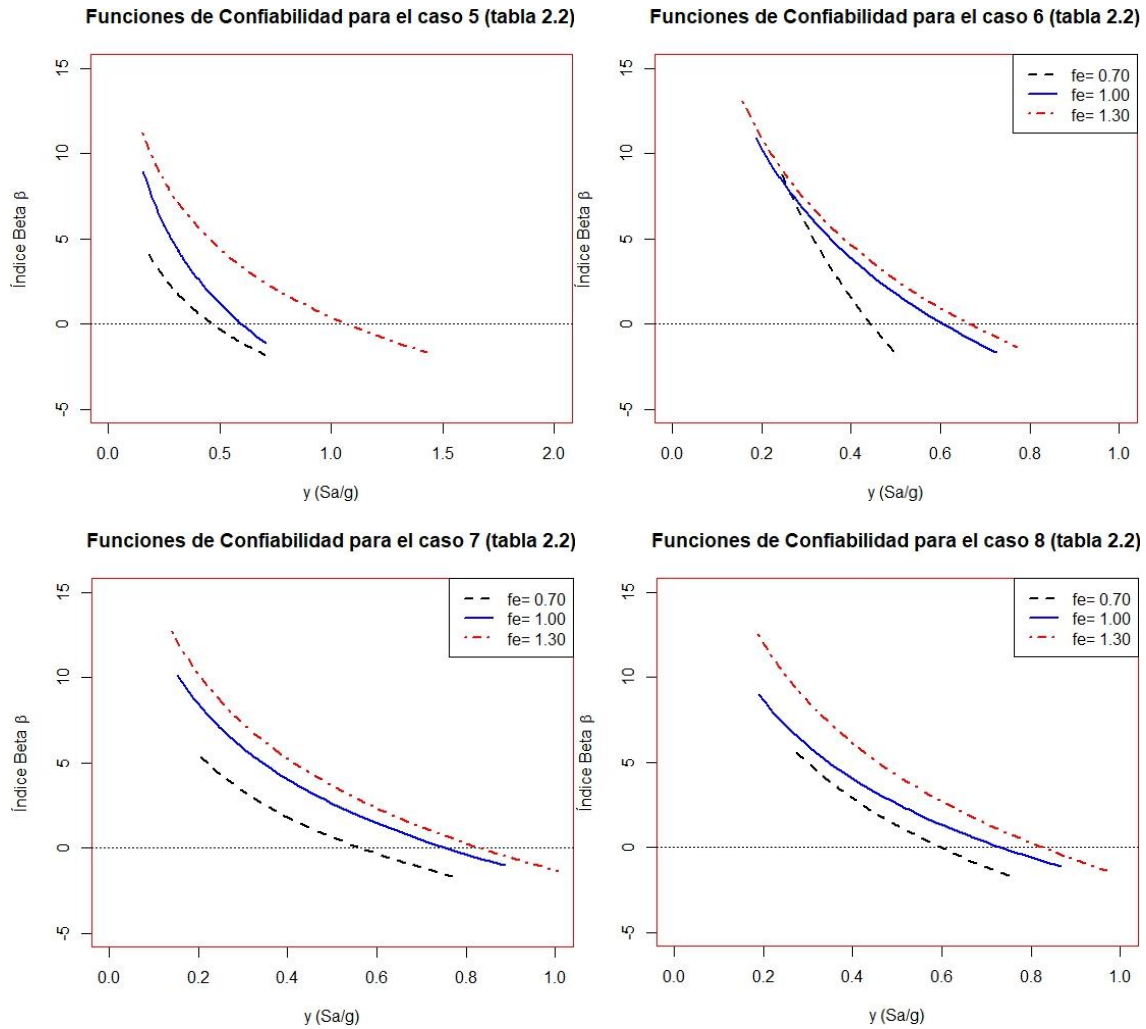


Figura 6.29 Comparación de las funciones de confiabilidad para los sistemas irregulares de los casos de estudio 1 al 8.

En la figura 6.30 se presenta una comparativa entre las funciones de confiabilidad obtenidas para los casos 9 y 10 diseñados estructuralmente de manera convencional y que corresponden a los sistemas regulares de referencia de los edificios de 9 y 15 niveles respectivamente; en dichas funciones se puede observar que la mayor confiabilidad para intensidades altas se obtiene para el caso 10 (Edificio de 15 niveles con muros concreto reforzado), esto puede deberse a la rigidez adicional que proporcionan los muros de concreto al sistema estructural, además que las secciones transversales de las columnas son más robustas en comparación con las columnas del caso 9 (Edificio de 9 niveles).

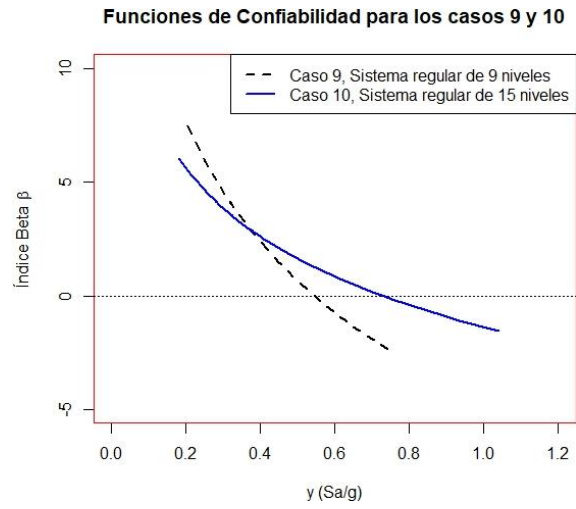


Figura 6.30 Comparación entre las funciones de confiabilidad correspondientes a los sistemas regulares de referencia de los casos 9 y 10.

7.0 Resultados analíticos

Una vez realizados los análisis de confiabilidad, se utilizarán las funciones de confiabilidad que consideran las incertidumbres epistémicas y de ajuste para obtener criterios de diseño sísmico de acuerdo a 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 este estudio se utiliza una función de ajuste que incluye parámetros geométricos y coeficientes de reducción del factor de comportamiento no lineal Q.

7.1 Obtención de factores correctivos para lograr metas pre-establecidas de confiabilidad

Con la finalidad de obtener factores de corrección a espectros de diseño para lograr niveles pre-establecidos de confiabilidad, es necesario contar con las funciones de confiabilidad de los sistemas irregulares y las funciones de confiabilidad de los sistemas regulares, tomando estos últimos como objetivos. Lo anterior se plantea de la siguiente forma:

1. Se tiene conocimiento del espectro de diseño sin modificar (ver figura 7.1) 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 a una intensidad "y" para un periodo de retorno T_R . Esta intensidad se medirá para el periodo fundamental de la estructura; para este estudio 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 0.70, 1.00 y 1.30 (ver figura 7.2). 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 7.3).
3. El punto anterior se aplica de la misma forma para encontrar la confiabilidad β_{ER} del sistema regular (ver figura 7.3), teniendo en cuenta que el espectro de diseño no se ha modificado; 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 respectivamente.
5. A la pareja de valores definidos en el punto anterior se le ajustará una expresión de la siguiente forma:

$$\beta(c) = \beta_1 + bc + ac/(1 + c) \quad 7.1$$

De la expresión anterior, a y b son parámetros desconocidos a determinar en el ajuste, c corresponde los valores de c_1, c_2 y c_3 .

- Con la función de ajuste se determina el factor correctivo asociado a la confiabilidad β_{ER} determinado en el punto 3. 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 7.4).

Las figuras 7.1 a la 7.4 son esquemáticas e ilustrativas de acuerdo con el procedimiento planteado en los incisos anteriores.

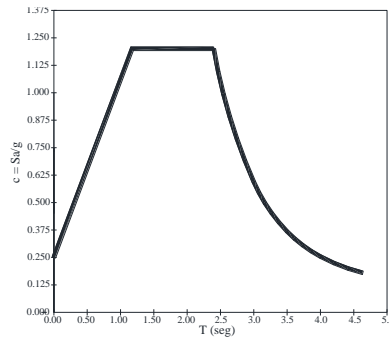


Figura 7.1 Espectro de diseño sin modificar

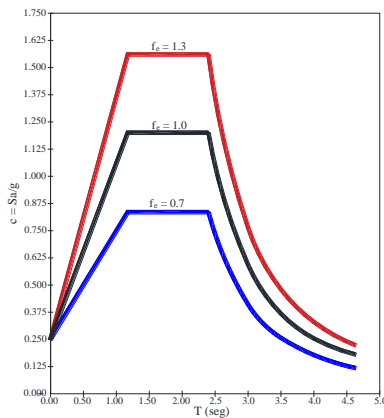


Figura 7.2 Espectros de diseño modificados por un factor de escalamiento $f_e = 0.70, 1.00$ y 1.30 .

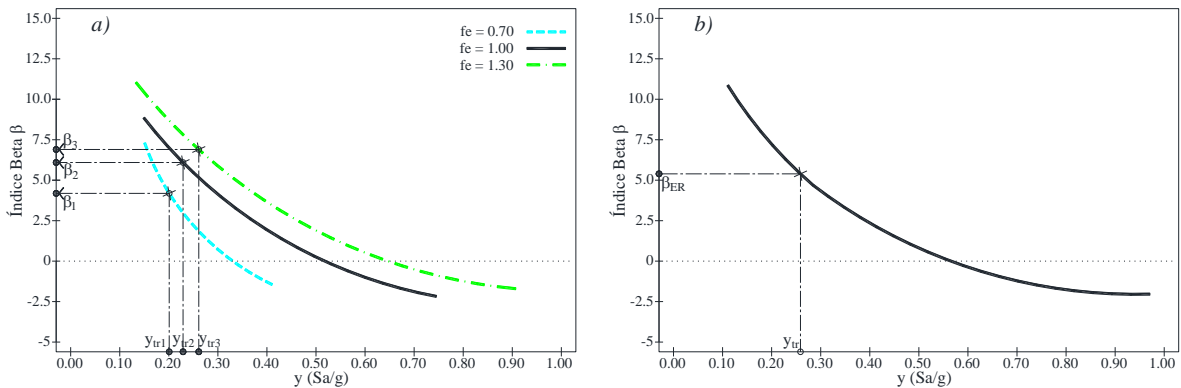


Figura 7.3 a) Función de confiabilidad β ($\beta_1, \beta_2, \beta_3$) para cada una de las estructuras irregulares, b) Estimación de la confiabilidad β (β_{ER}) para la estructura regular.

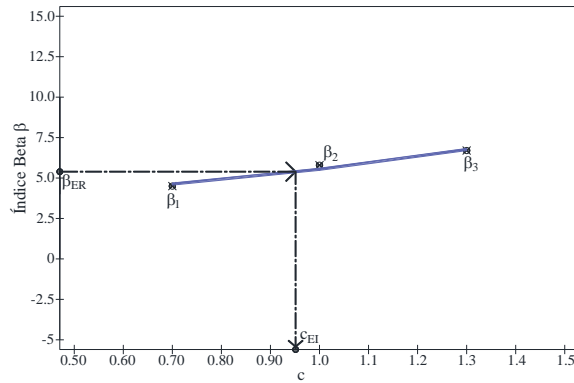
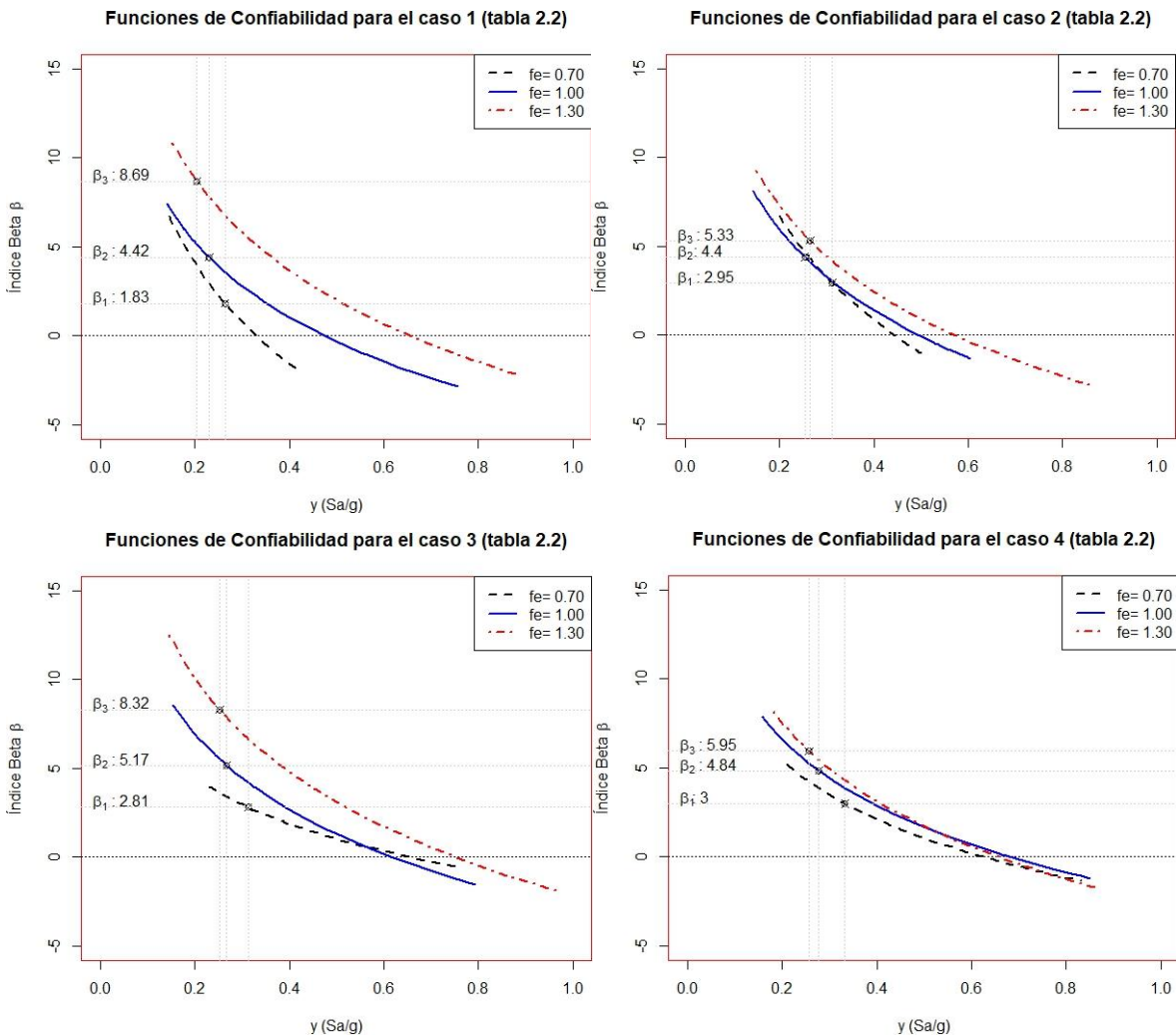


Figura 7.4 Determinación del factor correctivo c_{EI} a partir de la función de ajuste dado en la ecuación 7.1.

En la figura 7.5 se muestran las funciones de confiabilidad obtenidas para las estructuras irregulares con los valores de β obtenidos para una intensidad "y" asociada a un periodo de retorno $T_R = 250$ años, así como las funciones de confiabilidad de los sistemas regulares de referencia.



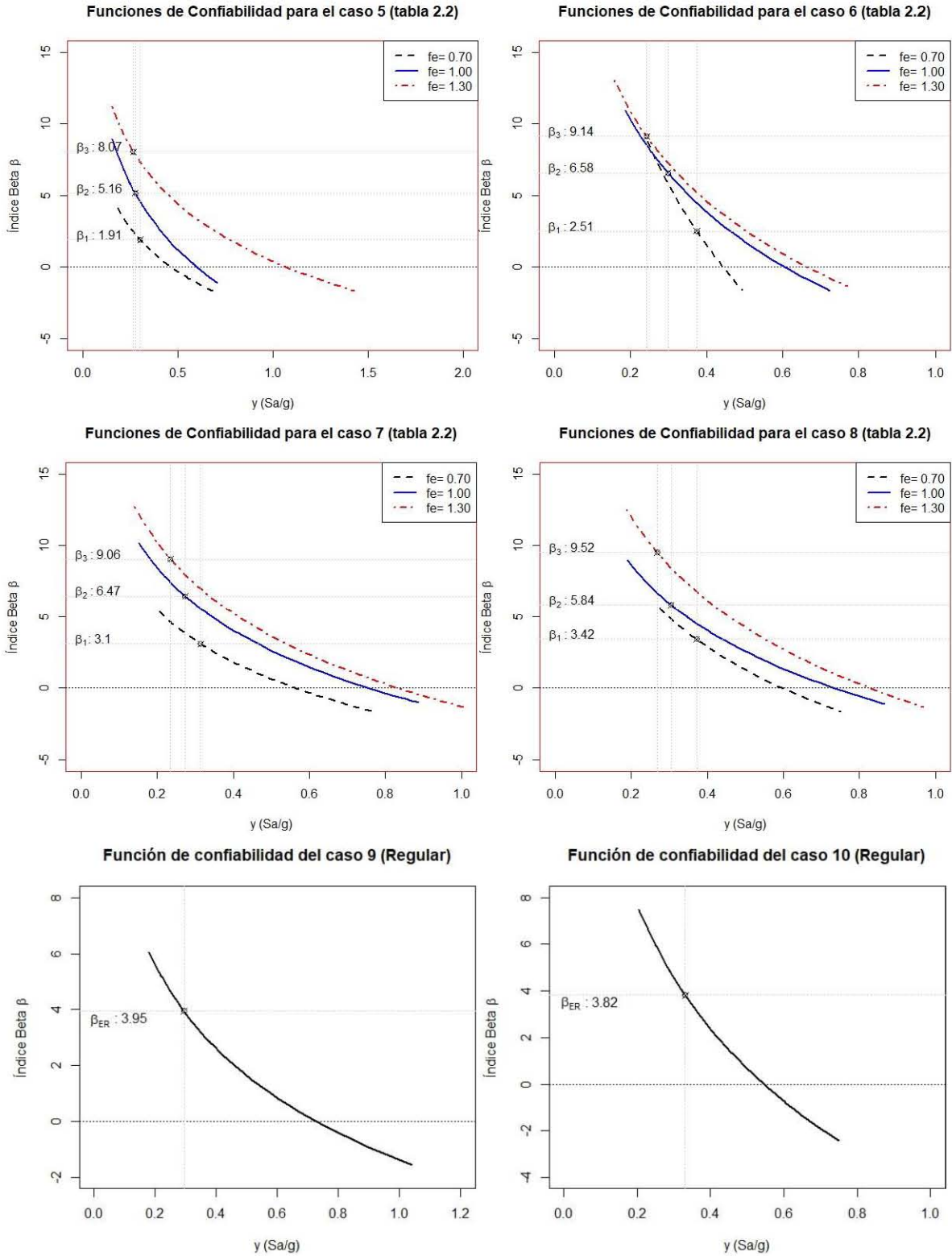
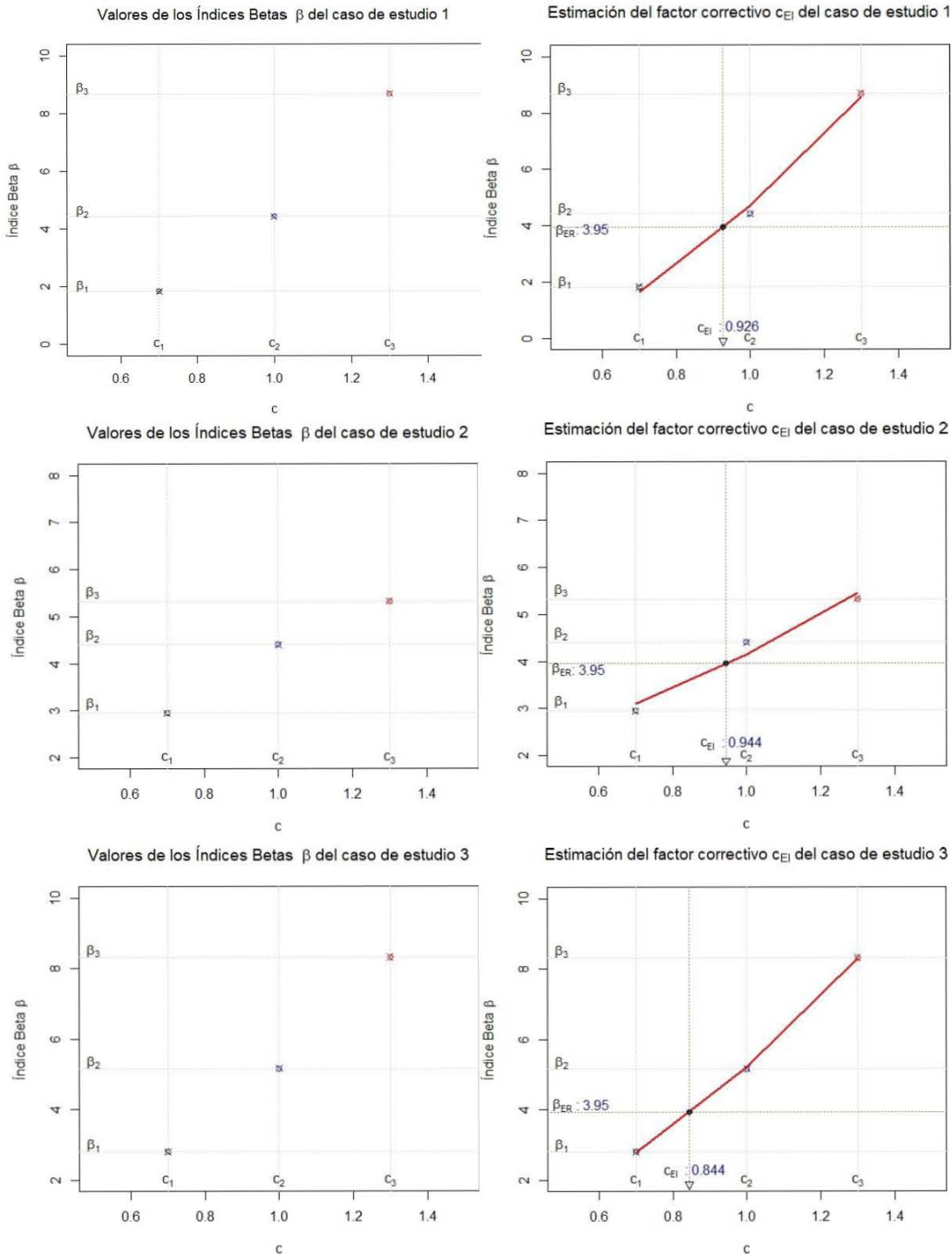
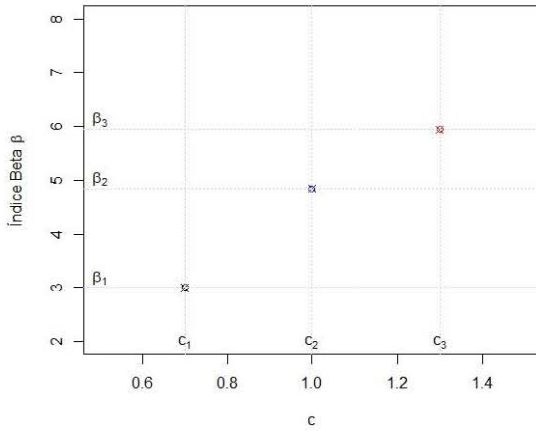


Figura 7.5 Funciones de Confiabilidad β para los sistemas irregulares y regulares de referencia (casos 1 al 10).

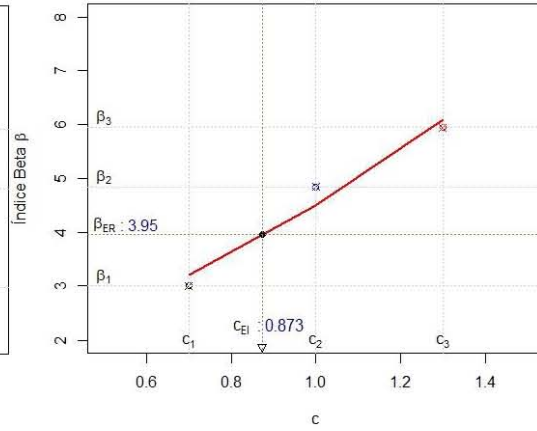
La figura 7.6 muestra en la parte a) los valores de los índices β de las estructuras irregulares de los casos estudiados vs los coeficientes c que multiplican a la ordenada de la meseta del espectro de diseño sin modificar. La parte b) presenta el ajuste realizado con la expresión 7.1 a los pares de valores β vs c y el valor obtenido del factor correctivo c_{EI} asociado a la confiabilidad β_{ER} de la estructura regular para un periodo de retorno $T_R = 250$ años.



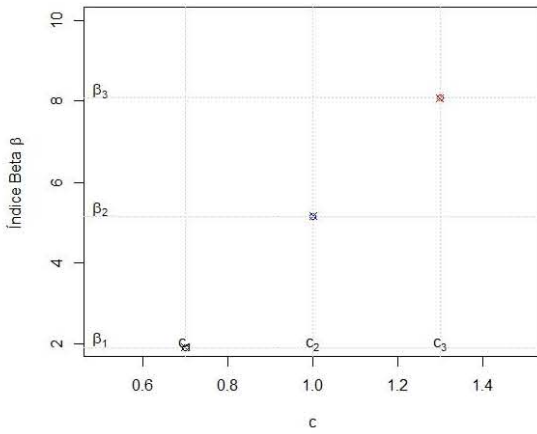
Valores de los Índices Betas β del caso de estudio 4



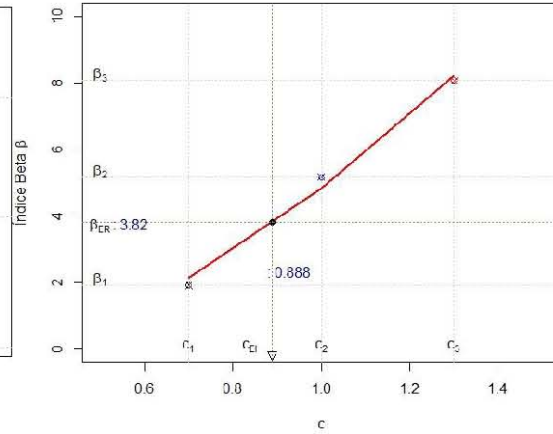
Estimación del factor correctivo c_{EI} del caso de estudio 4



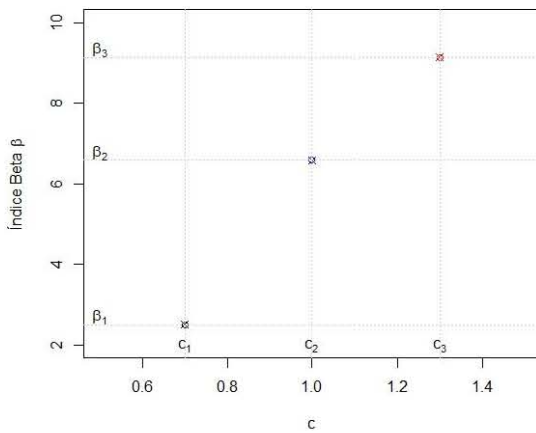
Valores de los Índices Betas β del caso de estudio 5



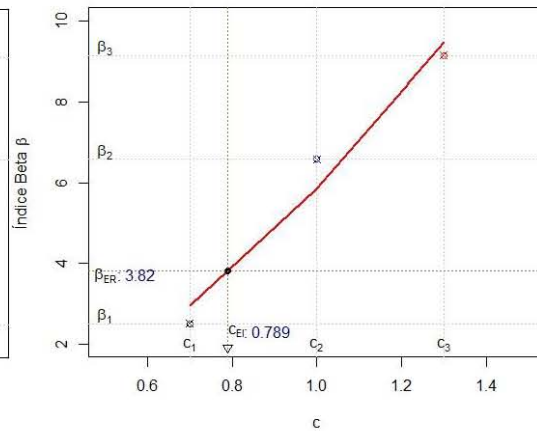
Estimación del factor correctivo c_{EI} del caso de estudio 5



Valores de los Índices Betas β del caso de estudio 6



Estimación del factor correctivo c_{EI} del caso de estudio 6



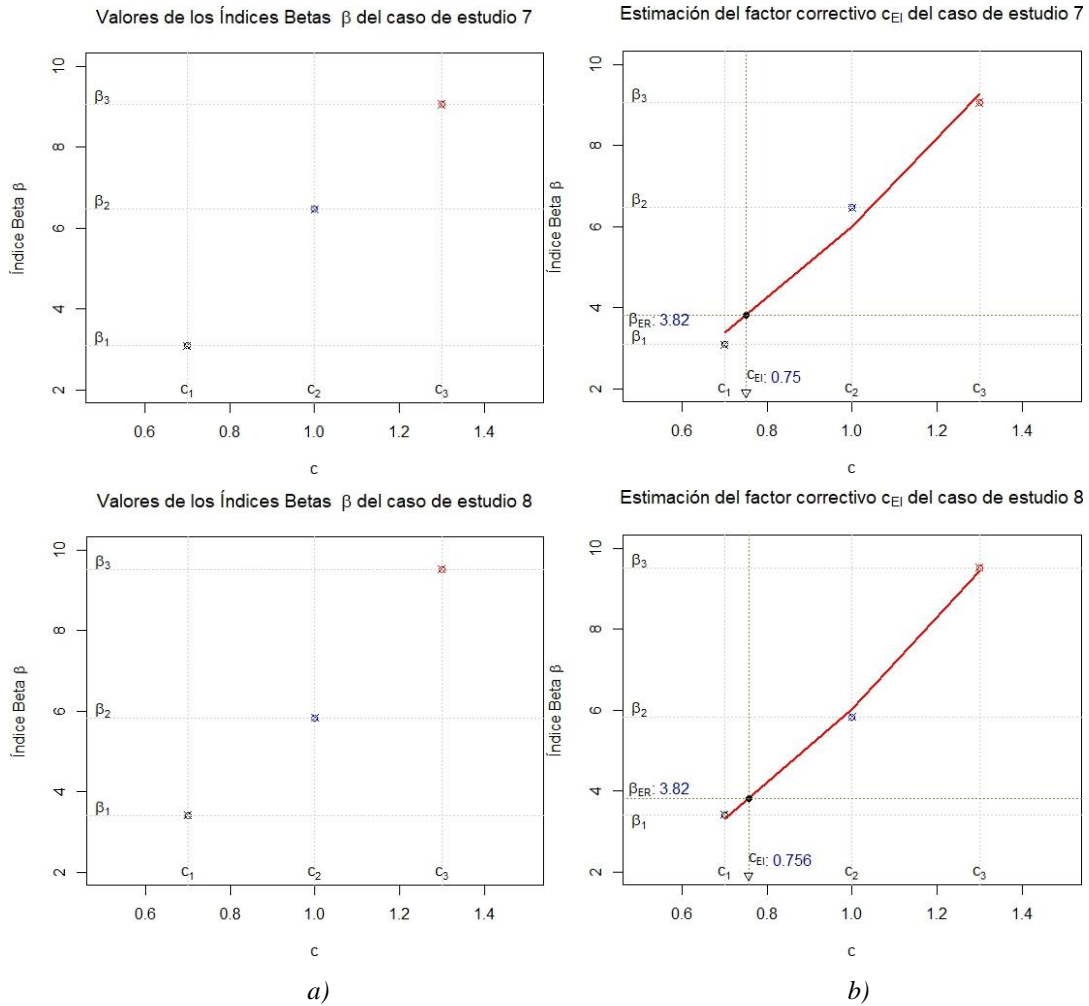


Figura 7.6 Factor correctivo c_{EI} para las estructuras irregulares.

7.2 Selección de parámetros

- Parámetros geométricos.

Las dos familias de edificios de 9 y 15 niveles considerados en este estudio tienen la particularidad de que sus dimensiones en planta son variables en la altura; por lo tanto, los parámetros geométricos son: h , h_1 , b y b_1 , tal como se muestra en la figura 7.7. Para el análisis paramétrico se tomaron en cuenta las relaciones h_1/h y b_1/b . Los parámetros geométricos y las relaciones geométricas propuestas para los diversos sistemas estructurales se muestran en la tabla 7.1; estas variables son tomadas de la tabla 2.2 del capítulo 2.

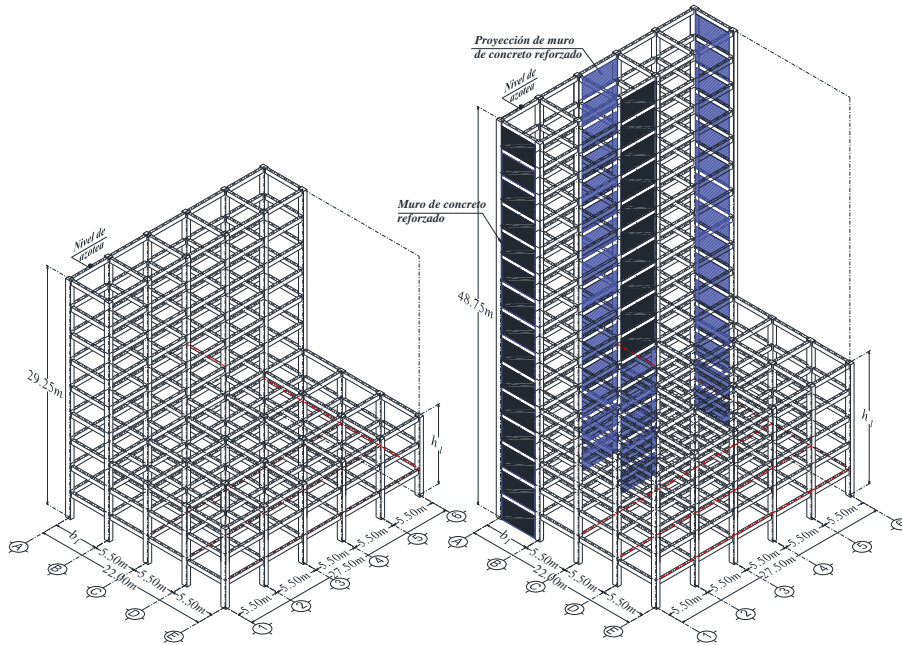


Figura 7.7 Parámetros geométricos en los edificios irregulares de 9 y 15 niveles.

No. de niveles	h (m)	b (m)	h_1/h	b_1/b
9	29.25	22.00	1.0, 2/3, 1/3	1.0, 1/2, 1/4
15	48.75	22.00	1.0, 2/3, 1/3	1.0, 1/2, 1/4

Tabla 7.1 Relaciones propuestas para las diferentes variables geométricas de los sistemas irregulares considerados.

7.3 Función de ajuste propuesta

En la tabla 7.2 se muestran los factores correctivos c_{EI} obtenidos para los sistemas irregulares y los sistemas regulares de referencia de acuerdo con el procedimiento mencionado en el inciso 7.1. Los valores c_{EI} se obtuvieron de forma particular para cada caso de estudio (ver tabla 2.2) y se utilizaron para formular una función de ajuste que involucrara los parámetros geométricos y factores correctivos, con el objetivo de estimar valores c_{EI} que puedan aplicarse a estructuras irregulares para obtener ordenadas del espectro de diseño que nos conduzcan a niveles de confiabilidad similares a los que se tendrían en estructuras regulares.

Caso i	c	(h_1/h)	(b_1/b)	T (seg)	y_{tr}	β	β_{ER}	c_{EI}
1	0.70	1/3	1/4	1.052	0.264	1.83	-----	0.926
1	1.00	1/3	1/4	0.966	0.229	4.42	-----	
1	1.30	1/3	1/4	0.846	0.209	8.69	-----	
2	0.70	1/3	1/2	1.188	0.312	2.95	-----	0.944
2	1.00	1/3	1/2	1.024	0.254	4.40	-----	
2	1.30	1/3	1/2	0.956	0.265	5.33	-----	
3	0.70	2/3	1/4	1.193	0.313	2.81	-----	0.844
3	1.00	2/3	1/4	1.063	0.267	5.17	-----	
3	1.30	2/3	1/4	1.020	0.252	8.32	-----	

Caso i	c	(h_1/h)	(b_1/b)	T (seg)	y_{tr}	β	β_{ER}	c_{EI}
4	0.70	2/3	1/2	1.235	0.332	3.00	-----	
4	1.00	2/3	1/2	1.086	0.277	4.84	-----	0.873
4	1.30	2/3	1/2	1.029	0.256	5.95	-----	
5	0.70	1/3	1/4	1.160	0.303	1.91	-----	
5	1.00	1/3	1/4	1.084	0.276	5.16	-----	0.888
5	1.30	1/3	1/4	1.057	0.266	8.07	-----	
6	0.70	1/3	1/2	1.321	0.375	2.51	-----	
6	1.00	1/3	1/2	1.164	0.299	6.58	-----	0.789
6	1.30	1/3	1/2	1.092	0.243	9.14	-----	
7	0.70	2/3	1/4	1.196	0.314	3.10	-----	
7	1.00	2/3	1/4	1.075	0.273	6.47	-----	0.750
7	1.30	2/3	1/4	0.977	0.235	9.06	-----	
8	0.70	2/3	1/2	1.317	0.372	3.42	-----	
8	1.00	2/3	1/2	1.175	0.305	5.84	-----	0.756
8	1.30	2/3	1/2	1.063	0.268	9.52	-----	
9	1.00	1.0	1.0	1.135	0.294	----	3.95	1.000
10	1.00	1.0	1.0	1.233	0.331	----	3.82	1.000

Tabla 7.2 Factores correctivos c_{EI} para cada caso de estudio.

Como se mencionó arriba para determinar los factores correctivos es necesario contar con una función de ajuste que considere los parámetros geométricos y factores correctivos mostrados en la tabla 7.2. Por lo tanto, para la dispersión de valores (h_1/h) vs c_{EI} y (b_1/b) vs c_{EI} de la tabla 7.2, se propuso una función tridimensional de ajuste que relaciona las variables independientes (h_1/h) y (b_1/b) con la variable dependiente c_{EI} . Para esto, se propone la siguiente función:

$$c_{EI_i} = A + B(x_{1i}) + C(x_{1i}^2) + D(x_{2i}) + E(x_{2i}^2) \quad 7.2$$

En donde:

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

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

$$x_{1i} = (h_1/h)_i, x_{2i} = (b_1/b)_i$$

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:

$$A + B + C + D + E = 1 \quad 7.3$$

En la figura 7.8 se muestran diferentes vistas de las gráficas de ajuste obtenidas de acuerdo con la función 7.2, mientras que en la tabla 7.3 se presentan los valores de los factores correctivos c_{EI} ajustados para cada caso en estudio.

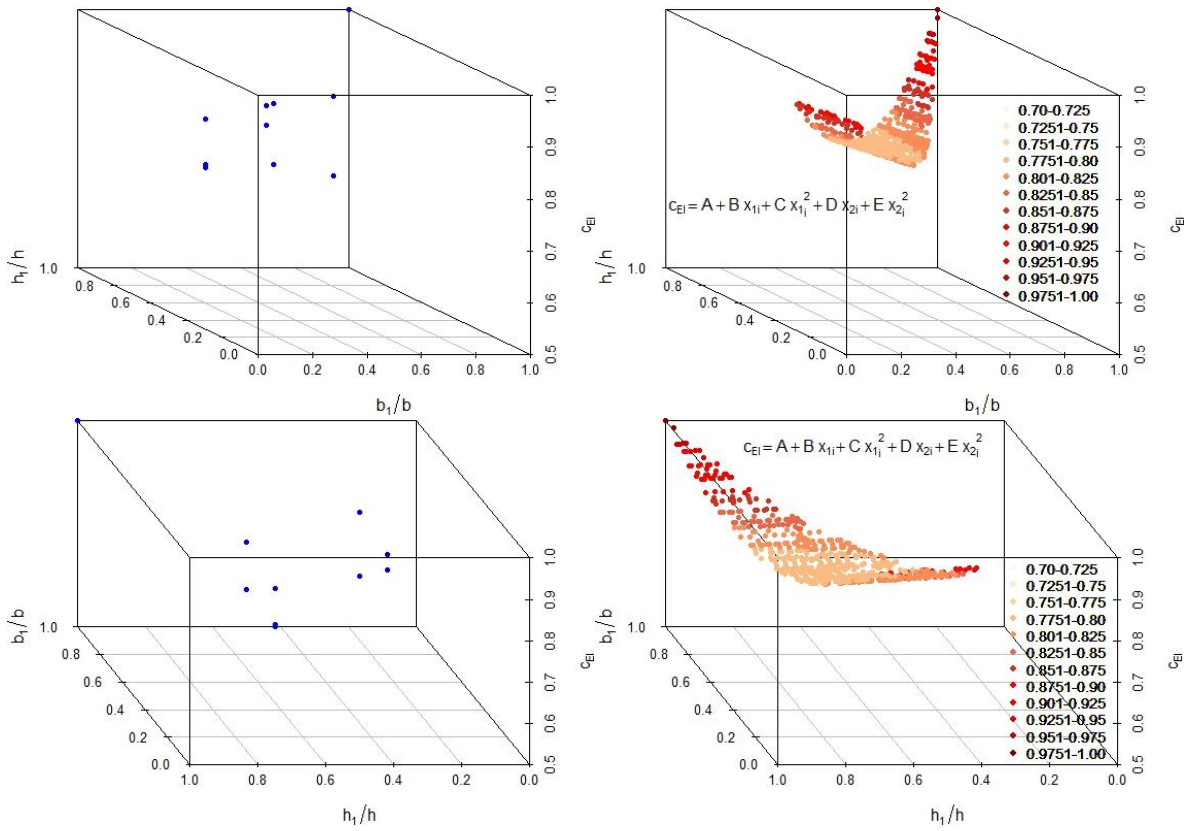


Figura 7.8 Graficas del ajuste tridimensional con coeficientes $A= 1.290$, $B= -1.611$, $C= 1.369$, $D= -0.048$ y $E= 0$.

Los rangos de los puntos que forman la superficie de ajuste de las gráficas arriba mostradas varían en las ordenadas de 0.7 a 1.0, mientras que los valores de las abscisas para el caso de h_1/h toman valores 0.33 a 1.0 y para b_1/b de 0.25 a 1.0. De acuerdo con la tendencia polinómica presentada en la figura 7.8 se puede observar que la función 7.2 ajusta de manera adecuada los valores (h_1/h) y (b_1/b) vs c_{EI} y que además se cumple con la restricción mostrada en la expresión 7.3.

Caso i	c	(h_1/h)	(b_1/b)	T (seg)	Factor correctivo ajustado c_{EI}
1	0.70	1/3	1/4	1.052	
1	1.00	1/3	1/4	0.966	0.893
1	1.30	1/3	1/4	0.846	
2	0.70	1/3	1/2	1.188	
2	1.00	1/3	1/2	1.024	0.881
2	1.30	1/3	1/2	0.956	
3	0.70	2/3	1/4	1.193	
3	1.00	2/3	1/4	1.063	0.812
3	1.30	2/3	1/4	1.020	
4	0.70	2/3	1/2	1.235	
4	1.00	2/3	1/2	1.086	0.800
4	1.30	2/3	1/2	1.029	
5	0.70	1/3	1/4	1.160	
5	1.00	1/3	1/4	1.084	0.893

Caso i	c	(h_1/h)	(b_1/b)	T (seg)	Factor correctivo ajustado c_{EI}
5	1.30	1/3	1/4	1.057	
6	0.70	1/3	1/2	1.321	
6	1.00	1/3	1/2	1.164	0.881
6	1.30	1/3	1/2	1.092	
7	0.70	2/3	1/4	1.196	
7	1.00	2/3	1/4	1.075	0.812
7	1.30	2/3	1/4	0.977	
8	0.70	2/3	1/2	1.317	
8	1.00	2/3	1/2	1.175	0.800
8	1.30	2/3	1/2	1.063	
9	1.00	1.0	1.0	1.135	1.000
10	1.00	1.0	1.0	1.233	1.000

Tabla 7.3 Factores correctivos c_{EI} ajustados con la función 7.2.

Los valores c_{EI} ajustados que se emplearían para modificar el espectro de diseño mediante la multiplicación de este factor correctivo por la relación c/Q' se presentan en la tabla 7.3. Con la aplicación de estos factores correctivos c_{EI} obtenidos del ajuste probabilístico es posible obtener en las estructuras irregulares (casos 1 al 8) de cada caso específico de este estudio niveles de confiabilidad similares a los sistemas regulares de referencia (casos 9 y 10).

8.0 Conclusiones

Se estudiaron dos familias de estructuras irregulares de 9 y 15 niveles; cada familia cuenta con un sistema regular de referencia. Los sistemas irregulares se caracterizan por la variación de sus dimensiones geométricas en planta y altura; para cada familia de estructuras irregulares se estudiaron 4 casos representados cada uno por 3 estructuras diseñadas con diferentes ordenadas espectrales ($f_e = 0.70, 1.00$ y 1.30). Se utilizó para diseño estructural un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ para la primera familia y $Q=3$ en la segunda. Las estructuras regulares de referencia fueron diseñadas estructuralmente de manera convencional de acuerdo a las NTCDCEC-RCDF y NTCDS-RCDF 2004.

Para obtener las funciones de confiabilidad de cada caso estudiado se realizaron análisis dinámicos no lineales de estructuras tridimensionales simuladas con variación en sus incertidumbres, tales como: propiedades mecánicas de los materiales, propiedades geométricas de las secciones transversales, cargas muertas y cargas vivas. Cada estructura fue sometida a un par de componentes sísmicas simultáneas ortogonales simuladas de acuerdo con la metodología de Esteva e Ismael (2004). Los análisis dinámicos no lineales fueron realizados bajo el concepto de distribución de plasticidad uniforme; en donde se caracteriza la sección transversal en fibras a lo largo del elemento; para esto se empleó el software libre Opensees.

De los resultados de los análisis no lineales se tomaron como medida global de daño las curvas de histéresis en ambas direcciones obtenidas en el centro de masa de la azotea del edificio. A partir de estas curvas se obtuvieron los indicadores de seguridad I_{RRS} . Con los I_{RRS} se realizó 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 Esteva y Díaz (2009). Las funciones de confiabilidad para los sistemas regulares de referencia fueron obtenidas de la misma manera que las estructuras irregulares.

Con las funciones de confiabilidad de cada caso de estudio se obtuvieron índices β correspondientes a una intensidad “ y ” para un periodo de retorno de 250 años. Con los índices β se determinaron los factores correctivos para cada caso de estudio de acuerdo con la metodología presentada en el inciso 7.1. Los factores correctivos presentados en la tabla 7.2 se obtuvieron de manera particular; por lo que, no son valores representativos obtenidos de una muestra global que involucre las dos familias estudiadas; Por lo tanto, se propuso una función de ajuste para obtener factores correctivos c_{EI} de manera conjunta.

Acorde con la dispersión de valores (h_1/h) , (b_1/b) y c_{EI} que se presentan en la tabla 7.2 se propuso una función de ajuste tridimensional representativa de la muestra de datos; esta función se representa con la expresión 7.2. Con la función propuesta se obtuvieron nuevos factores correctivos c_{EI} , los cuales se muestran en la tabla 7.3. Los coeficientes de ajustes obtenidos de la función son $A= 1.290$, $B= -1.611$, $C= 1.369$, $D= -0.048$ y $E= 0$, dichos valores cumplen con la condición planteada en la expresión 7.3.

Los factores correctivos resultantes c_{EI} son aplicables a las estructuras irregulares de los casos tratados en este estudio. Los valores obtenidos con la función de ajuste y presentados en la tabla 7.3 son aplicables 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 los factores correctivos c_{EI} por la relación c/Q , tal como se muestra en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCDS-RCDF, 2004).

De acuerdo con la gráfica de la figura 7.8 los valores de c_{EI} son crecientes y alcanzan un máximo de 1.00, para el caso del sistema regular de referencia. A partir de este punto, el valor del factor c_{EI} permanece constante. El intervalo de la superficie de ajuste en el eje vertical varía de 0.70 a 1.00 y cuando se presentan los casos estudiados estos toman valores como los presentados en la tabla siguiente.

Caso i	Factor correctivo c_{EI}	$1/c_{EI}$
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	1.00	1.00
10	1.00	1.00

Tabla 8.1 Factores correctivos ajustados de los casos estudiados (extraídos de la tabla 7.3).

En la tabla anterior se puede observar que los factores correctivos c_{EI} se encuentran en un intervalo de 0.80 a 0.90. Al observar los recíprocos de los factores c_{EI} ($1/c_{EI}$) mostrados en la tabla 8.1 y al compararlos directamente con los factores de irregularidad de 0.7, 0.8 y 0.9 que se encuentran en las NTCDS-RCDF 2004 se puede observar que los valores de $1/c_{EI}$, son mayores que 1.00 y que difieren de los valores especificados en dichas normas. Por lo tanto, si afectamos el espectro de diseño por estos factores mayores que 1.00 nos conduciría a obtener ordenadas espectrales de diseño menores a la original. Lo anterior puede deberse a que en el diseño estructural de las estructuras irregulares ya se contemplan los efectos de torsión y por lo tanto para estructuras con excentricidades torsionales no es necesario aplicar los factores correctivos, tal como se marca en el Reglamento de construcciones de la Ciudad de México. Además, 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.

Este estudio presentaba un avance significativo cuando se publicaron en diciembre del 2017 las recientes Normas Técnicas Complementarias de la CDMX (NTC-CDMX, 2017); por lo tanto, no fue posible actualizar los diseños estructurales, simulaciones de propiedades mecánicas de los materiales y excitaciones sísmicas, análisis dinámicos no lineales, funciones de confiabilidad y procesamiento de resultados, etc. Lo anterior fue debido al tiempo que implicaría realizar todas estas modificaciones

en todos los casos de estudio. Los resultados obtenidos en este estudio no son aplicables a las recientes NTC-CDMX, 2017 y para trabajos posteriores se deberán utilizar las especificaciones y criterios de diseño que se presentan en dichas normas.

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 y con ello dar recomendaciones específicas de valores de factores correctivos dependiendo del tipo de irregularidad manifiesta en la estructura.

9.0 Referencias

Alamilla J. L., (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aperticadas". PhD thesis, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar S/N, Ciudad Universitaria.

Alamilla J., Esteva L., García-Pérez J. and Díaz-Lopez O., (2001a), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance", *Journal of Seismology*, 5: 1-21.

Avilés J., Pérez-Rocha y Esteva L., (2004), "Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura", *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 71 1-36, México D.F.

Bazzurro P., Cornell, A., (2004), "Nonlinear soil-site effects in probabilistic seismic-hazard analysis". *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94 (6) 2110-2123.

Ellingwood B., Galambos T., MacGregor J., and Cornell A., (1980), "Development of a probability based load criterion for american national standard a58". Technical report, National Bureau of Standards, Washington, D.C., 222 pp.

Corona G., (2007), "ECOgcW", Programa de análisis y diseño de edificios de concreto ECOgcW, g.c. ingeniería y diseño, S.C.

Cornell A., (1969), "A probability-based structural code". *Journal of the American Concrete Institute*, 66 (12), 974-985.

Esteva L. and Ruiz S., (1989), "Seismic Failure Rates of Multistory Frames", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, volumen 115, No.2, febrero, pp. 268-284.

Díaz-López O. and Esteva, L., (2006), "Seismic reliability analysis of complex nonlinear systems, using secant-stiffnessreduction indicators". *Proc.First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland.

Esteva L, Díaz-López O, García-Pérez J. (2001), "Reliability functions for earthquake resistant design," *Reliability Engineering and System Safety*, Vol. 73, pp. 239-262.

Esteva L., Díaz-López O. y García-Pérez J., (2010), "Manual de lineamientos para identificar sistemas que ameritan evaluación, para determinar sus niveles de vulnerabilidad y riesgo y para decidir sobre acciones pertinentes de demolición o rehabilitación" Estudio realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con el patrocinio de la Secretaría de Protección Civil del Gobierno del Distrito Federal.

Esteva L. y Ismael E., (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. and Díaz-López, O., (2006), "Seismic reliability functions for complex systems based on a secant-stiffness reduction index". *Proc13th.IFIP WG7.5 Working Conference.Kobe, Japan*, 83-90.

- Esteva L. and Díaz-López, O., (2009), "About efficient estimation of the seismic reliability functions of complex structural systems", ICOSAR, International Conference On Structural Safety and Reliability, Osaka, Japón (2009).
- Filippou F., Popov E., Bertero V., (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. and Pinto, P., (1970), "El comportamiento del cemento armado per sollecitazioni cicliche di forte intensità." *Giornale del Genio Civile*, Maggio.
- Hoshikuma J., Kawashima, Nagaya K. and Taylor A., (1997), "Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers", *Journal of Structural Engineering*, 123(5), 624-633.
- Ismael E. and Esteva L., (2006), "A hybrid method for simulating strong ground motions records," First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, Paper number 1265.
- Ismael, E., (2010), "Diseño sísmico basado en desempeño y confiabilidad de sistemas marco-muro", Tesis doctoral, División de estudios de posgrado, UNAM.
- Karsan A. and Jirsa O., (1969), "Behavior of Concrete under Compressive Loadings," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 95, pp. 2535-2563.
- Kent, D. and Park, R., (1971), "Inelastic Behaviour of reinforced concrete members with cyclic loading". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. Vol. 4, no. 1, pp. 108-125, Mar, 1971.
- Kiureghian A. and Ditlevsen O., (2009), "Aleatory or epistemic? Does it matter?". *Structural Safety*. Vol. 31, no. 2, pp. 105-112.
- Mander y John B., (1983), "Seismic Design of Bridge Peirs". Tesis Doctoral. Universidad de Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Mazzoni, S., McKenna F., Scott M., and Fenves G., (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>.
- McKenna F., Fenves G., Scott M. and Jeremic B., (2000), "Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)". Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley, CA, 2000.
- Meli, R., Mendoza, C.J. (1991), "Reglas de verificación de calidad del concreto", *Revista de Ingeniería LXI*, México.
- Mendoza, C., (1984), "Propiedades mecánicas de los concretos fabricados en el Distrito Federal", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Mendoza, C., (1991), "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones", *Revista de Construcción y Tecnología, IMCYC*, Vol. III, No. 34, marzo, pp. 611.
- Mirza S. and MacGregor J., (1979a), "Variations in dimensions of reinforced concrete members". *Journal of the structural division (ASCE)*, 105(ST4):751-766, April.

- Mirza S. and MacGregor J., (1979b), “Variability of mechanical properties of reinforcing bars”. Journal of the structural division (ASCE), 105(ST5):921–937, May.
- Montiel M, Ruiz S. (2007), “Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.36, pp. 1915-1934.
- NTCDS-RCDF, (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”, *Gaceta oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-BIS.
- NTCDCEC-RCDF, (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”, *Gaceta oficial del Distrito Federal*, Tomo I, No. 103-BIS.
- NTC-CDMX, (2017), “Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de construcciones de la Ciudad de México”, *Gaceta oficial de la Ciudad de México*, No. 220-BIS.
- NTCDS-CDMX, (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de construcciones de la Ciudad de México”, *Gaceta oficial de la Ciudad de México*, No. 220-BIS.
- Ordaz M, Arboleda J, Singh S., (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, pp. 1635-1647.
- Panagiotou, M., Restrepo J., Schoettler M. and Kim G. (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.
- Peir J. and Cornell A (1973), “Spatial and temporal variability of live loads”. Journal of the structural division (ASCE), 99(ST5):903–922, May.
- Rangel J. G., Esteva L., (2015). “Reference Manual of Simulation of Buildings SIB Version 1.0” Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Reyes, C., (1999), “El Estado Límite de Servicio en el Diseño Sísmico de Edificios”, Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez M. and Botero J., (1996), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”. Serie azul del Instituto de Ingeniería - UNAM 575, Instituto de Ingeniería - UNAM, Circuito Escolar S/N, Ciudad Universitaria, México D.F., January.
- Scott, B., Park R. and Priestley M., (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.
- Soriano M. and Ruiz S., (1997), “Análisis teórico de cargas vivas en edificios”. Serie azul del Instituto de Ingeniería - UNAM 586, Instituto de Ingeniería - UNAM, Circuito Escolar S/N, Ciudad Universitaria, México D.F., February.

Vamvatsikos D, Cornell C., (2002), "Incremental dynamic analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31 (3), pp. 491-514.

Vasquez, 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, Guadalajara, Jalisco.

Vecchio F., and Collins M., (1986), "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI JOURNAL*, Proceedings V. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 219-231.