

Ing. Risieri Rafael
Ponce Olguín

Evaluación de la respuesta no lineal en edificios irregulares utilizando
el ángulo de incidencia crítica de tres componentes sísmicas

2026



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería

**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL EN EDIFICIOS
IRREGULARES UTILIZANDO EL ÁNGULO DE INCIDENCIA CRÍTICA
DE TRES COMPONENTES SÍSMICAS**

Tesis

Que como parte de los requisitos para
obtener el Grado de

Maestro en Ciencias (Estructuras)

Presenta:

Ing. Risieri Rafael Ponce Olguín

Dirigido por:

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández

Querétaro, Qro., junio de 2026

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ciencias (Estructuras)

Evaluación de la respuesta no lineal en edificios irregulares utilizando el ángulo de incidencia crítica de tres componentes sísmicas

Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestro en Ciencias (Estructuras)

Presenta:

Ing. Risieri Rafael Ponce Olguín

Dirigido por:

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández

Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández
Presidente

Dr. Luis Francisco Pérez Moreno
Secretario

Dr. Iván Fermín Arjona Catzim
Vocal

Dr. Enrique Rico García
Suplente

M. en C. Joaquín Noriega Jiménez
Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.

Junio de 2026

México

DEDICATORIAS

A mis padres, por su amor incondicional, su ejemplo de perseverancia y sus sacrificios silenciosos que me enseñaron a luchar por mis sueños. Gracias por ser mi guía y mi fortaleza.

A Papá Rafa, quien con su sabiduría, su cariño inabarcable y su fe en mí, sembró en mi corazón el valor de trabajar con entrega. Gracias por ser mi inspiración y por todo lo que me enseñaste con tu ejemplo de vida.

A la más increíble y fabulosa Nutrióloga / Novia del mundo Perla Yesenia González Rubio, por tu amor constante, tu apoyo sin reservas y por creer en mí incluso en los momentos en que yo dudaba. Gracias por tu paciencia, tu ternura y por ser mi refugio y mi motor.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por ser mi cimiento y mi motor; gracias por su apoyo incondicional y por enseñarme que el esfuerzo es el único camino al éxito.

A mis hermanos y abuelos, por estar siempre presentes, por sus palabras de aliento y por ser mi refugio en los momentos de cansancio.

A mi novia, por su paciencia infinita, por caminar a mi lado durante este proceso y por ser la alegría que equilibró mis días de estudio.

A mis compañeros, que se convirtieron en amigos; gracias por las risas, las bromas, los debates y por hacer de este camino universitario una experiencia inolvidable.

A mis profesores, quienes no solo me compartieron sus conocimientos en el aula, sino que me inspiraron con su pasión por la investigación. A mis sinodales, Dr. Miguel Ángel Pérez Lara y Hernández, Dr. Luis Francisco Pérez Moreno, Dr. Iván Fermín Arjona Catzim, Dr. Enrique Rico García y M. en C. Joaquín Noriega Jiménez, por su invaluable guía y paciencia durante el desarrollo de este proyecto. Sus observaciones y exigencia académica fueron fundamentales para elevar la calidad de este trabajo.

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a la Secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación (SECIHTI) por el apoyo brindado durante mis estudios de Maestría en Ciencias (Estructuras). Su respaldo fue fundamental para poder dedicarme plenamente a la investigación y culminar esta etapa académica.

Asimismo, extiendo mi gratitud a la Universidad Autónoma de Querétaro, por abrirme sus puertas y ofrecerme un entorno de formación y desarrollo profesional de excelencia.

ÍNDICE GENERAL

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Planteamiento del Problema	4
1.2	Justificación	5
2	ANTECEDENTES	8
2.1	Análisis No Lineal	8
2.2	Estructuras Irregulares	10
2.3	Ángulo de Incidencia Sísmica	12
2.4	Componente Vertical Sísmica	18
2.5	Aportaciones Regionales	19
2.6	Identificación de Vacíos Metodológicos en la Literatura	20
3	FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	22
3.1	Caracterización del Movimiento Sísmico	22
3.1.1	Sismicidad y peligro sísmico en México	23
3.1.2	Acelerogramas y registros multicomponente	25
3.1.3	Espectros de respuesta sísmica	27
3.1.4	Direccionalidad y ángulo de incidencia	30
3.1.5	La componente sísmica vertical	31
3.2	Respuesta No Lineal de Sistemas Estructurales	33
3.2.1	Comportamiento histerético y degradación cíclica	35
3.2.2	Modelación del comportamiento plástico	36
3.2.3	Medidas de respuesta inelástica y daño estructural	37
3.3	Dinámica Estructural y Análisis No Lineal	40
3.3.1	Ecuación general de movimiento	40
3.3.2	Modelación del amortiguamiento dinámico	42
3.3.3	Integración numérica paso a paso	43
3.3.4	Algoritmos de convergencia iterativa	43
3.4	Edificaciones Irregulares y Efectos de Torsión	44
3.4.1	Centro de masa, centro de rigidez y excentricidad	44
3.4.2	Acoplamiento torsional en el rango elástico e inelástico	45
3.4.3	Irregularidad en planta y concentración de demanda	47
3.4.4	Irregularidad en elevación y efectos de piso blando	47
3.5	Normativas de Diseño Sísmico y Criterios de Evaluación	48
3.5.1	Reglas de combinación direccional ortogonal	49
3.5.2	Subestimación de la componente vertical en reglamentos	50

3.5.3	Criterios de evaluación del desempeño	51
4	HIPÓTESIS Y OBJETIVOS	54
4.1	Hipótesis	54
4.2	Objetivo general	54
4.3	Objetivos específicos	54
5	METODOLOGÍA	55
5.1	Definición de los Casos de Estudio con Base en el Grado de Irregularidad en Planta de las Edificaciones	57
5.1.1	Definición de la geometría y del tipo de estructura	57
5.1.2	Obtención de una base de datos de registros sísmicos	58
5.1.3	Cálculo de la duración significativa	59
5.1.4	Definición del intervalo de incremento angular para rotación	60
5.2	Modelación los Casos de Estudio	61
5.2.1	Definición de los materiales y secciones estructurales	61
5.2.2	Modelado tridimensional	63
5.2.3	Ejecución del análisis modal espectral, obtención de los periodos fundamentales de vibrar y verificación de la masa participativa	63
5.2.4	Escalamiento de los registros sísmicos	64
5.3	Análisis del Comportamiento de Edificios Irregulares Bajo la Acción de Sismos con Diferentes Ángulos de Aplicación	66
5.3.1	Configuración de cargas, parámetros de integración dinámica y amortiguamiento	66
5.3.2	Ejecución de los análisis de control	67
5.3.3	Ejecución de los análisis variando el ángulo de aplicación	67
5.4	Evaluación de las Variaciones de las Respuestas Máximas	69
5.4.1	Comparación de las demandas máximas	69
5.4.2	Análisis de correlación entre la variación de las respuestas estructurales, el nivel de irregularidad en planta y las características del sismo	69
6	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	70
6.1	Propiedades Dinámicas y Caracterización de los Modelos Estructurales	70
6.1.1	Características geométricas	70
6.1.2	Selección de registros sísmicos	74
6.1.3	Cálculo de la duración significativa	76
6.1.4	Variación direccional de las demandas sísmicas	78
6.2	Modelación de la Geometría de los Casos de Estudio	80

6.2.1	Definición de los materiales y secciones estructurales	80
6.2.2	Modelado tridimensional en SAP2000	83
6.2.3	Análisis modal y periodos fundamentales	85
6.2.4	Escalamiento de los registros sísmicos	86
6.3	Análisis del Comportamiento de Edificios Irregulares Bajo la Acción de Sismos con Diferentes Ángulos de Aplicación	88
6.3.1	Configuración de cargas, parámetros de integración y amortiguamiento	88
6.3.2	Análisis dinámicos no lineales tiempo-historia de control	90
6.3.3	Análisis dinámicos no lineales tiempo-historia rotacionales	99
6.4	Evaluación de las Variaciones de los Parámetros de Demanda Sísmica	105
6.4.1	Comparación de las demandas máximas	107
6.4.2	Análisis de correlación entre la variación de las respuestas estructurales y el nivel de irregularidad en planta	140
6.5	Discusión de los resultados	164
7	CONCLUSIONES	169
8	REFERENCIAS	171
	Apéndice A ACELEROGRAMAS	178
	Apéndice B FACTORES DE SESGO DIRECCIONAL	182
	Apéndice C DIAGRAMAS POLARES	189
	Apéndice D ÁNGULOS DE INCIDENCIA CRÍTICOS	213

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 3.1. Registros sísmicos con predominancia de aceleración vertical.	33
Cuadro 6.1. Propiedades y características geométricas de los casos de estudio.	73
Cuadro 6.2. Parámetros sismológicos y de sitio de los acelerogramas seleccionados.	75
Cuadro 6.3. Comparación: duración original vs. significativa de los registros sísmicos.	77
Cuadro 6.4. Comparación entre aceleración máxima del suelo y aceleración espectral máxi- mos ortogonales y rotacionales.	79
Cuadro 6.5. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en los casos de estudio.	81
Cuadro 6.6. Secciones estructurales utilizadas en los casos de estudio.	81
Cuadro 6.7. Parámetros no lineales de curvas de histéresis: vigas de acero estructural.	82
Cuadro 6.8. Criterios de aceptación para niveles de desempeño.	82
Cuadro 6.9. Propiedades dinámicas de los casos de estudio.	85
Cuadro 6.10. Factores de escala aplicados a los registros sísmicos.	87
Cuadro 6.11. Cargas vivas normativas asignadas a los casos de estudio.	88
Cuadro 6.12. Análisis ortogonal: desplazamientos máximos de azotea.	91
Cuadro 6.13. Análisis ortogonal: distorsiones máximas de entrepiso.	92
Cuadro 6.14. Análisis ortogonal: reacciones máximas en la base.	94
Cuadro 6.15. Análisis ortogonal: fuerza axial máxima en columnas.	96
Cuadro 6.16. Análisis ortogonal: nivel de desempeño máximo.	97
Cuadro 6.17. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea.	100
Cuadro 6.18. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso.	101
Cuadro 6.19. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base.	102
Cuadro 6.20. Análisis rotacional: fuerza axial máxima en columnas críticas.	104
Cuadro 6.21. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo.	106
Cuadro 6.22. Análisis ortogonal vs. rotacional: desplazamientos máximos de azotea.	108
Cuadro 6.23. Análisis ortogonal vs. rotacional: distorsiones máximas de entrepiso.	112
Cuadro 6.24. Análisis ortogonal vs. rotacional: reacciones máximas en la base.	115
Cuadro 6.25. Análisis ortogonal vs. rotacional: fuerzas axiales máximas en columnas críticas.	118
Cuadro 6.26. Análisis ortogonal vs. rotacional: nivel de desempeño máximo.	122
Cuadro 6.27. Incrementos de los parámetro de demanda sísmica con y sin la incorporación de la componente sísmica vertical.	132
Cuadro 6.28. Resumen de estadísticos descriptivos del factor de sesgo direccional clasifica- dos por geometría y regularidad.	142
Cuadro 6.29. Análisis de coeficiente de correlación de Spearman entre propiedades geomé- tricas y dinámicas de los casos de estudio y el factor de sesgo direccional de los parámetros de demanda sísmica	151

Cuadro 6.30. Medidas de intensidad de los registros sísmicos.	152
Cuadro 6.31. Análisis de la coeficiente de correlación de Spearman entre las medidas de intensidad sísmicas y el factor de sesgo direccional de los parámetros de demanda sísmica.	153
Cuadro 6.32. Análisis paramétrico de sensibilidad: contribución porcentual a la varianza de los factores de control sobre el sesgo direccional.	159
Cuadro 6.33. Resumen de estadísticos descriptivos del factor de sesgo direccional de los desplazamientos máximos de azotea clasificados por geometría, regularidad y variabilidad rotacional de la relacion entre la velocidad máxima y aceleración máxima del suelo.	163

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	Relación entre las diferentes plantas geométricas de las estructuras y el grado de daño observado en los edificios de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.	6
Figura 3.1.	Modo de transmisión de energía sísmica.	22
Figura 3.2.	Mecanismo de respuesta sísmica de una estructura.	23
Figura 3.3.	Mapa de las placas tectónicas en el territorio mexicano.	24
Figura 3.4.	Mapa de zonificación sísmica de la República Mexicana.	25
Figura 3.5.	Acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985 en México, estación Zacatula.	26
Figura 3.6.	Mapa de las estaciones en y fuera de operación pertenecientes a la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.	27
Figura 3.7.	Espectro de respuesta elástica.	28
Figura 3.8.	Espectro de diseño elástico reglamentario.	28
Figura 3.9.	Espectro de diseño inelástico reglamentario.	29
Figura 3.10.	Comportamiento de un sistema aporticado ante cargas laterales.	29
Figura 3.11.	Diagrama de rotación de coordenadas.	30
Figura 3.12.	Acelerograma del sismo de Christchurch, Nueva Zelanda (2011).	32
Figura 3.13.	Representación de la curva fuerza-desplazamiento y factor de ductilidad (μ).	34
Figura 3.14.	Evolución de la respuesta estructural bajo carga lateral incremental.	35
Figura 3.15.	Modelos idealizados de plastificación en elementos viga-columna.	37
Figura 3.16.	Indicadores de desempeño: distorsiones de entrepiso	38
Figura 3.17.	Indicadores de desempeño: desplazamiento lateral de azotea.	39
Figura 3.18.	Indicadores de desempeño: rotación plástica.	40
Figura 3.19.	Variaciones en la simetría del sistema lateral resistente.	46
Figura 3.20.	Mecanismo de acoplamiento torsional-traslacional.	46
Figura 3.21.	Localización de demandas excesivas en edificaciones con geometría irregular.	47
Figura 3.22.	Clasificación de las irregularidades en altura y discontinuidades verticales.	48
Figura 3.23.	Representación esquemática de las reglas de combinación direccional de componentes sísmicas ortogonales.	49
Figura 3.24.	Metodología iterativa del procedimiento de diseño basado en desempeño.	51
Figura 3.25.	Correlación entre el daño físico esperado y los estados límite de desempeño.	53
Figura 5.1.	Diagrama de flujo general de la metodología de investigación.	55
Figura 5.2.	Criterios para definir plantas geométricas irregulares.	58
Figura 6.1.	Configuraciones geométricas de los casos de estudio.	71

Figura 6.2.	Elevación típica de los casos de estudio.	74
Figura 6.3.	Comparación de la duración original vs. significativa.	76
Figura 6.4.	Variación rotacional de la aceleración máxima del suelo y la aceleración espectral.	78
Figura 6.5.	Curva de histéresis y niveles de desempeño.	82
Figura 6.6.	Modelos tridimensionales de los casos de estudio.	84
Figura 6.7.	Espectros de respuesta escalados frente al espectro de peligro uniforme de referencia objetivo.	86
Figura 6.8.	Curvas de amortiguamiento de Rayleigh para los casos de estudio.	89
Figura 6.9.	Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: desplazamientos máximos de azotea.	109
Figura 6.10.	Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-VI.	110
Figura 6.11.	Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-XII.	110
Figura 6.12.	Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: distorsiones máximas de entrepiso.	111
Figura 6.13.	Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-VI.	113
Figura 6.14.	Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-VII.	114
Figura 6.15.	Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: reacciones máximas en la base.	116
Figura 6.16.	Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-VI	117
Figura 6.17.	Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: fuerzas axiales de compresión en columnas.	119
Figura 6.18.	Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-IV	120
Figura 6.19.	Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (rotacionales): M-VIII	120
Figura 6.20.	Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: nivel de desempeño.	123
Figura 6.21.	Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-VI	124
Figura 6.22.	Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-X	124
Figura 6.23.	Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-XII	125
Figura 6.24.	Dispersión de los ángulos críticos para desplazamientos máximos de azotea.	127
Figura 6.25.	Dispersión de los ángulos críticos para distorsiones máximas de entrepiso.	127
Figura 6.26.	Dispersión de los ángulos críticos para reacciones máximas en la base.	128
Figura 6.27.	Dispersión de los ángulos críticos para fuerzas de compresión máximas en columnas.	129
Figura 6.28.	Dispersión de los ángulos críticos para rotulas plásticas.	130
Figura 6.29.	Dispersión de los incrementos porcentuales de desplazamientos de azotea bajo los escenarios de análisis.	133
Figura 6.30.	Dispersión de los incrementos porcentuales de distorsiones de entrepiso bajo los cuatro escenarios de análisis.	135

Figura 6.31.	Dispersión de los incrementos porcentuales de la reacción vertical y momentos de volteo bajo los cuatro escenarios de análisis.	136
Figura 6.32.	Dispersión de los incrementos porcentuales de los cortantes basales y momento torsionante bajo los cuatro escenarios de análisis.	136
Figura 6.33.	Dispersión de los incrementos porcentuales de las fuerzas axiales de compresión en columnas bajo los cuatro escenarios de análisis.	138
Figura 6.34.	Dispersión de los incrementos porcentuales de numero y magnitud de rotaciones plásticas bajo los cuatro escenarios de análisis.	139
Figura 6.35.	Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: desplazamientos máximos de azotea.	143
Figura 6.36.	Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: distorsiones máximas de entrepiso.	144
Figura 6.37.	Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: reacciones máximas en la base.	144
Figura 6.38.	Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: fuerza axial de compresión en columnas.	145
Figura 6.39.	Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: rotulas plásticas máximas.	146
Figura 6.40.	Mapa de calor de la coeficiente de correlación de Spearman entre propiedades geométricas y dinámicas de los casos de estudio y el factor de sesgo direccional de los parámetros de demanda sísmica	148
Figura 6.41.	Relación entre el factor de sesgo direccional de los desplazamientos máximos y la excentricidad estática resultante.	149
Figura 6.42.	Relación entre el factor de sesgo direccional de las rotaciones plásticas y el periodo fundamental torsional.	150
Figura 6.43.	Mapa de calor de la coeficiente de correlación de Spearman entre las medidas de intensidad sísmicas y el factor de sesgo direccional de los parámetros de demanda sísmica.	154
Figura 6.44.	Relación entre el factor de sesgo direccional de los desplazamientos máximos de azotea y la variación rotacional de la relacion entre la velocidad máxima y aceleración máxima del suelo.	155
Figura 6.45.	Relación entre el factor de sesgo direccional de los desplazamientos máximos de azotea y la variación rotacional del periodo predominante.	156
Figura 6.46.	Relación entre el factor de sesgo direccional de las reacciones máximas en la base y la variación rotacional de la intensidad de aceleración espectral.	157
Figura 6.47.	Relación entre el factor de sesgo direccional de las reacciones máximas en la base y la variación rotacional de la intensidad de Housner.	157

Figura 6.48. Mapa de calor del grado de sensibilidad e impacto paramétrico multivariable para los efectos individuales y de acoplamiento. 160

Figura 6.49. Gráfica de interacción del factor de sesgo direccional de desplazamientos máximos en azotea en función de la geometría, irregularidad y los niveles de variabilidad rotacional de la medida de intensidad sísmica. 161

RESUMEN

Esta investigación evalúa el comportamiento dinámico no lineal de edificaciones irregulares de acero sometidas a tres componentes sísmicas simultáneas bajo ángulos de incidencia sísmica (AIS) variables. Mediante análisis dinámicos no lineales tiempo-historia (ADNLTH), se analizaron 12 modelos estructurales utilizando 12 registros sísmicos rotados en intervalos de 5° (de 0° a 360°). Los resultados indican que, en el 95.7 % de las respuestas máximas de los parámetros de demanda sísmica (PDS), el ángulo crítico no coincidió con las orientaciones ortogonales. Bajo la incidencia crítica, los desplazamientos y las distorsiones superaron en más del 33 % los valores del análisis ortogonal. De manera particular, el modelo M-VI registró la mayor amplificación relativa, alcanzando un factor de sesgo direccional (F_{dir}) de 1.85 en las rotaciones plásticas. A nivel local, la componente vertical provocó la inversión de las fuerzas axiales en columnas, con medianas de amplificación del 124 % en F_z y 52 % en Δ_z , fenómeno agravado por la carencia de espectros de peligro uniforme verticales explícitos en los métodos de escalamiento sísmico. El análisis de correlación identificó a la intensidad de Housner (*Housner Intensity*, HI) y la relación entre la velocidad máxima y aceleración máxima del suelo (PGV/PGA , V_{max}/A_{max}) como los predictores dominantes del sesgo direccional, con una contribución máxima del 46 %. Por su parte, el análisis de sensibilidad confirmó el efecto aditivo entre irregularidad y direccionalidad, donde la condición de regularidad explicó menos del 1.5 % de la varianza del F_{dir} . Se concluye que las normativas actuales subestiman el riesgo estructural bajo ejes ortogonales fijos, evidenciando la necesidad de exigir la rotación del AIS en estructuras irregulares, además de incorporar espectros objetivos independientes para la componente vertical.

(Palabras clave: direccionalidad sísmica, ángulo de incidencia sísmica, análisis dinámico no lineal tiempo-historia, irregularidad geométrica en planta, componente sísmica vertical).

ABSTRACT

This study evaluates the nonlinear dynamic behavior of irregular steel structures subjected to simultaneous three-component seismic motions under varying seismic incidence angle (SIA) values. Using nonlinear time-history analyses (NLTHAs), 12 structural models were analyzed using 12 seismic records rotated in 5°-degree intervals (from 0° to 360°). The results indicate that, in 95.7 % of the maximum responses of the engineering demand parameters (EDPs), the critical angle did not coincide with the orthogonal orientations. Under the critical angle, the displacements and distortions exceeded the values from the orthogonal analysis by more than 33 %. In particular, the M-VI model showed the greatest relative amplification, reaching a directional bias factor (F_{dir}) of 1.85 during plastic rotations. At the local level, the vertical component caused the axial forces in columns to reverse, with average amplification of 124 % in F_z and 52 % in Δ_z —a phenomenon exacerbated by the lack of explicit uniform vertical hazard spectrums in seismic scaling methods. The correlation analysis identified the Housner intensity (HI) and the relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration (PGV/PGA) as the dominant predictors of directional bias, with a maximum contribution of 46 %. Meanwhile, the sensitivity analysis confirmed the additive effect between irregularity and directionality, with the regularity condition accounting for less than 1.5 % of the variance in the F_{dir} . It is concluded that current codes underestimate the structural risk under fixed orthogonal axes, highlighting the need to require rotation of the SIA in irregular structures, as well as to incorporate independent objective spectrums for the vertical component.

(Keywords: seismic directionality, seismic angle of incidence, nonlinear time-history analysis, plan irregularity, vertical seismic component).

1. INTRODUCCIÓN

Ninguna zona está completamente libre de los efectos sísmicos. Aunque no se tenga registro de ocurrencia reciente o se considere que el sitio es de baja sismicidad, esto no justifica omitir un diseño sismorresistente (Meli Piralla, 2002; Ramírez Castañeda, 2015). La vulnerabilidad es indispensable en estudios de riesgo sísmico, entendido este como el grado de pérdidas esperadas en las estructuras durante su vida útil (Velásquez Aroquipa, 2016).

Todo proyecto inicia con la identificación de una necesidad. En regiones de alto riesgo, se requiere un diseño capaz de soportar las cargas inducidas por sismos, objetivo que puede dividirse en tres estados de desempeño estructural (Rochel Awad, 2012):

- ◊ Las estructuras deben resistir, en su rango lineal elástico, todos aquellos sismos de intensidad reducida que ocurran en su vida útil.
- ◊ Las estructuras deben resistir, sin daños significativos, todos aquellos sismos de intensidad moderada que ocurran durante su vida útil.
- ◊ Las estructuras deben resistir, en su rango no lineal, un sismo severo que ocurra una sola vez durante su vida útil sin llegar al colapso.

Sin embargo, las normativas no definen con precisión qué constituye una intensidad reducida o severa, ya que depende de factores locales y del entorno.

El diseño sismorresistente moderno no busca que los edificios sean estructuras completamente rígidas e indestructibles, sino que posean la capacidad de incursionar en un comportamiento no lineal. Este fenómeno comienza cuando la edificación es sometida a fuerzas tan intensas que pierde la facultad de deformarse y regresar a su estado original (rango elástico), entrando en un comportamiento plástico donde se presentan deformaciones permanentes en sus miembros estructurales.

Por lo tanto, el análisis de la respuesta no lineal no es solo un requisito técnico, sino la única vía para predecir con precisión cómo se comportará una edificación cuando sus materiales sean exigidos al máximo, garantizando siempre la seguridad de sus ocupantes.

Desde 1987, los reglamentos de México introdujeron las disposiciones que se deben satisfacer para considerar a una estructura regular, siendo uno de los reglamentos pioneros en el mundo en introducir este concepto (Departamento del Distrito Federal [GODDF], 1987). Las condiciones de regularidad que se establecen para edificios desde ese entonces son el resultado de la intuición frecuentemente confirmada por la experiencia. El propósito de establecer límites de regularidad es considerar la mayor vulnerabilidad de las estructuras irregulares ante sismo, y establecer recomendaciones para incrementar su seguridad.

Aunque los reglamentos de diseño sísmico de México dan un paso adelante al diferenciar el diseño de estructuras que presentan una irregularidad, aún se quedan cortos, porque para fines prácticos, da lo mismo diseñar una estructura que posee dos irregularidades que una que tiene cinco u ocho, mientras éstas no clasifiquen como fuertemente irregulares.

El análisis sísmico de edificios irregulares presenta algunos desafíos y complicaciones, debido a que estas presentan características muy peculiares que afectan el comportamiento global de la estructura, para este tipo de estructuras es de especial interés la determinación de las direcciones principales de análisis, es decir, la dirección más fuerte y más débil de la edificación, en las que se presentan las menores y mayores solicitaciones sobre esta respectivamente (Ramírez Castañeda, 2015).

La determinación de dichas direcciones principales no debe limitarse a un plano bidimensional. Para un análisis integral de la respuesta no lineal, se requiere la combinación de las tres componentes sísmicas simultáneamente.

Esto permite observar cómo el ángulo de incidencia no solo afecta el comportamiento de la edificación, sino también cómo se sincroniza con los efectos de aceleración vertical para comprometer la estabilidad de los elementos estructurales bajo sismos severos.

Por todo lo anterior, en este trabajo se desarrolló una metodología para el análisis de estructuras regulares e irregulares que fundamenta la determinación del ángulo crítico de incidencia sísmica. Mediante este enfoque, se identifican los escenarios donde las respuestas estructurales (como desplazamientos, distorsiones de entrepiso y fuerzas) alcanzan sus valores máximos. Los resultados de esta investigación demuestran que el uso de este ángulo crítico junto con la componente vertical, incrementa las respuestas estructurales entre un 10 % y un 100 % en comparación con los métodos convencionales. Esta metodología permite obtener un panorama más realista del desempeño estructural de las edificaciones regulares e irregulares, proporcionando así una base sólida para el diseño de estructuras más seguras y resilientes.

A continuación, se discute brevemente la descripción del problema y la justificación, haciendo énfasis en los daños relacionados a la existencia de condiciones de irregularidad en las edificaciones; así como el estado actual en normativa. En el Capítulo 2, se incluyen los antecedentes en el análisis sísmico de estructuras regulares e irregulares con ángulos de aplicación sísmica variables, se mencionan trabajos previos y los avances que se tiene sobre el tema de estudio.

Después, en el Capítulo 3 se menciona la fundamentación teórica en la que se basa esta investigación, mientras que en el Capítulo 4 se mencionan la hipótesis y objetivos de la misma. Posteriormente, en el Capítulo 5 se detalla la metodología a seguir para su elaboración y finalmente en los Capítulos 6 y 7, los resultados y conclusiones obtenidos respectivamente.

1.1. Planteamiento del Problema

El diseño estructural de edificios en zonas sísmicas enfrenta varios desafíos relacionados con la evaluación precisa de la respuesta de las edificaciones frente a movimientos sísmicos. La mayoría de estos desafíos proviene del desconocimiento de las acciones máximas a las que pueda verse expuesta la estructura, especialmente aquellas con un alto índice de irregularidad en su geometría, distribución de masas o rigidez; dichas estructuras son particularmente vulnerables a efectos inesperados durante un evento sísmico (Rochel Awad, 2012). Las plantas arquitectónicas complejas dan lugar a sistemas estructurales asimétricos e irregulares, lo que constituye la principal causa de concentraciones de esfuerzos, aumento de cargas y sobre todo un incremento de los efectos de torsión bajo cargas sísmicas laterales (Gokdemir et al., 2013), lo que puede generar una disminución significativa en el desempeño sísmico, inestabilidad y, en casos extremos, colapso parcial o total de la edificación (Gokdemir et al., 2013; Ramírez Castañeda, 2015; Rochel Awad, 2012).

Dentro del ámbito profesional no se tiene cuidado al analizar estructuras irregulares debido a la poca claridad de las recomendaciones de diseño por torsión y falta de material técnico respecto al tema. La problemática aumenta hoy en día con las propuestas de diseño arquitectónicos futuristas, que conllevan a formas geométricas con grandes grados de irregularidad, tanto en planta como en elevación, lo cual no está muy bien especificado en las normas vigentes (Ramírez Castañeda, 2015). Otra complicación es la inclusión de la componente vertical en el análisis. Aunque su impacto ha sido históricamente subestimado, investigaciones previas han demostrado que puede tener efectos negativos en ciertos elementos estructurales, como columnas, conexiones y nivel de desempeño global.

El ángulo de aplicación de las tres componentes de las cargas sísmicas y la irregularidad de los edificios plantean un problema multidimensional que requiere de un enfoque avanzado y eficiente para su análisis.

Actualmente, los métodos establecidos por las normativas vigentes de análisis y diseño sísmico no consideran adecuadamente o ignoran completamente estos factores, lo que puede llevar a subestimar los efectos sísmicos en la estructura y, en última instancia, a una falta de seguridad estructural adecuada en edificios irregulares. Este trabajo tiene como propósito destacar la importancia de considerar la aplicación simultánea de las tres componentes sísmicas bajo un ángulo de incidencia crítica en edificaciones irregulares. El aporte principal radica en proponer un método que permita identificar las respuestas estructurales máximas en el rango no lineal, superando las simplificaciones de las normativas vigentes y garantizando un desempeño estructural confiable ante sismos severos.

1.2. Justificación

Una de las principales causas de los daños estructurales durante un sismo es la torsión sísmica, un fenómeno asociado a la irregularidad en las edificaciones, esta se presenta cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez, lo que provoca que la estructura gire al ser sometida a fuerzas sísmicas, aumentando el riesgo de fallas estructurales. Un ejemplo claro de los efectos destructivos de la torsión sísmica se evidenció durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México. En este evento, se determinó que el 40 % de los derrumbes ocurrieron en edificios en esquina, que fallaron por el efecto combinado de torsión y piso suave (Tena-Colunga, 2010). Con una magnitud de 8.1, este sismo causó más de 10,000 muertes y dejó a más de 5,000 personas desaparecidas. Aproximadamente 300,000 personas perdieron sus hogares, cerca de 1,000 edificios colapsaron o tuvieron que ser demolidos debido a los daños, 800,000 km de carreteras fueron afectados, y más de 4,000 personas fueron rescatadas de entre los escombros (Ávila Barrientos, 2021).

Décadas más tarde, otro sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017, con una magnitud de 7.1 y a una profundidad de 57 km, reafirmó el peligro de las irregularidades estructurales. De las 2,458 estructuras dañadas, solo 245 (9.97 %) se clasificaron como regulares, lo que significa que el 90.03 % (2,213 estructuras) presentaban al menos una condición de irregularidad estructural, de las cuales el 45.82 % contaba con una geometría en planta irregular, como se observa en la Figura 1.1 (Tena-Colunga, 2021).

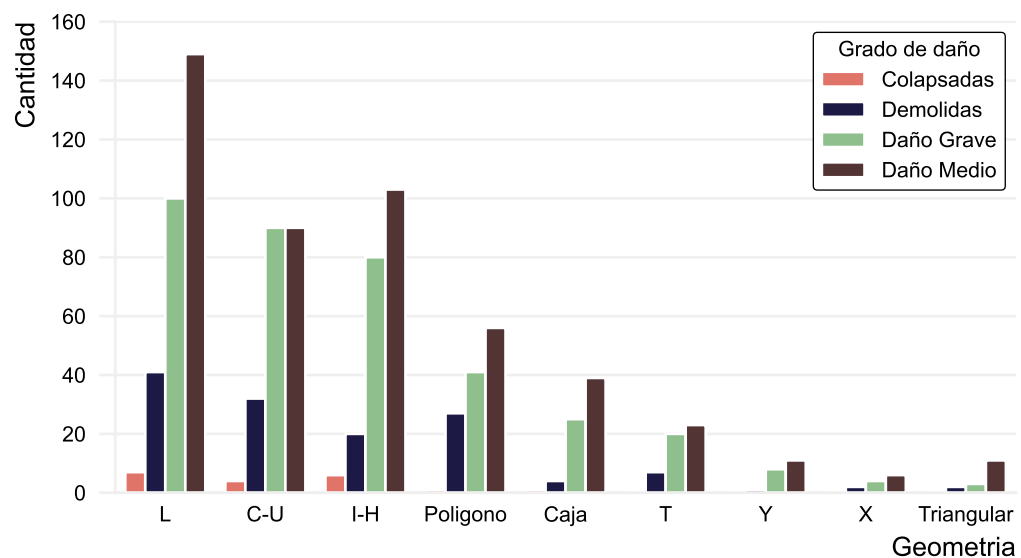


Figura 1.1. Relación entre las diferentes plantas geométricas de las estructuras y el grado de daño observado en los edificios de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. Adaptada de: Tena-Colunga (2021).

Construir edificaciones con un índice de esbeltez grande, tener una configuración en planta con entrantes o salientes pronunciados o discontinuidades en elevación, dan lugar a uno de los problemas que generan más casos de colapso en edificaciones. Sin embargo, las evidencias de desastres recientes causados por los sismos dan a evidenciar que no se ha aprendido la lección (Pérez-Gavilán et al., 2018).

A pesar de los avances en el diseño estructural y la normativa sísmica, aun persisten desafíos en la evaluación de los efectos sísmicos en edificaciones irregulares. Los códigos de diseño actuales presentan limitaciones en la consideración de factores críticos como la componente vertical y la dirección de incidencia sísmica, lo que podría llevar a una evaluación incompleta del comportamiento estructural. Esta investigación propone desarrollar una metodología más precisa para determinar la respuesta no lineal de estructuras irregulares bajo condiciones sísmicas complejas, esta permitirá identificar mejor las vulnerabilidades estructurales, optimizando el diseño estructural de las edificaciones para reducir el riesgo de colapso, mejorar la seguridad y aumentar la resiliencia de las construcciones en zonas sísmicas.

2. ANTECEDENTES

El análisis sísmico estructural constituye una de las áreas de mayor desarrollo en la ingeniería estructural contemporánea. En términos generales, el proceso comprende cuatro etapas: la definición de la acción de diseño, la selección del sistema estructural, el cálculo de la respuesta y el dimensionamiento con detallado final. En la práctica, sin embargo, los análisis sísmicos suelen aplicar las componentes horizontales del sismo de forma desacoplada e ignoran la componente vertical, bajo el argumento de que las aceleraciones horizontales son las causantes principales del daño estructural y que la componente vertical solo adquiere relevancia en zonas cercanas al epicentro (Meli Piralla, 2002; Rosenblueth, 1977).

Una forma de cuantificar el comportamiento de una edificación ante un sismo son los parámetros de demanda sísmica (PDS), que incluyen desplazamientos, distorsiones de entrepiso, aceleraciones, rotaciones, fuerzas máximas, entre otros. Estos indicadores permiten estimar el nivel de daño mediante análisis no lineales (Velásquez Aroquipa, 2016).

2.1. Análisis No Lineal

La evaluación del desempeño sísmico ha evolucionado desde los métodos lineales hacia enfoques no lineales, que capturan con mayor precisión el daño físico en las estructuras. Abd-Elhamed y Mahmoud (2017) y Meral et al. (2024) demostraron que los métodos lineales no reproducen la plastificación de los elementos estructurales, lo que produce estimaciones irreales del cortante basal y omite la concentración de la demanda de ductilidad en zonas críticas.

Este problema tiene consecuencias económicas directas. Antoniou (2025) demostró que los procedimientos lineales resultan excesivamente conservadores: al subestimar la capacidad inelástica real de la estructura, conducen a reforzamientos costosos e innecesarios.

Para corregir estas deficiencias, el análisis estático no lineal (AENL), comúnmente conocido como análisis *Pushover*, gana popularidad por su rapidez y eficiencia. No obstante, se su confiabilidad disminuye de forma importante en estructuras de mediana a gran altura, debido a que no logran capturar correctamente el efecto de los modos superiores de vibrar. Fragiadakis et al. (2014) y Inel et al. (2018) señalaron que esta omisión produce una subestimación de las distorsiones de entrepiso en edificios de más de siete niveles de altura. Li et al. (2017) confirmaron experimentalmente que el método *Pushover* puede llegar a presentar errores superiores al 60 % al predecir el colapso, ya que no toma en cuenta cómo se degrada la rigidez y la resistencia ciclo tras ciclo. Por estas razones, Dilek y Sadeghpour (2022) concluyeron que el análisis dinámico no lineal (ADNL) paso a paso es el único método capaz de garantizar precisión en la evaluación del límite de colapso, limitando el *Pushover* a estructuras de baja altura.

La dificultad del análisis no lineal aumenta en estructuras irregulares, donde las simplificaciones planas dejan de ser válidas. Sangtarash et al. (2018) cuantificaron que las irregularidades en elevación incrementan los errores de los métodos estáticos hasta en un 30 % en edificios altos. En las de edificaciones con asimetría en planta, Belejo y Bento (2016) evaluaron la precisión de diversos procedimientos estáticos no lineales para capturar la amplificación torsional de la estructura. Los autores demostraron que los análisis unidireccionales son insuficientes para predecir con exactitud la demanda, concluyendo que es imperativo aplicar las componentes sísmicas horizontales de manera bidireccional y simultánea para estimar adecuadamente los desplazamientos y la respuesta torsional.

Esta sensibilidad direccional fue explorada por Mazza (2014), quien demostró que la capacidad de colapso de una estructura irregular depende del ángulo de aplicación del sismo. Sus resultados muestran que la dirección crítica de carga, aquella que más debilita a la estructura, casi nunca coincide con los ejes geométricos principales del edificio.

2.2. Estructuras Irregulares

Dutta et al. (2017) establecieron, en una revisión exhaustiva del estado del arte, que el acoplamiento entre los modos traslacionales y rotacionales es la causa principal de la falla prematura en edificaciones asimétricas. A diferencia de las estructuras regulares, en las que estos modos actúan desacoplados, las configuraciones con irregularidad en planta o en elevación generaron amplificaciones de fuerza que los métodos de diseño bidimensionales no predicen. Un incremento pequeño de la excentricidad no causa un daño proporcional, sino a una amplificación desproporcionada de la demanda en los elementos críticos.

El mecanismo físico detrás de este comportamiento es la separación entre el centro de masas (CM) y el centro de rigidez (CR). Gokdemir et al. (2013) demostraron que la distancia entre ambos centros genera una fuerza de torsión que incrementa los desplazamientos en los bordes de la estructura y compromete las columnas perimetrales de la misma. A partir de una revisión de la literatura, Parab y Bhusare (2017) destacaron que la asimetría entre el centro de masa y el centro de rigidez genera momentos torsionantes excesivos, los cuales incrementan la vulnerabilidad sísmica y pueden propiciar la falla local o el daño severo en los elementos sismorresistentes. Por otra parte, Anagnostopoulos et al. (2015) revisaron los reglamentos de diseño y concluyeron que la mayoría se basan en modelos simplificados que no reflejan la distribución real de las fuerzas cuando la estructura sufre daño inelástico.

Esta limitación se acentúa en estructuras flexibles. Medina y Galarza (2020) mostraron que en edificios con un periodo fundamental mayor a 1.0 s, los métodos estáticos no lineales, incluso los basados en modos de vibrar, subestiman los desplazamientos al no incorporar adecuadamente los modos superiores de vibrar, debido a que se producen inconsistencias al presentarse fuerzas de torsión en los modos traslacionales.

La configuración en planta tiene un efecto determinante en la distribución del daño local. Mohod (2015) evaluó edificaciones con esquinas entrantes, formas en “L”, “C”, “T” e “I”, e identificó que estas discontinuidades geométricas actúan como puntos de concentración de esfuerzos, reduciendo significativamente la capacidad de resistencia frente a cargas laterales y volviéndolas más vulnerables a los efectos del sismo.

Abdel Raheem et al. (2018) mostraron que la unión de los bloques ortogonales en plantas con forma de “L” acumulan cargas excesivas debido al cambio abrupto de rigidez, mientras que los extremos libres experimentan un efecto de comportamiento acoplado traslacional-torsional que amplifica los desplazamientos en las esquinas. Paul et al. (2023) cuantificaron este efecto en plantas complejas frente a configuraciones regulares, encontrando que la irregularidad en planta, especialmente la forma en “L”, reduce la rigidez de piso, generando concentraciones de esfuerzos de hasta un 77 % más que las geometrias regulares, provocando incrementos en los desplazamientos y distorsiones de entrepiso.

Haque et al. (2021) precisaron que la relación largo-ancho del edificio (L/B) es el indicador más consistente de vulnerabilidad; sus análisis revelaron que las plantas en forma de “I” y “T” son las más críticas, superando incluso a las formas en “L”. Además Pattar y Gokak (2018) demostraron que en estructuras tipo *Diagrid*, las plantas irregulares modifican completamente el comportamiento general de la estructura, demostrando que en este caso la planta en “L” es más eficiente que la tipo “C”.

En estructuras de acero de gran altura, Abdulsadah Mohammed y Shawky Abdulsahib (2024) cuantificaron, mediante modelos en *OpenSees*, que las plantas en forma de “U” incrementan las distorsiones de entrepiso hasta un 117 % en ciertos niveles y el cortante basal hasta en un 48 %, lo que confirma que la asimetría modifica la forma en que vibra la estructura independientemente del sistema resistente.

Peña y De Carvalho (2015) analizaron los efectos de las esquinas entrantes y de las discontinuidades en el diafragma mediante análisis estáticos no lineales. Los autores determinaron que estas irregularidades en planta inducen una reducción significativa en la rigidez lateral global y disminuyen las fuerzas asociadas a la fluencia y al colapso, siendo este fenómeno más crítico en geometrías con discontinuidades severas en el diafragma debido a la concentración de esfuerzos en zonas específicas de la losa.

Naveen et al. (2019) confirmaron que la superposición de irregularidades, la configuración de la masa, rigidez e irregularidades geométricas en elevación no produce a una suma lineal de efectos, sino a una amplificación compleja que lleva a la estructura a exceder los límites normativos antes de lo previsto. Por su parte, Villafuerte Lujano y Fernández-Dávila González (2024) mostraron que asumir la losa como totalmente rígida en edificios en “L” es un error pues la flexibilidad real de la losa provoca que los extremos se desplacen más de lo estimado por los modelos rígidos convencionales.

2.3. Ángulo de Incidencia Sísmica

La práctica convencional de aplicar las componentes sísmicas alineadas exclusivamente con los ejes geométricos principales del edificio (0° y 90°) ha sido cuestionada por la evidencia científica. Kalkan y Kwong (2014) demostraron que restringir la aplicación de los registros sísmicos exclusivamente a las direcciones ortogonales Falla-Normal y Falla-Paralela (FN/FP) no garantiza la obtención de las demandas máximas. Los autores evidenciaron que el ángulo crítico de incidencia varía según el registro y el parámetro de respuesta evaluado, concluyendo que asumir únicamente direcciones ortogonales puede subestimar significativamente las derivas y las fuerzas reales

Esta variabilidad direccional es típicamente evaluada mediante las métricas independientes de la orientación introducidas por Boore (2010), donde $S_{a(\text{RotD50})}$ representa la mediana de las aceleraciones espectrales en todas las orientaciones, y $S_{a(\text{RotD100})}$ denota la demanda máxima absoluta. A partir de una amplia base de datos, Shahi y Baker (2014) calibraron modelos predictivos empíricos para relacionar ambas medidas, señalando que, para movimientos fuertemente polarizados, el valor direccional máximo puede teóricamente superar a la mediana hasta por un factor de 1.41. Sin embargo, estadísticamente, las medias geométricas empíricas reportadas muestran incrementos que varían entre el 19 % y el 29 %, dependiendo del periodo estructural.

Kote et al. (2026) abordaron la limitación de los análisis unidireccionales y las reglas de combinación espacial clásicas, incluso en edificaciones simétricas, y demostraron que los espectros de respuesta tradicionales subestiman la demanda bajo excitación en dos direcciones hasta en un 50 %. Para resolver esta deficiencia sin recurrir al alto costo computacional del análisis dinámico paso a paso, los mismos autores propusieron el espectro de respuesta crítico (CRS) acoplado a un análisis unidireccional, el cual predice la respuesta máxima con un margen de error del $\pm 10\%$.

Desde una perspectiva sismológica, la justificación física de esta direccionalidad ha sido confirmada tras eventos catastróficos. Girmay et al. (2024) analizaron los terremotos de Turquía de 2023 y desmintieron la premisa de que la respuesta espectral máxima carece de orientación predominante a distancias mayores a 5 km del epicentro. En sismos de falla tipo *strike-slip* la respuesta máxima ocurre sistemáticamente en la dirección transversal al deslizamiento de la falla, y esta direccionalidad se mantiene hasta 400 km, lo que confirma que el ángulo de incidencia sísmica (AIS) es una propiedad intrínseca de la amenaza sísmica.

Estudios como Altunişik y Kalkan (2017) y Khanal y Chaulagain (2020) demostraron que los desplazamientos puede aumentar hasta un 54 % y las fuerzas axiales en columnas hasta un 44 % en ángulos intermedios, y Pavel y Nica (2019) determinaron que las distorsiones en muros de cortante simétricos pueden incrementarse hasta un 98 % bajo el ángulo crítico. Además, Madhuri y Kumar (2024) demostraron que la respuesta lateral máxima aumenta en proporción directa tanto a la variación del ángulo del sismo como al incremento de la excentricidad del edificio, y a su vez los edificios con plantas asimétricas son más vulnerables que los asimétricos en altura.

Prajwal et al. (2017) cuantificaron coeficientes de variación de hasta 0.29 en la respuesta global de edificios irregulares con planta en “L”, y concluyeron que ignorar el AIS equivale a aceptar una probabilidad de colapso indeterminada en el diseño. En la misma línea, Amarloo y Emami (2019) establecieron la necesidad de modelos tridimensionales para este análisis, demostrando que en edificaciones con planta en “L” se producen incrementos del 20-60 % en las respuestas de la estructura al variar el AIS.

Esta variabilidad también depende del sistema resistente. Gudainiyan y Gupta (2024) observaron que incorporar aislamiento sísmico desplaza el ángulo crítico de 60° a 45°. En estos sistemas aislados, Mavronicola et al. (2020) advirtieron que el AIS rige el fenómeno de choque contra los muros perimetrales y que el ángulo crítico de impacto suele coincidir con el de máximo desplazamiento en la base.

Kostinakis et al. (2018) establecieron que el AIS es un factor determinante incluso en edificios simétricos cuando la rigidez difiere entre sus ejes principales ($K_x \neq K_y$). Del mismo modo, Bugueño et al. (2022) demostraron que mientras la relación entre las rigideces ortogonales de la estructura se acerque a la unidad, la influencia AIS disminuye.

Eser Aydemir et al. (2022) y Mullapudi y Rao (2016) analizaron configuraciones regulares e irregulares mediante análisis dinámicos no lineales tiempo-historia (ADNLTH), encontrando que las fuerzas axiales en columnas es el PDS mas sensible al AIS, con respuestas máximas en un ángulo de 45° . En la misma dirección, Danish y Mangulkar (2016) identificaron que las columnas perimetrales son mas sensibles en edificios con irregularidades en masa o rigidez, pero el efecto combinado vuelve a las columnas de esquina las mas vulnerables al considerar el AIS crítico. Lo cual fue confirmado por Rupali y Abhishek (2017), quienes identificaron que las columnas perimetrales e interiores son menos vulnerables en comparación con las columnas de esquina que presentaron una respuestas máximas en un ángulo de 50° en edificaciones regulares y con planta en "T".

Estudios desarrollados por Cantagallo et al. (2015) y Emami y Halabian (2015) demostraron que el ángulo de incidencia de las componentes sísmicas altera significativamente la distribución espacial del daño y las demandas de ductilidad en estructuras de concreto armado. Ambos trabajos evidenciaron que realizar análisis dinámicos no lineales aplicando los registros únicamente en la dirección de los ejes principales (0° y 90°) subestima de manera sistemática la demanda inelástica real, lo que puede encubrir concentraciones críticas de daño y demandas de ductilidad locales excesivas bajo ángulos de incidencia oblicuos o críticos.

Investigaciones posteriores han trasladado este problema al análisis probabilístico. Skoulidou et al. (2019) emplearon el análisis dinámico incremental para demostrar que ignorar la direccionalidad desplaza las curvas de fragilidad, subestimando la probabilidad real de colapso. Skoulidou y Romão (2020) mostraron que el ángulo del sismo afecta en mayor medida la dispersión estadística de la demanda que a su valor promedio.

Este fenómeno tuvo consecuencias observables tras eventos reales. Pinzón et al. (2018) analizaron el colapso de un edificio en la Ciudad de México durante el sismo de Puebla-Morelos (2017): mientras estructuras adyacentes idénticas sobrevivieron, la orientación del edificio colapsado coincidió exactamente con la dirección de máxima demanda del evento. Pinzón et al. (2021) validaron esta correlación tras el sismo de Ecuador de 2016, determinando que la probabilidad de daño del edificio analizado alcanzó el 60 % exclusivamente por la severidad direccional de las ondas sísmicas. Un factor de riesgo adicional identificado por Di Sarno et al. (2020) es la diferencia angular entre el sismo principal y sus réplicas: cada evento excita al edificio desde una dirección distinta sobre una estructura ya degradada, incrementando el daño inelástico acumulado.

En estructuras de gran altura, Alam et al. (2020) estimaron que no considerar el ángulo correcto subestima las distorsiones de entrepiso hasta en un 85 % en edificios irregulares en elevación de 18 niveles. Kumar y Jain (2019) mostraron que los edificios con cambios de geometría en elevación presentan variaciones de desplazamientos y distorsiones menores que los casos regulares, estas variaciones ocurren debido al cambio en el periodo fundamental de la estructura, el cual depende principalmente de la geometría.

Sobre la interacción entre irregularidad en planta e irregularidad en elevación, la literatura muestra un debate abierto. Madhuri y Kumar (2024) señalaron que la presencia de un entrepiso blando genera respuestas mayores que las asimetrías de masa. Ansari et al. (2024), en cambio, sostienen que el incremento de fuerzas en las columnas perimetrales de edificios con cambios de geometría en elevación obedece a la distribución intrínseca de rigidez, y califican al ángulo de incidencia como un factor secundario en esos casos.

Esta discrepancia puede explicarse por el tipo de irregularidad predominante en cada estudio: la investigación de Madhuri y Kumar (2024) se enfoca en irregularidad en planta, donde el acoplamiento torsional amplifica la sensibilidad angular, mientras que Ansari et al. (2024) analizan irregularidad en elevación, donde la discontinuidad de rigidez vertical domina sobre los efectos direccionales. Los resultados de la presente tesis, al centrarse en irregularidad en planta con análisis tridimensional no lineal, permiten contribuir a este debate con evidencia empírica para estructuras de acero.

Los reglamentos de diseño han sido cuestionados respecto a este fenómeno. Khosravi Larijani y Tehrani (2024) demostraron que las metodologías normativas para realizar ADNLTH resultan en subestimaciones en las demandas sísmicas, con diferencias de hasta 35 % en distorsiones máximas de entrepiso al considerar la variación del AIS, aumentando el riesgo de colapso ante sismos oblicuos. En la misma dirección, Eser Aydemir et al. (2022) evaluaron la regla del 30 % y encontraron que presenta una probabilidad de ser excedida del 20-25 %; para alcanzar un nivel de confianza del 90 %, los autores sugieren que dicho factor debería duplicarse.

Ante el costo computacional del barrido angular completo, han surgido alternativas. Para análisis estáticos, Cantagallo et al. (2023) propusieron un método *Pushover* multidireccional. En el ámbito de la inteligencia artificial, Morfidis y Kostinakis (2022) desarrollaron redes neuronales para la predicción rápida de la demanda sísmica, aunque su aplicación se restringe a estructuras de concreto regular. Para métodos dinámicos, Acharjya et al. (2024), Pinzon et al. (2021) y Roy et al. (2018) desarrollaron optimizaciones basadas en ajuste espectral que permiten calcular la demanda en dos direcciones con menor dispersión. Vats y Basu (2025) propusieron un marco analítico que identifica el ángulo crítico con solo tres análisis paso a paso, y demostraron que el ángulo crítico obtenido en rango elástico no varía significativamente al entrar al rango inelástico.

La frontera más reciente de esta investigación se ha desplazado hacia la interacción con la componente vertical del sismo. Fan et al. (2026) revelaron que los reglamentos actuales simplifican en exceso los espectros verticales al omitir su dependencia con el ángulo de incidencia horizontal: la relación entre las componentes vertical y horizontal puede duplicarse según el ángulo de impacto, y este efecto se agrava en suelos blandos para periodos cortos. Cantagallo et al. (2024) confirman que, a pesar de estos hallazgos, la práctica profesional actual sigue sin integrar adecuadamente la variabilidad direccional en el diseño de edificios irregulares.

2.4. Componente Vertical Sísmica

El diseño sismorresistente convencional ha tendido a subestimar la componente vertical del movimiento del suelo, bajo la premisa de que las cargas gravitacionales ofrecen un margen de compresión suficiente. La literatura reciente cuestiona esta simplificación con evidencia cuantitativa.

Di Michele et al. (2020) demostraron, en estructuras de mampostería, que la aceleración vertical induce ciclos de fluctuación en la carga axial que reducen momentáneamente la fuerza normal en los elementos portantes, degradando su capacidad de cortante y flexión y facilitando fallas frágiles que los modelos puramente horizontales no predicen.

Lemus Rojano (2021) y Valdés Vázquez et al. (2021) señalaron que los periodos naturales de vibración vertical de las edificaciones, regidos por la alta rigidez axial de sus soportes, coinciden frecuentemente con el contenido energético de alta frecuencia de los registros sísmicos verticales, propiciando fenómenos de amplificación dinámica. A través de ADNL, los autores demostraron que la acción simultánea de la componente vertical altera la variación de carga axial e incrementa las rotaciones plásticas y las demandas por flexocompresión, pudiendo degradar severamente el nivel de desempeño global de la estructura.

Daza Acevedo y Ocampo Bedon (2022) analizaron la respuesta de edificaciones ante registros cercanos a la falla y confirmaron que omitir la componente vertical produce errores que subestiman las distorsiones de entrepiso y las fuerzas internas. Sus resultados cuestionan que la regla habitual de tomar $2/3$ de la componente horizontal sea suficiente para caracterizar el espectro vertical real.

La complejidad aumenta al considerar la interacción simultánea entre las tres componentes sísmicas y la variación del AIS. Paucar Natividad y Carpio Vera (2024) compararon análisis bicomponentes contra tridireccionales en edificaciones duales, y concluyeron que aplicar el sismo en tres direcciones altera las fuerzas axiales en muros y columnas por encima de los límites de seguridad, con picos de aceleración vertical que coinciden con los instantes de mayor demanda horizontal.

2.5. Aportaciones Regionales

La investigación sísmica en México ha reconocido la vulnerabilidad de las estructuras irregulares, pero los estudios existentes presentan una fragmentación metodológica que les impide capturar el comportamiento real del colapso.

Ramírez Castañeda (2015) identificó el desfase entre los ejes geométricos y los de rigidez en plantas asimétricas, pero su análisis permaneció en el dominio elástico. El estudio diagnosticó el problema de la direccionalidad, pero no evaluó cómo evoluciona el ángulo crítico cuando la estructura entra al rango no lineal, es decir, omitió la degradación de rigidez que ocurre durante un sismo intenso.

Valenzuela Beltrán et al. (2015) realizaron ADNLTH para evaluar la precisión de las reglas de combinación ortogonal, demostrando que estos métodos subestiman severamente las demandas de carga axial en las columnas al variar el AIS edificios de mediana y baja altura. Por otro lado, Jara Díaz et al. (2022) emplearon ADNLTH y evidenciaron que las aceleraciones verticales en campo cercano superan las estimaciones de los espectros reducidos tradicionales ($V = 2/3H$).

Bañuelos García et al. (2023) y Casino Calles (2019) validaron la superioridad del análisis dinámico frente al *Pushover*, pero limitaron su exploración a demandas globales bajo direcciones de sismo preestablecidas, sin examinar la sensibilidad al ángulo de incidencia ni el daño local. Propuestas de diseño avanzado como las de Hernández Vázquez (2023) y Lagunas Muñoz y Ayala (2025) ofrecen soluciones para estructuras nuevas, pero carecen de una metodología de evaluación aplicable a edificios existentes de base fija sometidos a demandas multiaxiales.

Patlán Manjarrez y Hernández Barrios (2025) introdujeron el Método de la Analogía de la Fuerza (MAF) como alternativa de bajo costo computacional, con validación limitada a modelos planos o regulares donde la rigidez elástica gobierna el comportamiento. No existe evidencia de que este método garantice convergencia y precisión en estructuras tridimensionales de acero con irregularidad severa, acoplamiento torsional y degradación histerética bajo tres componentes sísmicas simultáneas.

2.6. Identificación de Vacíos Metodológicos en la Literatura

A pesar de que las investigaciones sobre estructuras irregulares han logrado caracterizar los mecanismos de daño bajo excitaciones estáticas o espectrales, prevalece una limitación crítica en la literatura: la falta de integración simultánea entre la variabilidad del AIS y la componente vertical del sismo en análisis dinámicos no lineales. Esta omisión asume implícitamente que la dirección principal de la irregularidad coincide con la del sismo, ignorando que la combinación de torsión, modos superiores y fuerzas verticales puede desencadenar mecanismos de colapso que los enfoques actuales no detectan.

La literatura revisada demuestra que cada PDS, como el cortante, la carga axial, los desplazamientos y las distorsiones, alcanza su valor máximo bajo un ángulo de incidencia distinto, lo que hace insuficiente evaluar la estructura en una sola dirección. No obstante, la gran mayoría de los estudios citados se restringe a estructuras de concreto, modelos elásticos o análisis estáticos, y ninguno integra sistemáticamente la componente vertical dentro de un análisis direccional tridimensional no lineal para estructuras de acero con irregularidad en planta.

Los estudios disponibles sobre la componente vertical presentan una limitación común: se enfocan en concreto, mampostería o sistemas geoméricamente regulares. Ninguno de ellos (Daza Acevedo & Ocampo Bedon, 2022; Di Michele et al., 2020; Lemus Rojano, 2021) aborda la problemática específica de edificios de acero con irregularidad en planta, donde la torsión podría amplificar los efectos de la componente vertical de maneras no previstas. Esta tesis cubre esta brecha al analizar cómo la fluctuación de cargas verticales interactúa con los momentos bidireccionales generados por la irregularidad y el AIS en estructuras metálicas, un escenario que la literatura actual no ha cuantificado.

Ante estas limitaciones, esta tesis implementa un ADNLTH tridimensional completo mediante integración directa. A diferencia de los trabajos de Casino Calles (2019) y Bañuelos García et al. (2023), que asumieron direcciones de sismo fijas, esta investigación realiza un barrido direccional explícito de 0° a 360° con un motor no lineal validado, asegurando que la interacción entre irregularidad, ángulo de incidencia y componente vertical se capture sin las idealizaciones que limitan los estudios regionales anteriores. Este vacío en la investigación plantea la necesidad de evaluar con mayor precisión cómo las irregularidades influyen en la respuesta bajo diferentes orientaciones de las tres componentes sísmicas, integrándolas explícitamente dentro del análisis sísmico nacional e identificando los escenarios más desfavorables en zonas de alta actividad sísmica, como México.

3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

El diseño sismorresistente moderno requiere una caracterización rigurosa de la demanda sísmica, transitando de la concepción de fuerzas estáticas equivalentes a la comprensión del sismo como una excitación dinámica, tridimensional y no estacionaria.

3.1. Caracterización del Movimiento Sísmico

Los sismos o terremotos son vibraciones de la corteza terrestre que pueden originarse por diversas causas, como la actividad volcánica, el colapso de cavernas o explosiones. Sin embargo, para la ingeniería estructural, los sismos de origen tectónico son los más importantes debido a su gran intensidad. Estos ocurren por el movimiento brusco de las grandes placas que forman la corteza terrestre. La energía liberada por este choque viaja a través del suelo en forma de ondas sísmicas, provocando vibraciones a muchos kilómetros del epicentro (véase la Figura 3.1). Es precisamente este movimiento en la base de las edificaciones lo que las pone en riesgo (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021; Darwin & Dolan, 2021; Rochel Awad, 2012).

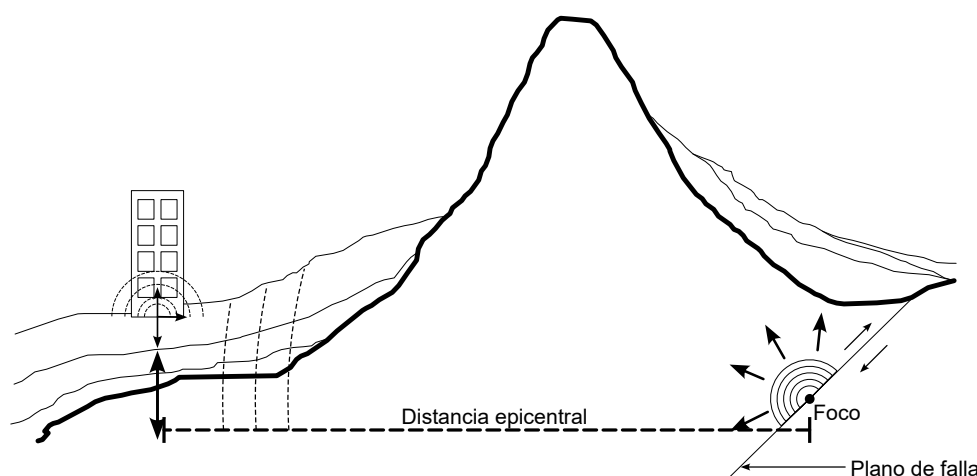


Figura 3.1. Modo de transmisión de energía sísmica desde la fuente hasta la estructura.
Adaptada de: Rochel Awad (2012).

Durante un sismo, el movimiento del terreno se manifiesta de forma aleatoria y tridimensional (con componentes horizontales y verticales) a medida que las ondas se alejan del epicentro. Cuando la base de la edificación se desplaza, la inercia de la masa estructural tiende a oponerse a este movimiento y mantener su posición original (véase la Figura 3.2), lo que induce fuerzas y desplazamientos en el sistema. Al transmitirse hacia los niveles superiores, esta aceleración interactúa con las propiedades dinámicas del edificio y generalmente se amplifica, dando lugar a lo que se conoce como aceleración de respuesta. Si estas fuerzas y deformaciones superan la capacidad que la estructura puede soportar, pueden provocar daños severos o incluso el colapso (Darwin & Dolan, 2021; Hassoun & Al-Manaseer, 2020; Pillai & Menon, 2007).

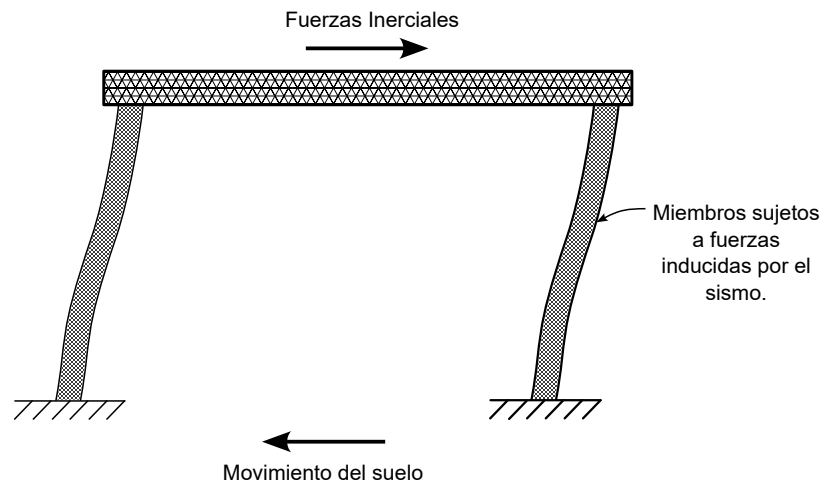


Figura 3.2. Mecanismo de respuesta sísmica de una estructura ante el movimiento del suelo. Adaptada de: Darwin y Dolan (2021).

3.1.1. Sismicidad y peligro sísmico en México

La República Mexicana se encuentra en una de las zonas tectónicas más activas del mundo, interactuando principalmente con cinco placas: Norteamericana, Pacífico, Rivera, Cocos y del Caribe (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021) como se muestra en la Figura 3.3.

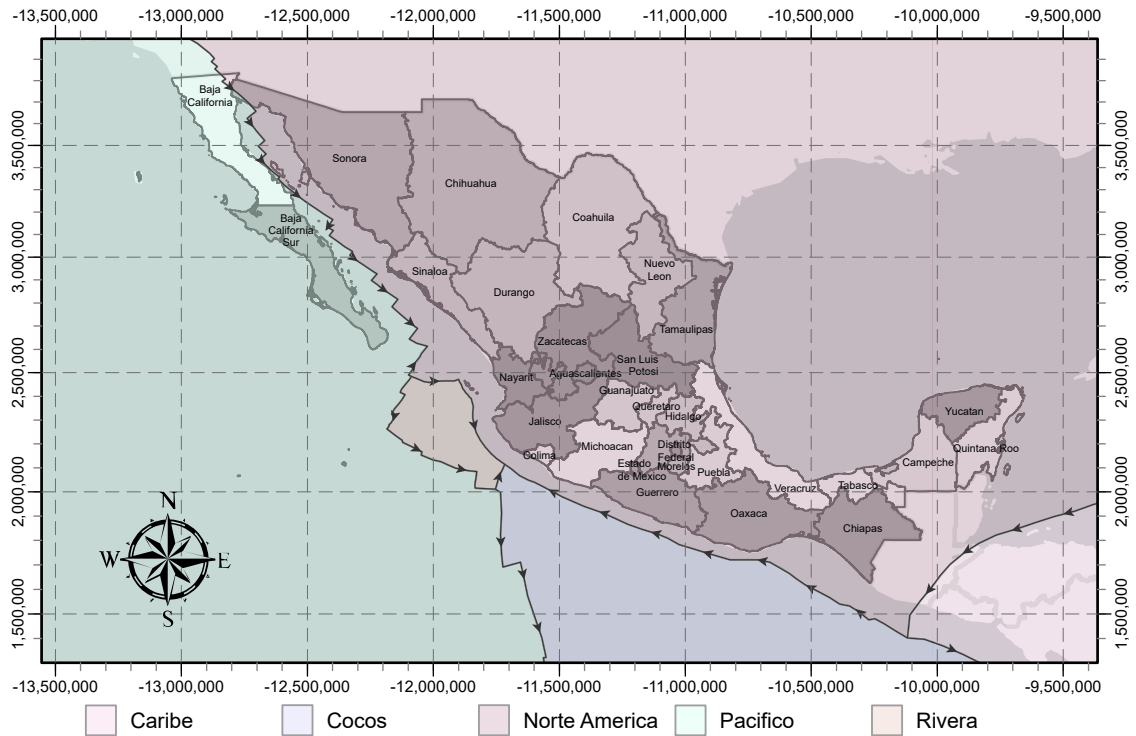


Figura 3.3. Mapa de las placas tectónicas en el territorio mexicano.

El peligro sísmico en un sitio específico depende de su cercanía a fuentes de eventos de magnitud suficiente para producir intensidades significativas en el sitio, una forma más racional de expresar el peligro sísmico es en términos probabilísticos, en función de la intensidad que tiene una probabilidad preestablecida de ser excedida en un lapso comparable a la vida útil esperada de las edificaciones (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021). La Figura 3.4 muestra la regionalización sísmica de México; la cual se ha subdividido en cuatro regiones de peligro sísmico creciente, las cuales son afectadas por dos tipos de fuentes sísmicas principales:

Sismos de subducción:

Originados en la costa del Pacífico por el hundimiento de las placas de Cocos y Rivera bajo la Norteamericana. Suelen tener grandes magnitudes y largas duraciones (ej. el sismo de Michoacán de 1985).

Sismos intraplaca:

Ocurren dentro de la placa subducida a profundidades considerables y epicentros más cercanos al centro del país. Tienen un contenido de frecuencias altas y fuertes aceleraciones (ej. el sismo de Puebla-Morelos de 2017).

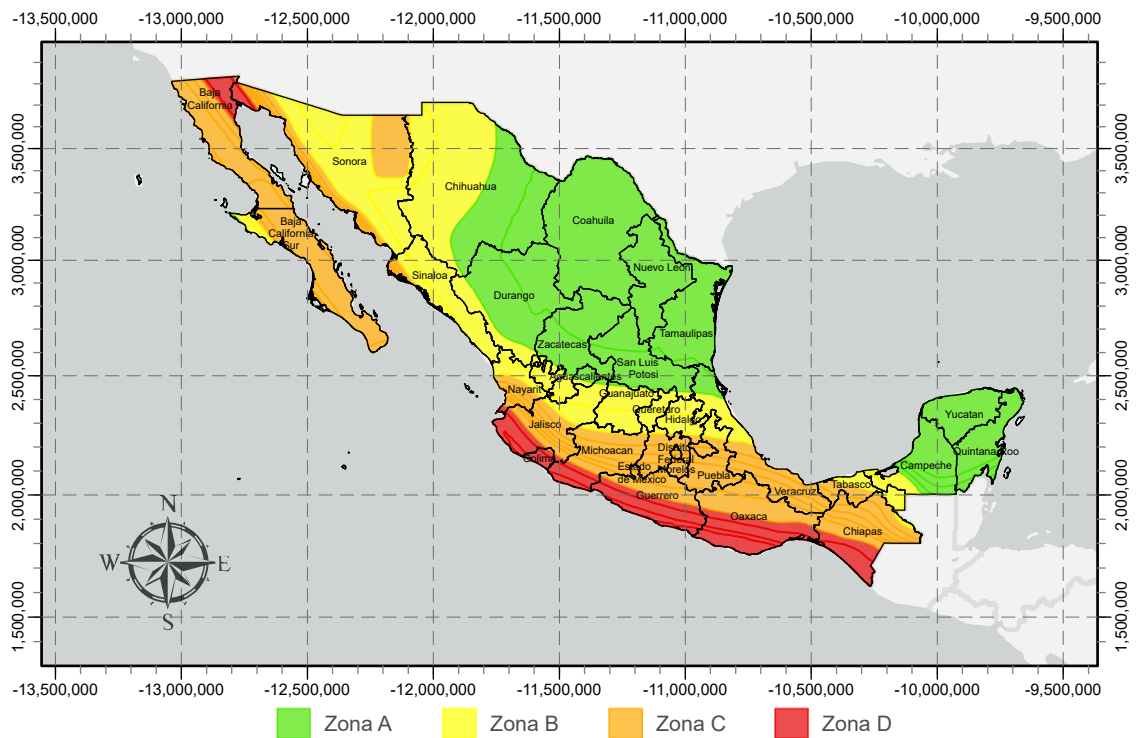


Figura 3.4. Mapa de zonificación sísmica de la República Mexicana de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles (Comisión Federal de Electricidad [CFE], 2015a), (Zonas A - D).

3.1.2. Acelerogramas y registros multicomponente

El movimiento del terreno durante un sismo es un fenómeno espacial complejo que se describe matemáticamente mediante historias de tiempo de aceleración, velocidad y desplazamiento. Los acelerógrafos modernos capturan este movimiento mediante la medición simultánea en tres ejes ortogonales: dos componentes horizontales (X y Y) y una componente vertical (Z), como se muestra en la Figura 3.5.

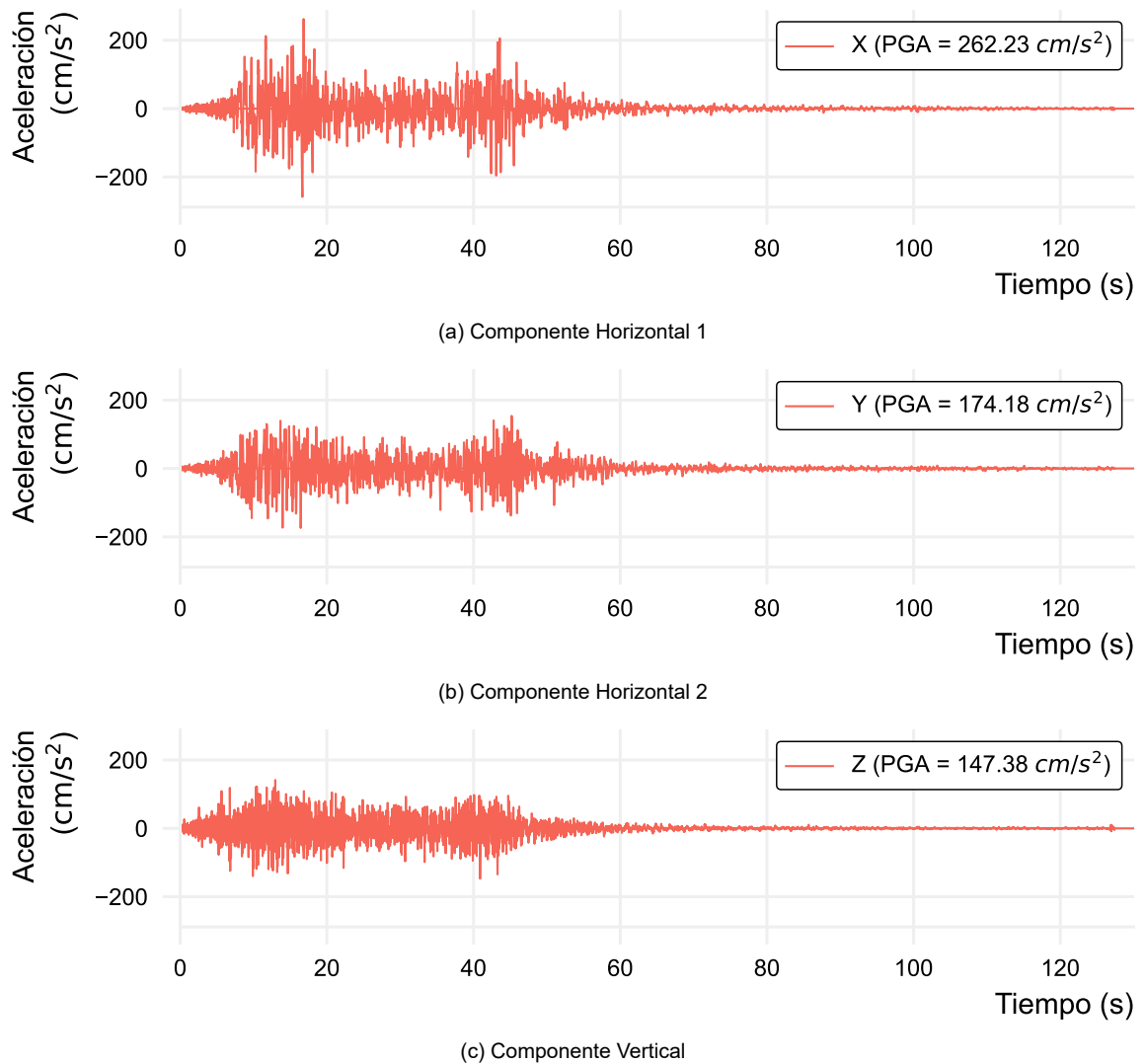


Figura 3.5. Acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985 ($M_{tw} = 8.1$) en México, estación Zacatula. Se detallan las componentes: (a) Horizontal 1 (X); (b) Horizontal 2 (Y); y (c) Vertical (Z).

Para realizar un análisis dinámico no lineal tiempo-historia (ADNLTH), es indispensable utilizar registros de sismos reales aplicados en varias direcciones. A diferencia de los análisis estáticos no lineales (AENL) que solo aplican una fuerza fija, analizar el sismo paso a paso permite ver cómo varía su intensidad y sus movimientos segundo a segundo. Esto es clave para evaluar cómo se va acumulando el daño en la estructura durante todo el evento sísmico y poder determinar el nivel de desempeño de la estructura.

La Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (RAII-UNAM), pone a disposición un catálogo de alrededor de 21,774 registros de acelerogramas, producto de 8,359 temblores identificados para el periodo 1964 a 2021, cuyas M_w oscilan entre 1.5 a 8.2. La RAII-UNAM cuenta con 214 estaciones de monitoreo de las cuales solo 89 se encuentran en operación actualmente y las cuales se muestran en la Figura 3.6.

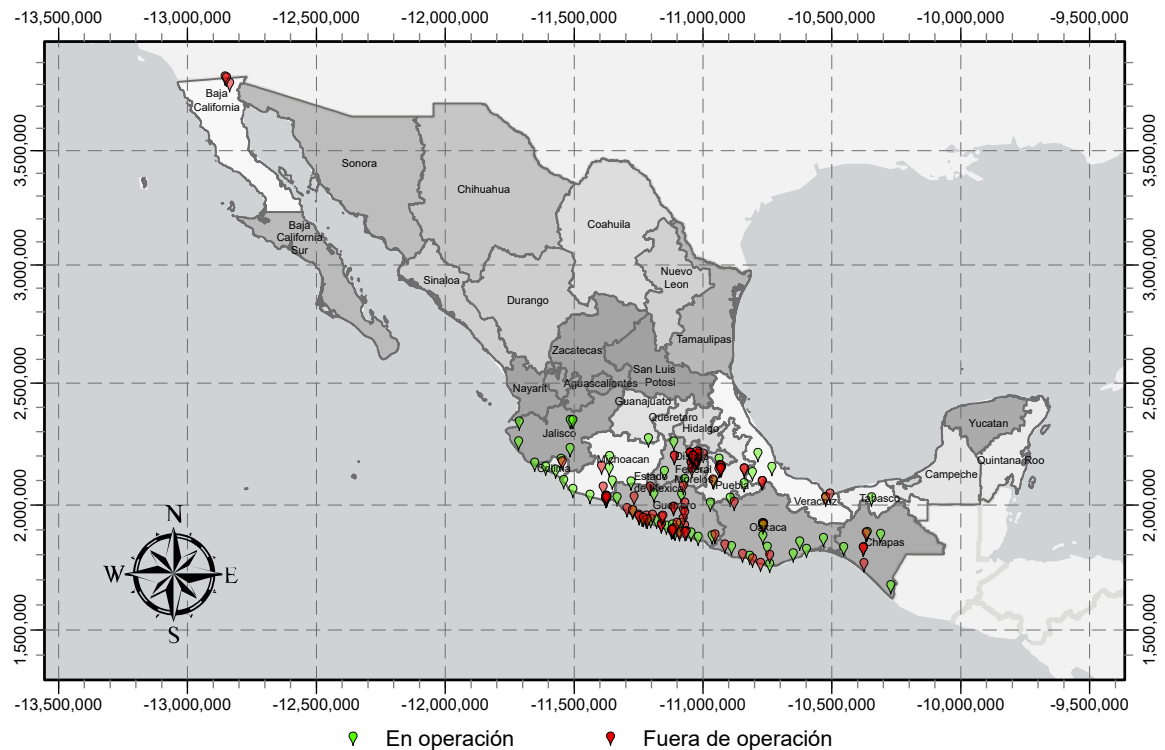


Figura 3.6. Mapa de las estaciones en y fuera de operación pertenecientes a la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

3.1.3. Espectros de respuesta sísmica

El espectro de respuesta es la herramienta fundamental del diseño sísmico convencional. Se define como la envolvente de las respuestas máximas de una familia de sistemas de un grado de libertad (*Single Degree of Freedom*, SDOF), sometidos a un mismo acelerograma, variando su periodo natural de vibración y manteniendo un amortiguamiento (ζ) constante (Rochel Awad, 2012).

En un espectro de respuesta de aceleraciones, la máxima aceleración del suelo está representada como la ordenada del espectro para un periodo (T) igual a 0 s, véase la Figura 3.7.

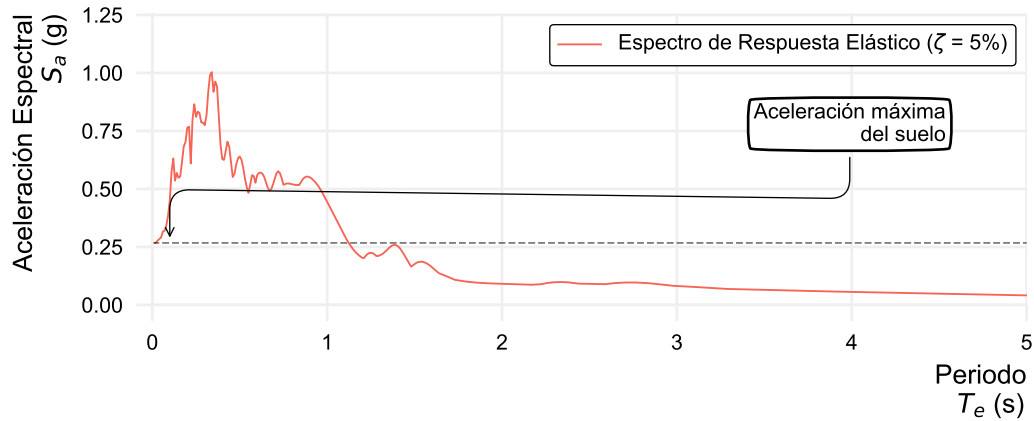


Figura 3.7. Espectro de respuesta elástica de pseudo-aceleraciones ($\zeta = 5\%$)

Espectro elástico de diseño: Los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se suprimen los valles, como se puede observar en la Figura 3.8. Estos espectros se obtienen a partir de estudios estadísticos de los espectros de respuesta lineales para sismos de magnitudes similares, obtenidos en condiciones parecidas de suelos y distancias epicentrales (Meli Piralla, 2002; Rochel Awad, 2012).

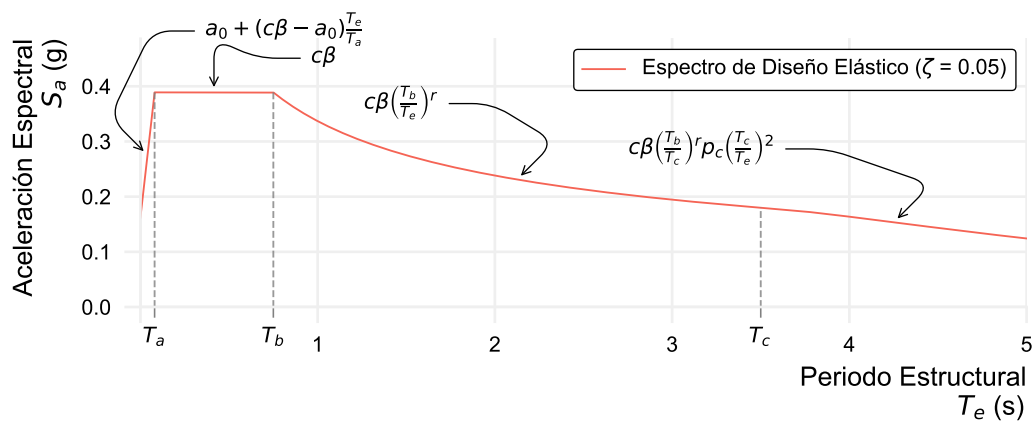


Figura 3.8. Espectro de diseño elástico reglamentario de acuerdo a: CFE (2015a).

Espectro inelástico de diseño: Es necesario considerar la posibilidad de disipar energía al incursionar la estructura en el rango inelástico, entonces, aparece la necesidad de derivar un espectro inelástico suavizado (Rochel Awad, 2012). La manera más simple de obtener el espectro inelástico de diseño es reducir las fuerzas de diseño obtenidas a partir del espectro elástico de diseño, por un factor constante, que no depende del período y sí de la ductilidad del sistema, como se observa en la Figura 3.9, esta última es la capacidad que tiene la estructura de incursionar en el rango inelástico antes de llegar a la falla o colapso total de la estructura, como se ilustra en la Figura 3.10 (Rochel Awad, 2012).

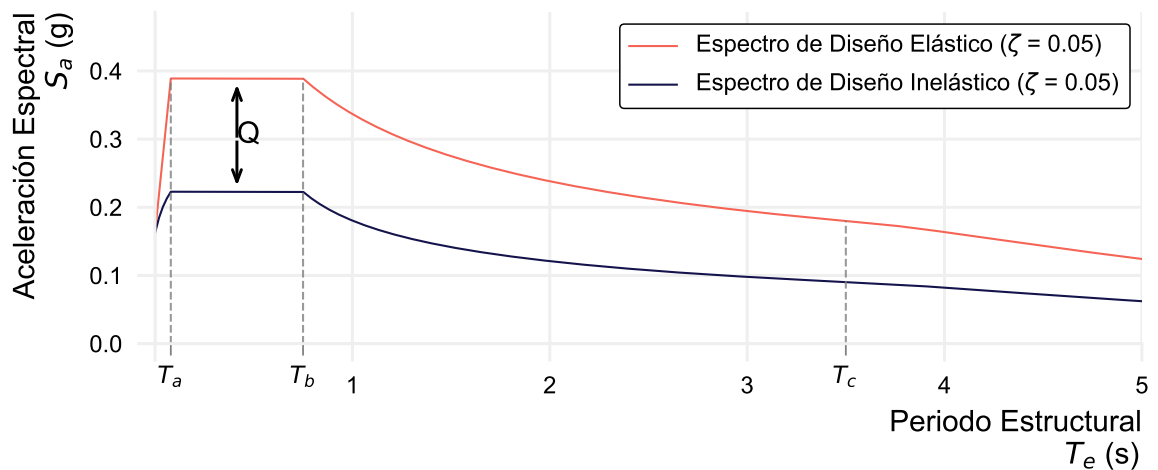


Figura 3.9. Espectro de diseño inelástico reglamentario de acuerdo a: CFE (2015a).

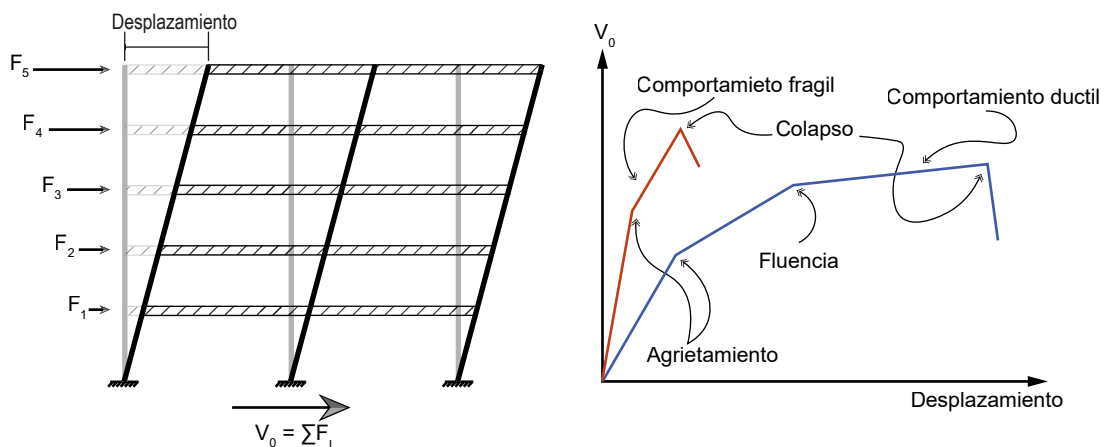


Figura 3.10. Comportamiento de un sistema aporticado ante cargas laterales.

Aunque las normativas se basan en espectros de diseño suavizados para determinar las fuerzas laterales elásticas e inelásticas, el enfoque espectral presenta una deficiencia fundamental: pierde la información de la duración del sismo, el número de ciclos de carga y la simultaneidad de los picos de aceleración direccionales.

3.1.4. Direccionalidad y ángulo de incidencia

Convencionalmente, los acelerogramas se aplican a los modelos matemáticos alineados con los ejes ortogonales principales del edificio (X e Y). Sin embargo, las ondas sísmicas inciden sobre la base de la estructura en una dirección arbitraria. Para evaluar la rotación del movimiento del suelo, se adopta el enfoque utilizado por varios estudios (Alam et al., 2020; Altunişik & Kalkan, 2017; Giannopoulos & Vamvatsikos, 2018; Sun et al., 2016). Las dos componentes ortogonales de la aceleración del suelo $\ddot{u}_{xg}(t)$ y $\ddot{u}_{yg}(t)$ se rotan en un ángulo (θ) considerado y se resuelven en los grados de libertad estructurales, como se ve en la Figura 3.11. Se supone que $\ddot{u}_{xg}(t)$ y $\ddot{u}_{yg}(t)$ apuntan inicialmente en las direcciones X e Y de la estructura, respectivamente.

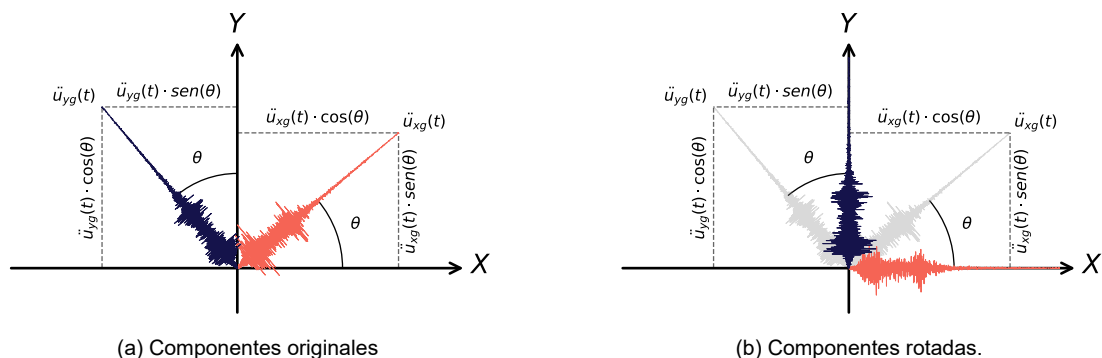


Figura 3.11. Diagrama de rotación de coordenadas: (a) componentes originales del movimiento; (b) componentes rotados resultantes.

Mediante una transformación de coordenadas, los componentes ortogonales del movimiento del suelo se proyectan sobre nuevos ejes rotados en sentido antihorario en un ángulo (θ). Estos componentes rotados, denotados como $\ddot{u}_{s1}(t)$ y $\ddot{u}_{s2}(t)$, se alinean con los grados de libertad estructurales principales.

La ecuación (1) se utiliza para realizar esta operación, se puede observar que el término $\ddot{u}_{zg}(t)$ que indica el movimiento vertical, no se ve afectado por la rotación plana.

$$\begin{bmatrix} \ddot{u}_{s1}(t) \\ \ddot{u}_{s2}(t) \\ \ddot{u}_{s3}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & -\sin \theta & 0 \\ \sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_{xg}(t) \\ \ddot{u}_{yg}(t) \\ \ddot{u}_{zg}(t) \end{bmatrix} \quad (1)$$

En la ecuación (1), θ es el ángulo de rotación en sentido antihorario, $\ddot{u}_{xg}(t)$, $\ddot{u}_{yg}(t)$ y $\ddot{u}_{zg}(t)$ son los componentes del movimiento del suelo a lo largo de los ejes globales, sin rotar, y $\ddot{u}_{s1}(t)$, $\ddot{u}_{s2}(t)$ y $\ddot{u}_{s3}(t)$ son los componentes rotados correspondientes, como se muestra en la Figura 3.11 (b).

3.1.5. La componente sísmica vertical

Históricamente, el diseño sísmico tradicional ha prestado poca atención a la componente vertical del sismo. Esto ocurría porque los edificios ya están diseñados para soportar su propio peso (son muy rígidos verticalmente) y se asumía que la aceleración vertical (V) siempre era mucho menor que la horizontal (H), aplicando por costumbre la regla de que equivale a solo dos tercios de esta ($V = 2/3H$).

Sin embargo, registros sísmicos recientes han demostrado que, cerca de la zona de ruptura o en ciertos tipos de suelo, el movimiento vertical puede llegar a ser más fuerte que el horizontal (superando la relación $V/H \geq 1.0$), especialmente en vibraciones rápidas o de periodos cortos, desde la mecánica estructural, la aceleración vertical altera transitoriamente el estado de esfuerzos por gravedad, generando una variación de alta frecuencia en la carga axial de las columnas, lo que incrementa significativamente el daño en las estructuras (Di Michele et al., 2020; Valdés Vázquez et al., 2021).

Si bien la energía asociada a la componente vertical suele ser inferior a la horizontal, su contenido espectral se concentra predominantemente en un rango de altas frecuencias. Esta característica representa un riesgo crítico para estructuras con periodos fundamentales de vibración vertical que coinciden con dicha banda de frecuencias, debido a fenómenos de resonancia.

La evidencia histórica, particularmente en registros de campo cercano, muestra relaciones vertical/horizontal superiores a la unidad ($V/H > 1.0$) (Hernández Siliin, 2013; López Moreno, 2016). Un ejemplo de este comportamiento se ilustra en la Figura 3.12, donde la intensidad vertical supera a las componentes horizontales; registros adicionales con estas características se detallan en el Cuadro 3.1.

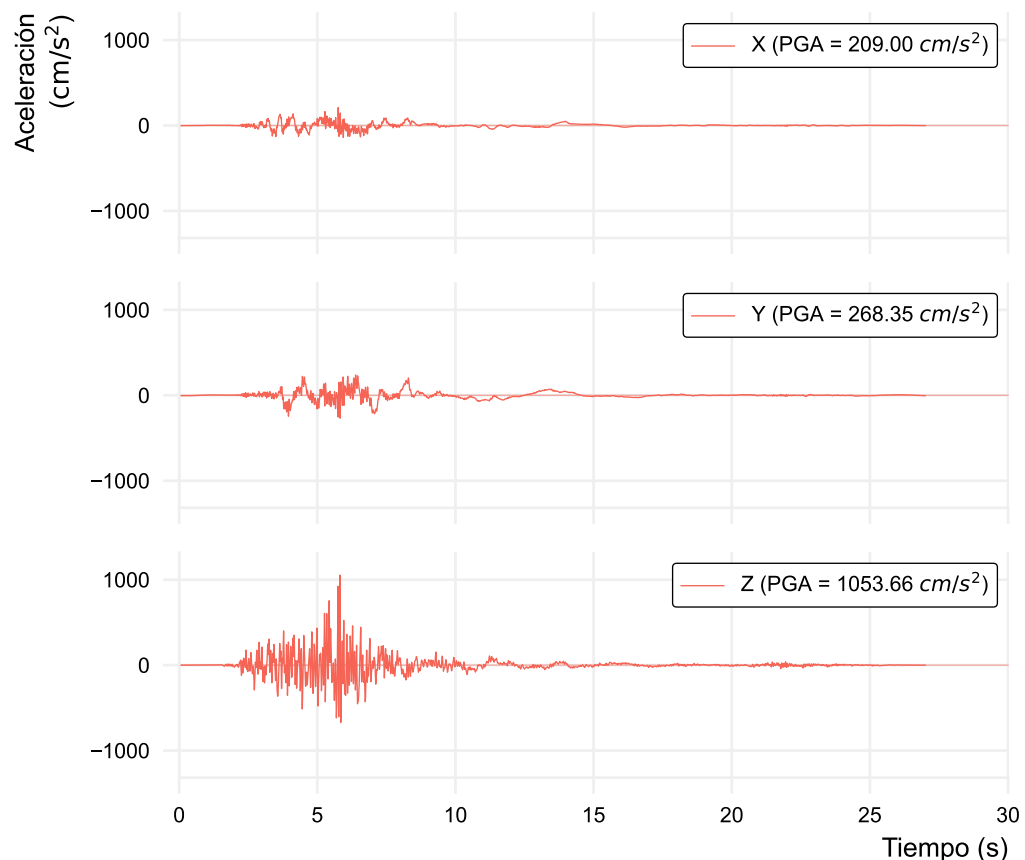


Figura 3.12. Acelerograma del sismo de Christchurch, Nueva Zelanda (2011), estación: *Hulverstone Drive Pumping Station*.

Fuente: Base de datos PEER NGA-West2 (Ancheta et al., 2014).

Cuadro 3.1. Registros sísmicos con predominancia de aceleración vertical ($V/H \geq 1.00$).

Evento	Lugar	Estación	Fecha	PGA ^a (cm/s ²)			V/H ^b
				H ₁	H ₂	V.	
L'Aquila	Italia	L'Aquila - V. Aterno - F. Aterno	06/04/2009	394.15	431.77	480.24	1.11
Northridge	Northridge	Arleta - Nordhoff Fire Station	17/01/1994	338.54	301.95	541.66	1.60
Kobe	Japón	Port Island	16/01/1995	341.25	284.27	556.03	1.63
Christchurch	Nueva Zelanda	Hulverstone Drive Pumping Station	21/02/2011	209.00	268.35	1053.66	3.93
Imperial Valley	Imperial Valley	El Centro Array #6	15/10/1979	438.79	440.51	1858.97	4.22

^a PGA.^b Relación máxima de la componente vertical y las horizontales.

3.2. Respuesta No Lineal de Sistemas Estructurales

Al llegar cerca de su máxima capacidad de carga de una estructura, su comportamiento se vuelve no lineal y la mayoría de estas pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo de la etapa no lineal, la falla se presenta cuando se alcanza la deformación máxima.

El sistema no lineal más estudiado es el elastoplástico, en el cual el comportamiento es lineal hasta una carga máxima y, posteriormente, la capacidad de carga se mantiene constante hasta una deformación “ μ ” o “ R ” veces la fluencia de acuerdo al método utilizado, también llamado factor de ductilidad, el cual es calculado con la ecuación (2), después de lo cual ocurre el colapso como se observa en la Figura 3.13 (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021; Meli Piralla, 2002).

$$\mu, R = \frac{\delta_u}{\delta_e} \quad (2)$$

3.2.1. Comportamiento histerético y degradación cíclica

El mecanismo de comportamiento no lineal de una edificación depende del tipo y número de secciones que superan el límite elástico. A medida que más secciones se plastifican (mediante la formación de rótulas plásticas) y participan en la deformación inelástica, y mientras más dúctil sea su comportamiento individual, mayor será la ductilidad del sistema en su conjunto (véase la Figura 3.14, donde se representan las distintas etapas de este comportamiento).

Por lo tanto, un aspecto esencial del diseño sísmico consiste en dotar a los diferentes elementos de la estructura con resistencias proporcionales, de manera que el sistema global desarrolle la máxima ductilidad posible sin colapsar, lo cual es el principio fundamental del criterio de diseño por capacidad (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021; Meli Piralla, 2002).

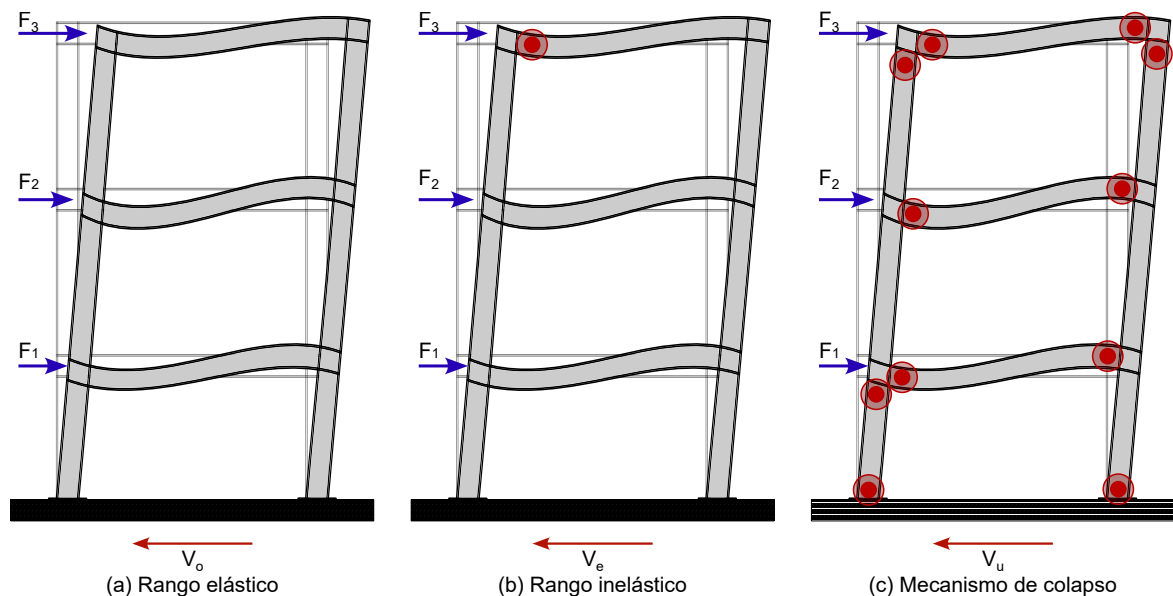


Figura 3.14. Evolución de la respuesta estructural bajo carga lateral incremental (Análisis *Pushover*): (a) estado inicial elástico; (b) incursión inelástica y formación de rótulas, y (c) formación del mecanismo de falla global.

Nota: los puntos rojos indican la fluencia o formación de rotulas plásticas.

En el rango elástico, los materiales estructurales recuperan su forma original al retirar la carga (véase la Figura 3.14 (a)). Sin embargo, al incursionar en el rango plástico, experimentan deformaciones irreversibles (Figura 3.14 (b)) que pueden acumularse hasta provocar el colapso de la estructura (Figura 3.14 (c)). Durante un evento sísmico, los elementos no están sujetos a una carga monotónica en una sola dirección, sino a ciclos severos de carga y descarga en sentidos opuestos. Con cada ciclo sucesivo, los materiales experimentan dos fenómenos críticos:

Degradación de rigidez:

Reducción de la pendiente en la curva fuerza - deformación (común por el agrietamiento en el concreto o pandeo local en el acero).

Deterioro de resistencia:

Pérdida de la capacidad de carga máxima tras ciclos repetidos debido a la fatiga.

3.2.2. Modelación del comportamiento plástico

Los modelos para representar este comportamiento no lineal de los miembros estructurales cuando superan su rango lineal y se degradan, pueden diferenciarse por la forma en que se distribuye la plasticidad a través de sus secciones transversales y a lo largo de su longitud, los cuales se pueden clasificar en dos grupos: plasticidad distribuida y plasticidad concentrada, en la Figura 3.15 se muestra una comparación de cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica (National Institute of Standards and Technology [NEHRP], 2010).

Plasticidad Concentrada:

Este método simplifica la realidad asumiendo que el daño inelástico (cuando el material se deforma permanentemente) ocurre solo en puntos muy específicos, generalmente en los extremos de las vigas y columnas. El resto de la viga o columna se considera que sigue comportándose elásticamente.

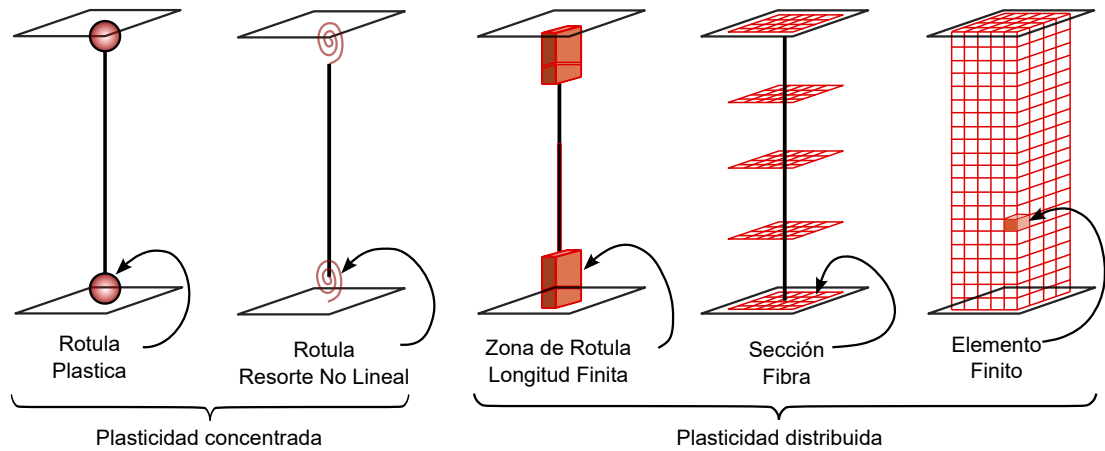


Figura 3.15. Modelos idealizados de plastificación en elementos viga-columna.
Adaptada de: NEHRP (2010).

Plasticidad Distribuida:

Cada sección de una viga o columna se divide virtualmente en muchas fibras pequeñas o elementos sólidos. Cada una de estas fibras tiene su propia forma de reaccionar al estirarse o comprimirse. Esto permite que el daño se distribuya gradualmente a lo largo de todo el elemento, no solo en los extremos.

Al seleccionar los tipos de modelos de análisis, es importante comprender (1) el comportamiento esperado, (2) las suposiciones y (3) las aproximaciones inherentes al tipo de modelo propuesto. Si bien las formulaciones más sofisticadas pueden parecer que ofrecen mejores capacidades para modelar ciertos aspectos del comportamiento, los modelos simplificados pueden captar de manera más eficaz las características relevantes con la misma o menor aproximación.

3.2.3. Medidas de respuesta inelástica y daño estructural

Para evaluar el desempeño de un edificio después de un ADNLTH, no basta con conocer las fuerzas internas; es indispensable cuantificar las principales métricas de respuesta para la evaluación del daño, las cuales son las siguientes:

Distorsiones de entrepiso: Se define como la diferencia de desplazamiento lateral entre dos pisos consecutivos, dividida por la altura del entrepiso (Figura 3.16) y se calcula con la ecuación (3). Altas demandas de distorsión están directamente interrelacionadas con la fractura de columnas, el daño y/o colapso de elementos no estructurales y la inestabilidad global de la estructura (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021).

$$\gamma = \frac{\Delta_i}{H_i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{H_i} \quad (3)$$

donde:

- γ_i es la distorsión o deriva del entrepiso i .
- Δ_i es el incremento de desplazamiento entre el piso i y el piso $i - 1$
- δ_i es el desplazamiento del piso i
- δ_{i-1} es el desplazamiento del piso $i - 1$
- H_i es la altura de entrepiso del piso i

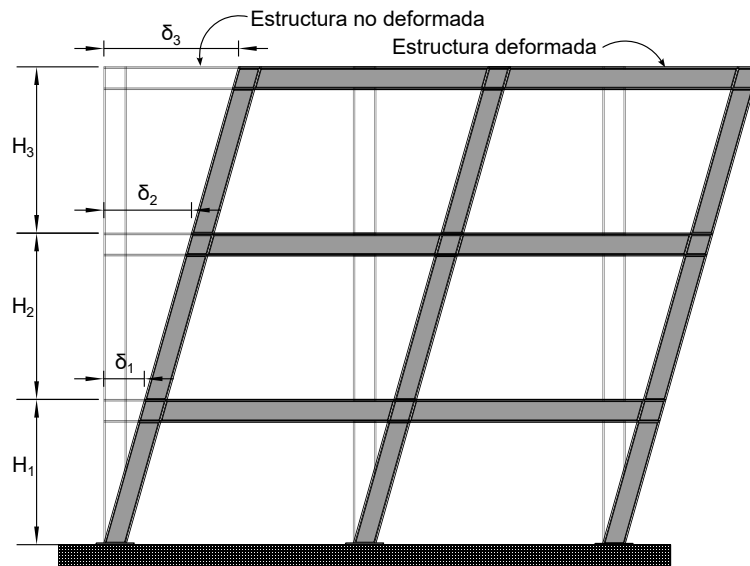


Figura 3.16. Indicadores de desempeño: distorsiones de entrepiso (γ).

Desplazamiento global: Es la medida absoluta del movimiento lateral de la estructura, esta es la suma de los desplazamientos relativos a todos los entrepisos que conforman la edificación, como se muestra en la Figura 3.17. Un parámetro derivado de esta medida de vital importancia es el desplazamiento residual, que indica la deformación permanente o el desplome con el que queda la estructura al finalizar el sismo, determinando si es económicamente reparable o no (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021).

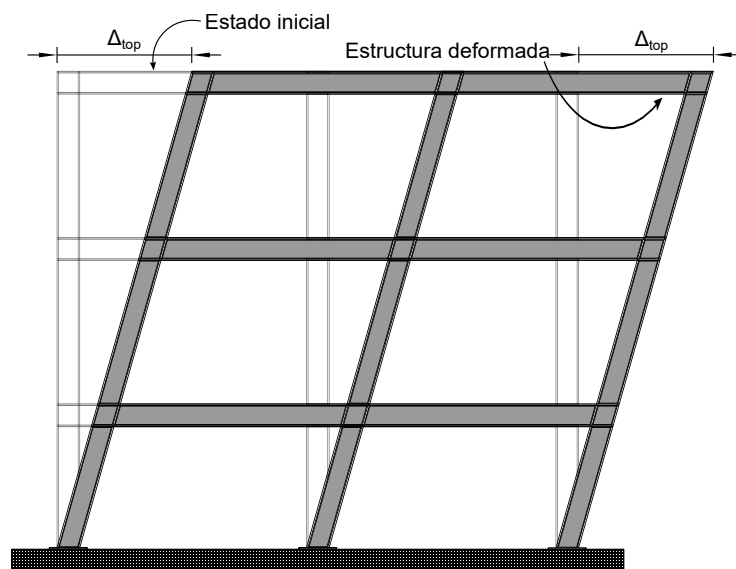


Figura 3.17. Indicadores de desempeño: desplazamiento lateral de azotea (Δ_{top}).

Rotación plástica: Es una métrica de daño local que evalúa el ángulo de giro inelástico en las rótulas de los elementos, como se aprecia en la Figura 3.18. Normativas internacionales como *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-23, American Society of Civil Engineers [ASCE], 2023) utilizan la rotación plástica para clasificar el nivel de desempeño de un elemento en tres umbrales de seguridad: ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (SV) y prevención de colapso (PC).

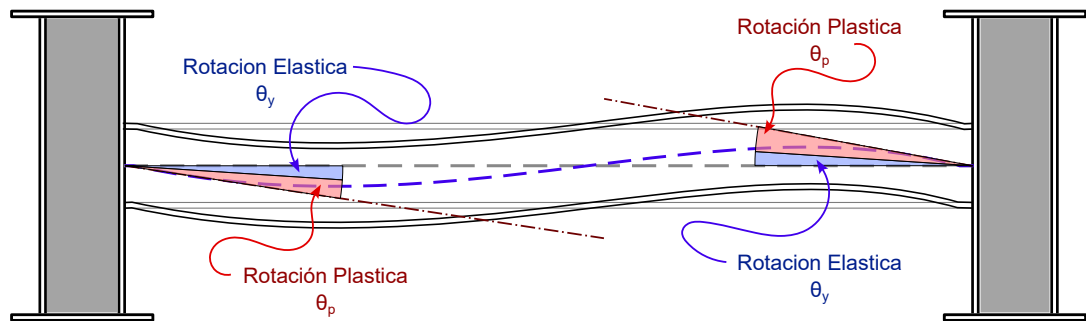


Figura 3.18. Indicadores de desempeño: rotación plástica (θ_p).

3.3. Dinámica Estructural y Análisis No Lineal

Para entender cómo se comporta un edificio segundo a segundo durante un sismo, es necesario calcular las fuerzas que actúan sobre él en cada instante del movimiento. Para lograr esto, el ADNLTH es el método más avanzado y exacto que existe. En lugar de hacer un cálculo general y estático, este análisis evalúa el movimiento paso a paso para simular cómo el edificio se va deformando y acumulando daños conforme avanza el sismo.

Se asegura que el ADNLTH es la herramienta más precisa para calcular la respuesta sísmica de estructuras no lineales. Esta opinión se funda en que el método incorpora directamente las características del comportamiento no lineal cíclico de los componentes estructurales y de sus conexiones en todas las instancias de carga y descarga que se generan durante un sismo. Este tipo de análisis se ejecuta integrando las ecuaciones de movimiento de la edificación con algún método numérico paso a paso.

3.3.1. Ecuación general de movimiento

Para un sistema de múltiples grados de libertad (*Multiple Degrees of Freedom*, MDOF) excitado por una aceleración en su base, la ecuación diferencial de equilibrio dinámico en un instante de tiempo (t) se expresa con la ecuación (4):

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + f_s(u(t), \dot{u}(t)) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (4)$$

donde:

- M, C son las matrices globales de masa y amortiguamiento, respectivamente.
- $\ddot{u}(t), \dot{u}(t), u(t)$ representan los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos del sistema respecto a la base.
- $f_s(u(t), \dot{u}(t))$ representa la fuerza restauradora no lineal que va cambiando con el daño.
- $\ddot{u}_g(t)$ es la historia de aceleración del terreno en ese instante.

La diferencia principal entre un análisis lineal y uno no lineal radica en cómo reacciona el edificio al deformarse.

Rango lineal:

La estructura se comporta como una liga de hule nueva. Su rigidez es siempre la misma. La fuerza con la que intenta regresar a su posición original es directa y predecible, calculándose simplemente multiplicando esa rigidez constante por el desplazamiento ($Ku(t)$).

Rango no lineal:

La estructura se comporta más como un clip de metal que doblas demasiado: el material sufre daño y su rigidez cambia. La fuerza con la que el edificio intenta recuperarse (f_s) ya no es constante, sino que depende de qué tan deformado o dañado quedó en los instantes anteriores del sismo. Por esta razón se debe recalcular la nueva rigidez del edificio paso a paso, actualizándola en cada instante (lo que se conoce como rigidez tangente, K_t).

3.3.2. Modelación del amortiguamiento dinámico

Mientras que el daño estructural disipa energía mediante histéresis (modelado en f_s), existe una disipación de energía inherente por fricción en uniones, elementos no estructurales y microfisuras, la cual se modela mediante la matriz de amortiguamiento (C). En la práctica, se utiliza comúnmente el amortiguamiento de Rayleigh, que asume que la matriz C es proporcional a la masa y a la rigidez del sistema como se muestra en la ecuación (5):

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5)$$

α y β son coeficientes calculados para asignar un porcentaje de ζ crítico a dos modos de vibración representativos, estos coeficientes se calculan con la ecuación (6).

$$\begin{aligned} \alpha &= \zeta \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \\ \beta &= \zeta \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \end{aligned} \quad (6)$$

En la ecuación (6), ω_1 y ω_2 son las frecuencias naturales (rad/s) del primer modo de vibración y del modo de vibración k (el más alto considerado) que garantice al menos el 90 % de masa efectiva. Para el análisis no lineal, una decisión metodológica crucial es la elección de la matriz de rigidez K en esta ecuación. Si se utiliza la matriz de rigidez elástica inicial (K_0), el modelo puede generar fuerzas de amortiguamiento artificialmente altas cuando la estructura fluye (ya que la rigidez real cae drásticamente, pero el amortiguamiento no). Para evitar esta sobreestimación irreal de la capacidad disipativa, los métodos exigen basar el coeficiente β en la rigidez tangente actualizada (K_t).

3.3.3. Integración numérica paso a paso

Dado que la aceleración sísmica $\ddot{u}_g(t)$ es una función transitoria altamente irregular y la matriz de rigidez cambia constantemente por la fluencia, la ecuación de movimiento carece de una solución analítica cerrada. El problema debe resolverse transformando las ecuaciones diferenciales en un sistema de ecuaciones algebraicas mediante métodos de integración numérica discreta, para realizar esto, el registro sísmico se divide en incrementos de tiempo muy pequeños (Δt , típicamente de 0.005 a 0.01 segundos) y se utilizan algoritmos implícitos de la familia de Newmark o el método de Hilber-Hughes-Taylor, los cuales son los preferidos debido a su estabilidad incondicional frente a periodos altos, con los cuales se estiman las aceleraciones y velocidades al final del paso $t + \Delta t$ basándose en las condiciones del paso anterior t .

3.3.4. Algoritmos de convergencia iterativa

Dentro de cada paso de tiempo (Δt), a medida que los elementos estructurales incursionan en el rango plástico, se produce una diferencia entre las fuerzas sísmicas externas aplicadas y la capacidad de las fuerzas internas restauradoras, dicha diferencia se denomina fuerza de desequilibrio.

Para corregir este error antes de avanzar al siguiente paso del tiempo del registro sísmico, se deben realizar iteraciones internas hasta lograr la convergencia. El algoritmo de Newton-Raphson es el estándar de la industria para este proceso: calcula el desequilibrio, actualiza la matriz de rigidez tangente y vuelve a evaluar el sistema hasta que el error sea menor a una tolerancia especificada.

Si las iteraciones no convergen tras agotar el límite establecido (debido a una degradación de rigidez extrema o un efecto incontrolable), la matriz matemática se vuelve singular. Físicamente, este error numérico es el indicador de que la estructura ha alcanzado la inestabilidad global y el colapso dinámico.

3.4. Edificaciones Irregulares y Efectos de Torsión

La filosofía de diseño sísmico tradicional se basa en la premisa de que las estructuras poseen una distribución uniforme de masa y rigidez, lo que permite que la energía sísmica se disipe de manera simétrica. Sin embargo, las exigencias arquitectónicas modernas frecuentemente imponen plantas asimétricas (formas en “L”, “C”, “H”, “Z”) o distribuciones irregulares en elevación. Esta falta de simetría detona fenómenos dinámicos, principalmente el acoplamiento torsional, el cual es responsable de un alto porcentaje de colapsos estructurales a nivel mundial (Tena-Colunga, 2021).

3.4.1. Centro de masa, centro de rigidez y excentricidad

El comportamiento torsional de un diafragma rígido (o semirrígido) está gobernado por la interacción espacial de dos puntos geométricos fundamentales:

Centro de masas (CM):

Es el punto donde se concentra la masa equivalente del nivel y, por la Segunda Ley de Newton, es el punto exacto donde se aplican las fuerzas inerciales inducidas por la aceleración del sismo.

Centro de rigidez (CR):

Es el punto geométrico de la planta que, al aplicarle una fuerza lateral, provoca únicamente la traslación del entrepiso sin generar rotación. Representa el centroide de las rigideces de los elementos resistentes a fuerzas laterales.

La distancia en planta entre el CM y el CR se define como excentricidad estática (e_s), y esta se puede clasificar en dos tipos: excentricidad unidireccional y bidireccional como se puede observar en la Figura 3.19.

Cuando el sismo empuja el edificio en el CM, y este se resiste desde el CR, se genera un brazo de palanca que induce un momento torsionante generalizado en la planta, como puede observarse en la Figura 3.20 (a), estos momentos pueden ser calculados por la ecuación (7) para el momento torsionante máximo en la edificación y la ecuación (8) para el momento torsionante por cada entrepiso. Para contrarrestar las incertidumbres en la distribución de cargas y la variabilidad espacial del sismo, las normativas exigen adicionar una excentricidad accidental (e_a) a este cálculo, amplificando teóricamente la torsión de diseño.

$$M_{T\max} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot e_i \quad (7)$$

donde:

- $M_{T\max}$ es el momento torsionante máximo en la base.
- n es el número total de pisos.
- F_i es la fuerza lateral en el piso i .
- e_i es la excentricidad en el piso i .

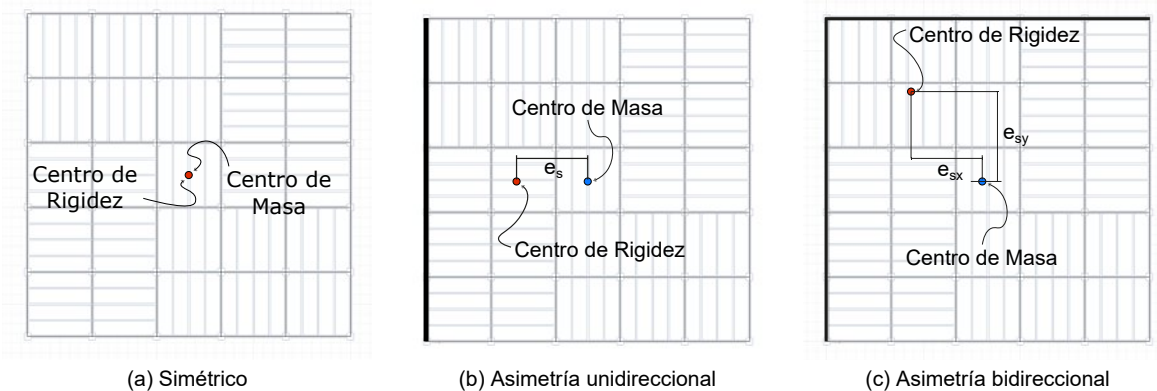
$$M_{Ti} = \sum_{j=i}^n F_j \cdot e_j \quad (8)$$

donde:

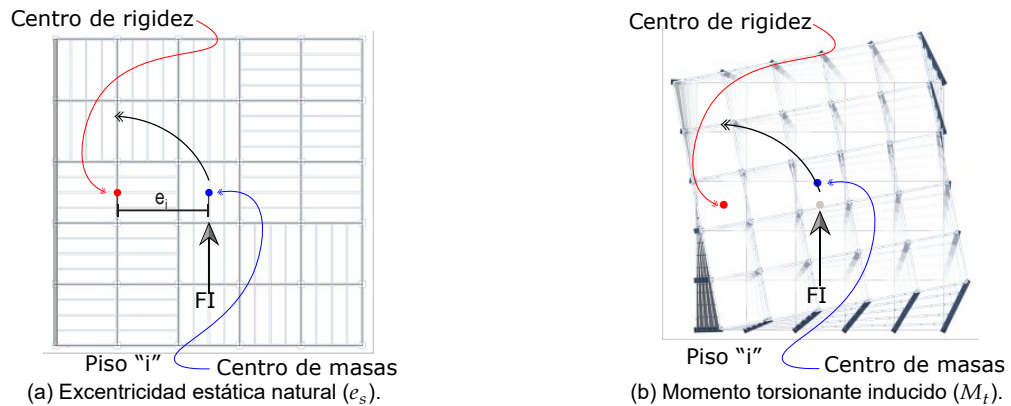
- M_{Ti} es el momento torsionante total en el piso i .
- n es el número total de pisos.
- F_j es la fuerza lateral en el piso j (donde $j \geq i$, es decir, se incluyen los pisos superiores).
- e_j es la excentricidad en el piso j .

3.4.2. Acoplamiento torsional en el rango elástico e inelástico

En el rango elástico, la torsión global acopla los modos de vibración traslacionales y rotacionales. Los marcos ubicados en el perímetro más alejado del CR (bordes flexibles) experimentan desplazamientos laterales drásticamente mayores que los marcos cercanos al CR (bordes rígidos), incrementando severamente sus demandas de fuerza cortante como se muestra en la Figura 3.20 (b).



(a) Simétrico (b) Asimetría unidireccional (c) Asimetría bidireccional
Figura 3.19. Variaciones en la simetría del sistema lateral resistente: (a) Modelo simétrico; (b) Modelo con asimetría de rigidez monoaxial; y (c) Modelo con asimetría de rigidez biaxial.



(a) Excentricidad estática natural (e_s). (b) Momento torsionante inducido (M_t).
Figura 3.20. Mecanismo de acoplamiento torsional-traslacional: (a) Excentricidad de piso; y (b) Momento torsionante de piso.

No obstante, el problema se vuelve no lineal durante un sismo extremo. En el rango inelástico, el concepto de un CR fijo desaparece. A medida que los marcos en el borde flexible o en las esquinas alcanzan la fluencia, su rigidez lateral cae abruptamente. Esta pérdida localizada de rigidez provoca que el CR “migre” o se desplace dinámicamente hacia el lado que aún permanece elástico.

Esta migración dinámica del CR incrementa la excentricidad en tiempo real, generando un ciclo destructivo: a mayor fluencia asimétrica, mayor torsión; y a mayor torsión, mayor concentración de daño en los elementos de borde. Este fenómeno de degradación acoplada hace que los análisis estáticos o modales espectrales (incluso los tridimensionales) sean insuficientes.

3.4.3. Irregularidad en planta y concentración de demanda

Las irregularidades en planta, como las mostradas en la Figura 3.21, inducen concentraciones de esfuerzos que no pueden ser resueltas mediante simplificaciones ortogonales. En geometrías complejas (como plantas en "L"), la esquina entrante sufre demandas extremas, durante la rotación de la planta, las alas del edificio tienden a vibrar en direcciones opuestas o a desfasarse, sometiendo la conexión entre ambas a fuerzas de cortante y tensión en el diafragma que frecuentemente superan sus resistencias.

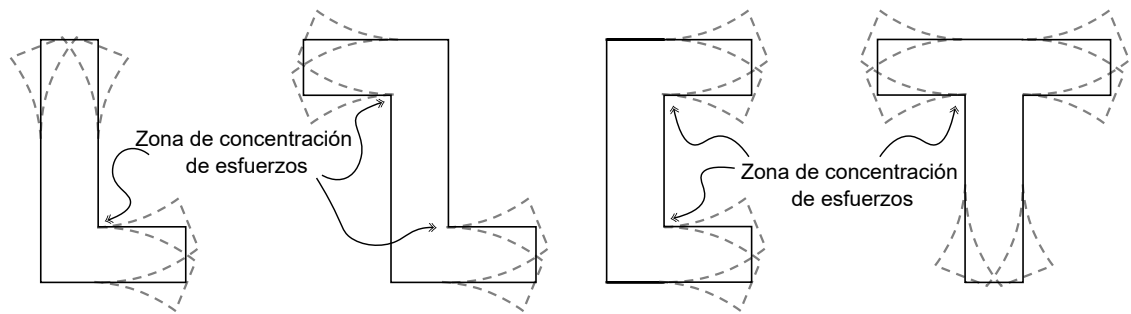


Figura 3.21. Localización de demandas excesivas en edificaciones con geometría irregular.
Adaptada de: Das et al. (2021)

Además, la asimetría extrema vuelve a la estructura altamente sensible al ángulo de incidencia sísmica (AIS). Un sismo impactando a 0° o 90° puede no excitar el modo rotacional fundamental con la misma severidad que un sismo impactando en un ángulo oblicuo (por ejemplo, 35° o 55°). En estos ángulos críticos, las componentes ortogonales del sismo maximizan simultáneamente la traslación y la rotación inelástica de las columnas críticas.

3.4.4. Irregularidad en elevación y efectos de piso blando

Asociado a la irregularidad en planta, la irregularidad en elevación (cambios en la masa, la rigidez lateral o la resistencia entre pisos) como se ilustra en la Figura 3.22, altera la forma en que el edificio disipa la energía a lo largo de su altura.

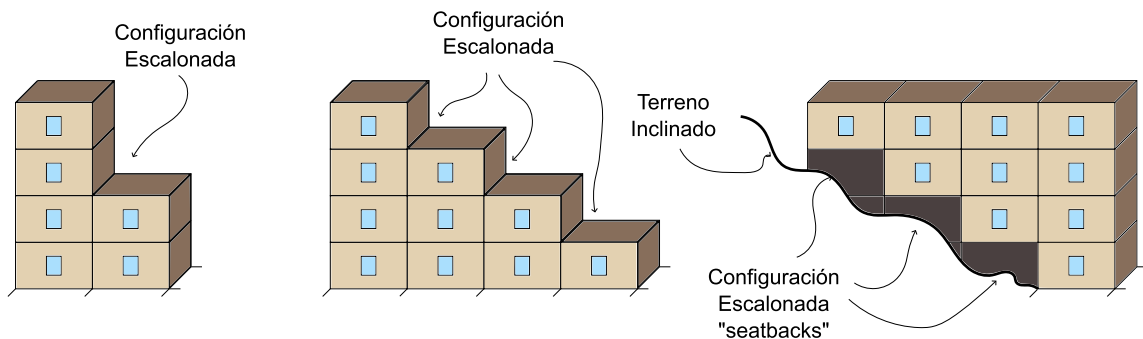


Figura 3.22. Clasificación de las irregularidades en altura y discontinuidades verticales.
Adaptada de: Das et al. (2021)

El caso más crítico es el mecanismo de piso blando o piso débil, donde la demanda de ductilidad se concentra desproporcionadamente en un solo nivel (usualmente la planta baja). Al presentarse torsión en planta combinada con un piso débil en elevación, las columnas de dicho nivel no solo experimentan derivas traslacionales excesivas, sino rotaciones que amplifican los momentos flexionantes (acelerados por la componente sísmica vertical), precipitando el colapso por inestabilidad global antes de que los pisos superiores logren disipar energía.

3.5. Normativas de Diseño Sísmico y Criterios de Evaluación

Los reglamentos de construcción modernos tienen como objetivo principal salvaguardar la vida humana, previniendo el colapso bajo el sismo máximo considerado. Para lograr esto de forma práctica en el diseño cotidiano, las normativas prescriben métodos simplificados (estáticos o espectrales) que idealizan el comportamiento complejo descrito en las secciones anteriores. Sin embargo, la aplicación de estas normativas en estructuras irregulares revela deficiencias críticas que el análisis no lineal riguroso debe subsanar (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021).

3.5.1. Reglas de combinación direccional ortogonal

Dado que las ondas sísmicas inciden en direcciones aleatorias, las normativas vigentes intentan aproximar el efecto tridireccional del sismo mediante reglas de combinación de los análisis ortogonales. Los procedimientos comúnmente utilizados para la combinación de las componentes sísmicas (S_X y S_Y), cargas actuando en la direcciones X y Y respectivamente, son la regla del 30 %, como se observa en la Figura 3.23 (a) y la de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (*Square Root of Sum of Squares*, SRSS), como se aprecia en la Figura 3.23 (b).

Los códigos, sin embargo, no establecen explícitamente la aplicabilidad de estas reglas: no se especifica la forma de seleccionar la orientación crítica de las componentes ortogonales ni el tipo de estructuras (sistemas simples o complejos) a ser considerados, o si las reglas se pueden aplicar al comportamiento estructural elástico o inelástico (Valenzuela Beltrán et al., 2015).

- ◇ Regla del 30 %: Supone que cuando ocurre el 100 % de la demanda en el eje principal X , simultáneamente ocurre solo el 30 % en el eje ortogonal Y y viceversa, $S = S_X \pm 0.3S_Y$ o $S_Y \pm 0.3S_X$.
- ◇ SRSS: Combina estadísticamente los efectos máximos de cada dirección ortogonal, $SRSS = \sqrt{S_X^2 + S_Y^2}$.

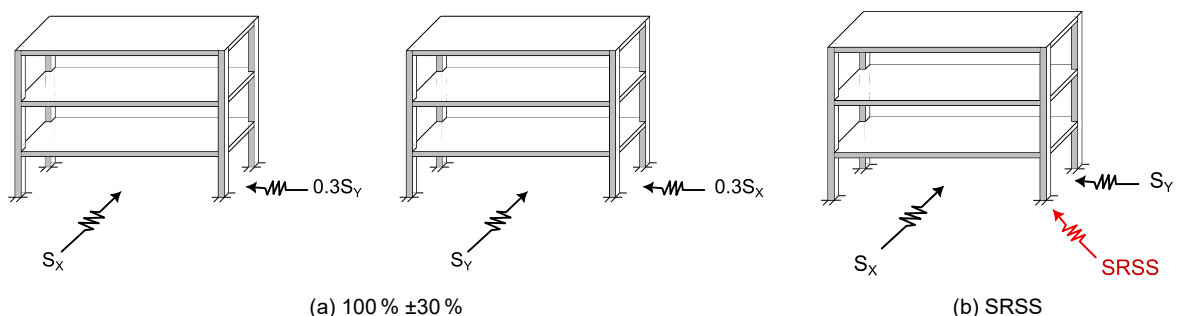


Figura 3.23. Representación esquemática de las reglas de combinación direccional de componentes sísmicas ortogonales: (a) Regla del 30 %; y (b) SRSS, adaptadas de: Bazán Zurita y Meli Piralla (1999)

Desde la perspectiva de la dinámica no lineal, estas reglas carecen de rigor físico para estructuras irregulares. Ambas metodologías asumen implícitamente que los picos de demanda máxima no ocurren en el mismo instante y asumen la incidencia del sismo a 0° y 90° . Múltiples investigaciones han demostrado que en plantas con acoplamiento torsional, la regla del 30 % subestima sistemáticamente la carga axial y los momentos biaxiales en columnas de esquina cuando el sismo real ataca en un ángulo de incidencia crítico oblicuo.

3.5.2. Subestimación de la componente vertical en reglamentos

Históricamente, los códigos de diseño han restado importancia a la componente sísmica vertical (Z). Muchas normativas exigen su consideración explícita únicamente en elementos en voladizo, vigas de grandes claros o estructuras preesforzadas, asumiendo para el resto de la estructura que la reserva de capacidad a compresión por gravedad es suficiente. Cuando la componente vertical se incluye, esta suele simplificarse mediante un espectro de respuesta igual al espectro horizontal escalado por un factor empírico (frecuentemente $2/3$) (ASCE, 2021; CFE, 2015a; European Committee for Standardization [EC8], 2004; Gobierno de la Ciudad de México [GCDMX], 2023d).

Para estructuras irregulares, esta omisión es un riesgo considerable. Como se estableció previamente, la componente vertical posee altas frecuencias que pueden amplificar transitoriamente la carga axial en las columnas. Al ignorar la aplicación simultánea de la historia de tiempo de la aceleración vertical, los reglamentos no logran predecir la reducción dinámica de la ductilidad a flexión (Interacción $P - M$) y la consecuente aparición de rotulas plásticas prematuras o pandeo en los elementos.

3.5.3. Criterios de evaluación del desempeño

El diseño basado en desempeño (*Performance Based Design*, PBD) es un enfoque que se ha estudiado y promovido en las últimas décadas con el cometido de que, en vez de verificar solo el cumplimiento de requisitos reglamentarios, se estime cuantitativamente si, ante ciertos escenarios sísmicos, el diseño conducirá a grados deseables de comportamiento, llamados objetivos de desempeño (Bazán Zurita & Meli Piralla, 2021).

El PBD abandona la verificación de esfuerzos permisibles y evalúa directamente las deformaciones y el estado de daño de la estructura. Este enfoque puede usarse para diseñar nuevos edificios o verificar el comportamiento sísmico de edificaciones existentes y, en su caso, evaluar las posibles mejoras. La Figura 3.24 muestra un diagrama de flujo del procedimiento estándar del PBD.

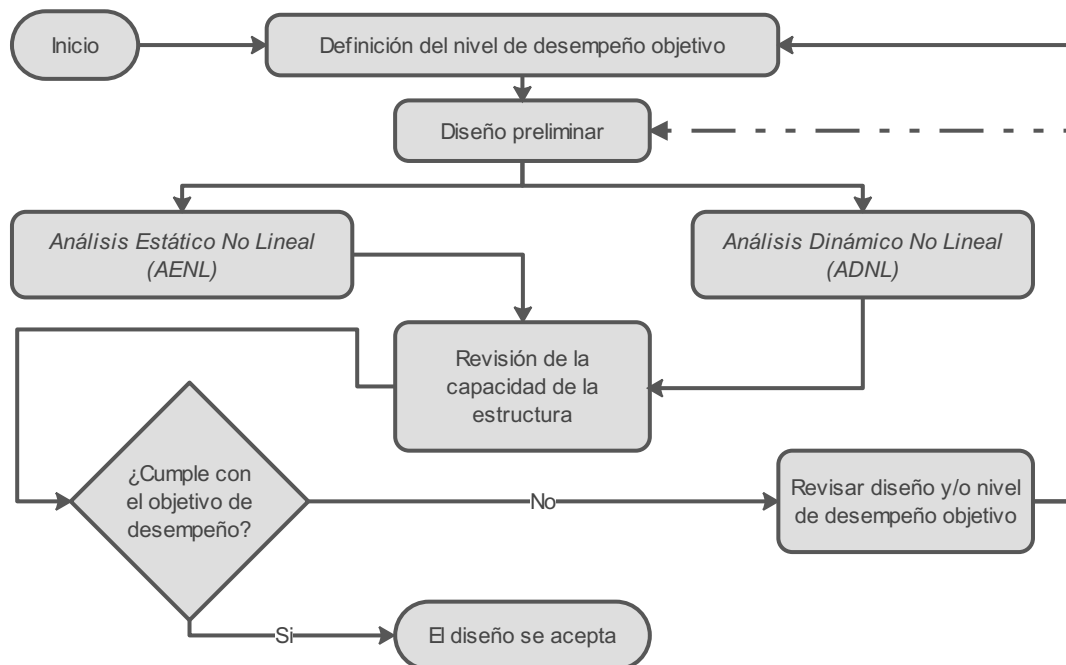


Figura 3.24. Metodología iterativa del procedimiento de diseño basado en desempeño.

Bajo este estándar, la integridad de la estructura se verifica comparando las derivas máximas de entrepiso y las rotaciones plásticas de los elementos contra límites de aceptación discretos, correspondientes a niveles de desempeño específicos, los cuales se listan a continuación y se aprecian en la Figura 3.25 (ASCE, 2023; Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. [SMIS], 2026).

Limitación de daño no-estructural (LD):

Se espera un daño mínimo o nulo en los elementos estructurales. Así, la estructura puede usarse con seguridad de inmediato tras el sismo. Se prevé un daño ligero a moderado en los elementos no estructurales y en los contenidos (ASCE, 2023; SMIS, 2026).

Ocupación inmediata (OI):

No se esperan daños apreciables ni deformaciones permanentes en los elementos estructurales, lo que permite la ocupación segura e inmediata tras el sismo (ASCE, 2023; SMIS, 2026).

Seguridad de vida (SV):

El sistema estructural no desarrolla distorsiones permanentes (residuales) excesivas, elementos estructurales conservan cierta resistencia y rigidez residuales para resistir de manera confiable las cargas gravitacionales y posibles réplicas del sismo. Se espera daño significativo en elementos no estructurales y en contenidos importantes, sin que estos pierdan su posición original (ASCE, 2023; SMIS, 2026).

Prevención de colapso (PC):

Se espera que el sistema estructural presente daños severos, sin comprometer su capacidad para resistir las cargas gravitacionales, y probablemente no sobreviva a posibles réplicas. El sistema estructural presenta grandes deformaciones residuales, así como una reducción significativa de su rigidez y resistencia laterales (ASCE, 2023; SMIS, 2026).

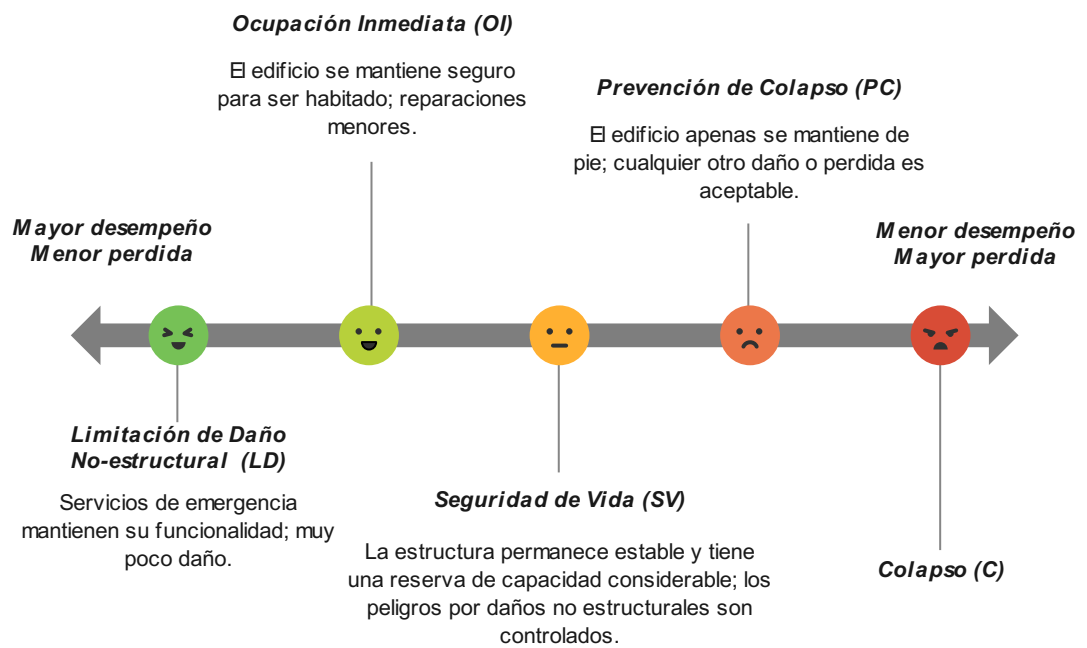


Figura 3.25. Correlación entre el daño físico esperado y los estados límite de desempeño.

4. HIPÓTESIS Y OBJETIVOS

4.1. Hipótesis

Al implementar un análisis dinámico no lineal tridimensional en edificios irregulares, considerando las tres componentes sísmicas y realizando la variación de su ángulo de incidencia, aumentan en al menos un 25 % los desplazamientos, las distorsiones de entrepiso y esfuerzos en los miembros estructurales respecto a los valores obtenidos con los enfoques normativos, debido a la modificación de la rigidez lateral y torsional de la estructura.

4.2. Objetivo general

Determinar la respuesta estructural de edificios irregulares con base en los desplazamientos, distorsiones de entrepiso y esfuerzos mecánicos en los miembros estructurales considerando tres componentes sísmicas: dos horizontales y una vertical y la variación de su ángulo de aplicación, mediante un análisis dinámico no lineal tiempo-historia.

4.3. Objetivos específicos

- I. Definir los casos de estudio con base en el grado de irregularidad en planta de las edificaciones.
- II. Modelar la geometría de los casos de estudio en un software de análisis estructural especializado.
- III. Analizar el comportamiento de edificios irregulares bajo la acción de sismos con diferentes ángulos de aplicación.
- IV. Evaluar las variaciones de desplazamientos y distorsiones de entrepiso entre la metodología planteada por la normativa vigente y la presentada.

5. METODOLOGÍA

En esta sección se describe la secuencia metodológica adoptada para el desarrollo de la investigación. La Figura 5.1 ilustra el diagrama de flujo correspondiente, el cual se divide en cuatro fases principales.

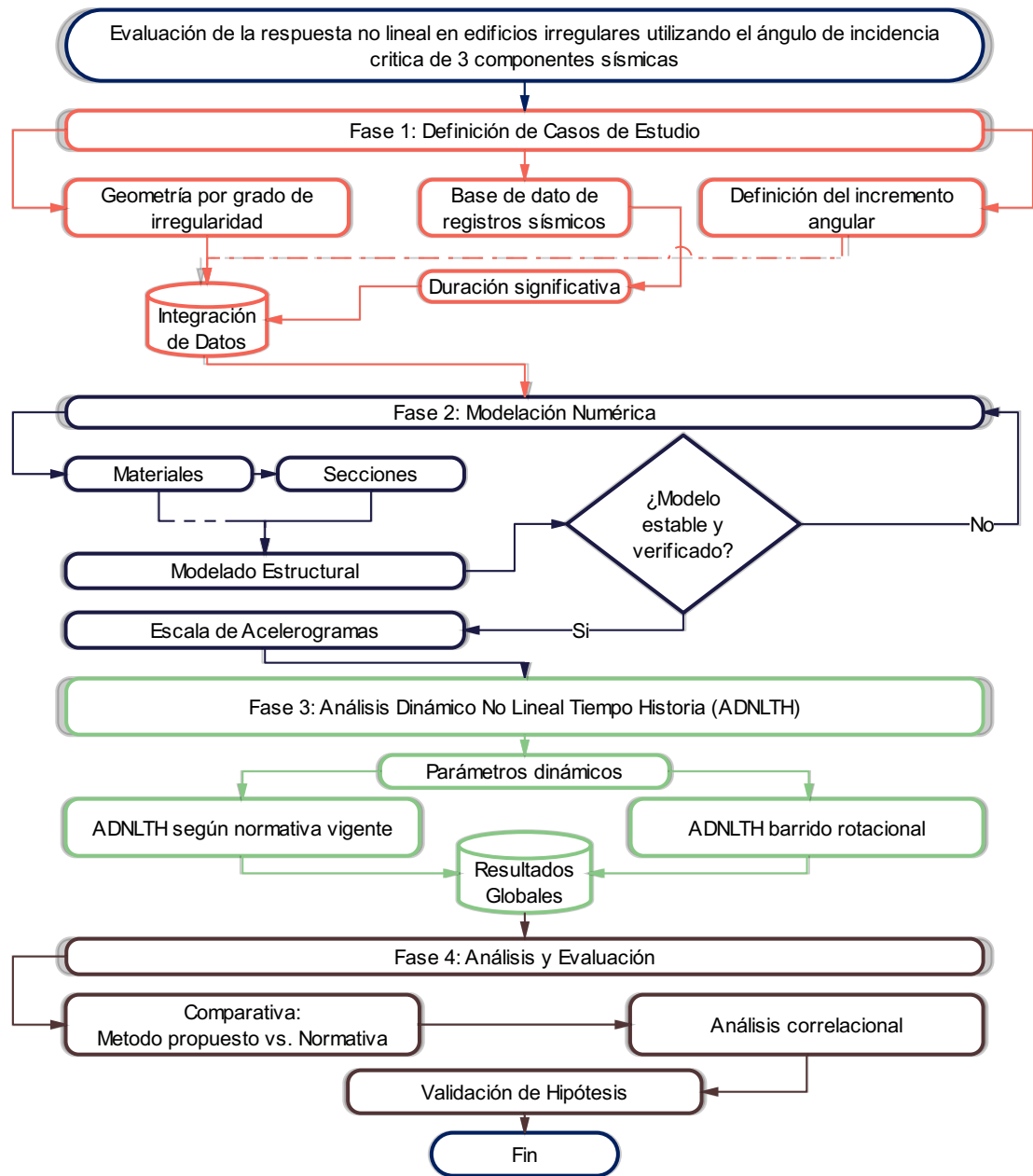


Figura 5.1. Diagrama de flujo general de la metodología de investigación.

- I. Definición de los casos de estudio con base en el grado de irregularidad en planta de las edificaciones.
 - ◇ Definición de la geometría y tipo de estructura para cada caso de estudio.
 - ◇ Obtención de una base de datos de registros acelerograficos de eventos sísmicos en la República Mexicana.
 - ◇ Cálculo de la duración significativa de los registros sísmicos utilizando la intensidad de Arias.
 - ◇ Definición del intervalo de incremento angular para rotación de los registros sísmicos.
- II. Modelación de la geometría de los casos de estudio en un software de análisis estructural especializado.
 - ◇ Definición de las propiedades mecánicas de los materiales y secciones estructurales para los casos de estudio.
 - ◇ Modelado tridimensional en el software de análisis estructural SAP2000.
 - ◇ Ejecución de un análisis modal espectral para la obtención de los periodos fundamentales de vibrar y verificación de la masa participativa.
 - ◇ Escalamiento de los registros sísmicos hacia un espectro de peligro uniforme de referencia.
- III. Análisis del comportamiento de edificios irregulares bajo la acción de sismos con diferentes ángulos de aplicación.
 - ◇ Configuración de cargas iniciales, parámetros de integración dinámica y amortiguamiento crítico.
 - ◇ Ejecución de análisis dinámicos no lineales tiempo-historia de control, aplicando las reglas de combinación direccional estipuladas por la normativa vigente.
 - ◇ Ejecución de análisis dinámicos no lineales tiempo-historia variando el ángulo de incidencia sísmica de las componentes sísmicas.
- IV. Evaluación de las variaciones de desplazamientos y distorsiones de entrepiso entre la metodología planteada por la normativa vigente y la presentada.
 - ◇ Comparación de las demandas máximas estimadas mediante el análisis direccional presentado frente a las obtenidas con los procedimientos convencionales de las normativas vigentes en México.
 - ◇ Análisis de correlación entre la variación de las respuestas estructurales, el nivel de irregularidad en planta y las características del sismo.

Estas cuatro fases establecen la ruta de trabajo que guiará toda la investigación. Sin embargo, para garantizar el rigor que exige el análisis dinámico no lineal tiempo-historia (ADNLTH), es necesario definir con precisión las variables involucradas en cada etapa. En las siguientes secciones se desarrolla cada una de las fases que conforman la metodología.

5.1. Definición de los Casos de Estudio con Base en el Grado de Irregularidad en Planta de las Edificaciones

En esta sección se definieron las geometrías, los acelerogramas y la variación de sus ángulos de aplicación para los casos de estudio. A continuación, se detalla cada uno de los pasos ejecutados para dar cumplimiento a este objetivo específico.

5.1.1. Definición de la geometría y del tipo de estructura

Se definió un grupo de 12 casos de estudio con diferente grado de irregularidad con base en su forma geométrica en planta, se adoptó el criterio de la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo (NTC-DS-2023, GCDMX, 2023a), el cual establece que: *“Se considerará con fines estructurales que una estructura es irregular geométricamente en planta cuando tiene entrantes o salientes de dimensiones mayores que 40 % de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente”*, en la Figura 5.2 se muestra un esquema de las condiciones descritas para considerar una planta geométrica irregular.

Bajo esta condición, se consideraron plantas tipo “C”, “I”, “L”, “T” y “Z”, cada una estructurada en 5 niveles con una altura de 5.00 m por nivel. Las características geométricas de estos modelos se detallan en el Capítulo 6.

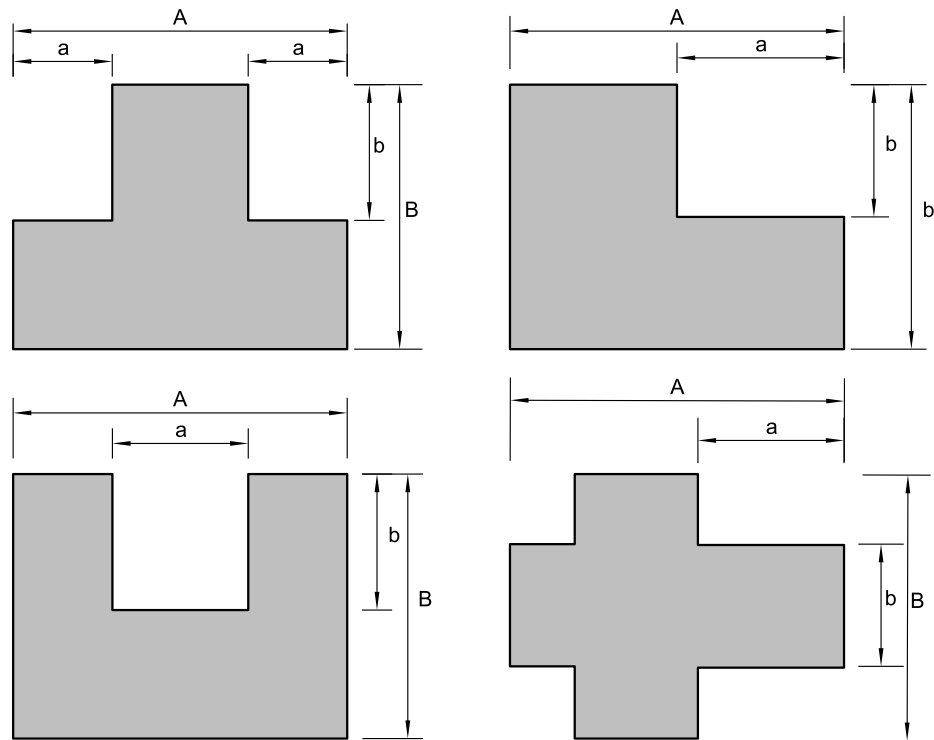


Figura 5.2. Criterios para definir plantas geométricas irregulares ($a > 0.4A$ ó $b > 0.4B$).
Adaptada de: NTC-DS-2023 (GCDMX, 2023a).

5.1.2. Obtención de una base de datos de registros sísmicos

Se obtuvo una serie de 12 registros acelerográficos, con sus tres componentes ortogonales (dos componentes horizontales, X y Y , y una vertical, Z), de eventos sísmicos ocurridos en México provenientes de las bases de datos públicas de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (RAII-UNAM). Los criterios de selección para los registros acelerográficos fueron los siguientes:

- ◇ Magnitud de momento (M_w): 6.0 a 8.2
- ◇ Distancia al epicentro (D_{epi}): 0.00 km a 200.00 km
- ◇ Aceleración máxima del suelo (*Peak Ground Acceleration*, PGA): 150.00 cm/s^2 - 1100.00 cm/s^2
- ◇ Calidad del acelerograma: Registro digital completo ($\geq A$)

5.1.3. Cálculo de la duración significativa

En los ADNLTH, el costo computacional aumenta paralelamente a la duración del registro sísmico, más aún cuando se consideran sus tres componentes al mismo tiempo y se realizan para múltiples orientaciones arbitrarias. Para reducir esta demanda computacional sin sacrificar la precisión, se introdujo el concepto de duración significativa (Trifunac & Brady, 1975). Este enfoque se basa en la intensidad de Arias (I_A), la selecciona la parte del acelerograma que contiene la mayor cantidad de energía sísmica (Arias, 1970), permitiendo recortar el registro y aislar el contenido energético que rige la respuesta estructural máxima.

Intensidad de Arias: propuesta por Arias (1970), es un parámetro basado en la energía, mide la intensidad acumulada del movimiento del suelo y se define como la integral de la aceleración del suelo al cuadrado a lo largo del tiempo dividida por la aceleración gravitacional (g), se calcula mediante la ecuación (9).

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a(t)^2 dt \quad (9)$$

donde:

- I_A es la Intensidad de Arias (m/s).
- $a(t)$ es la aceleración del suelo (m/s^2) para un tiempo t (s) .
- g es la aceleración gravitacional ($9.81 m/s^2$).
- T es la duración total del acelerograma (s).

Esta función aumenta de forma monótona hasta alcanzar su valor final al concluir el registro. A diferencia de los parámetros basados en picos máximos, como PGA, la I_A tiene en cuenta tanto la amplitud como la duración del movimiento, haciéndola ideal para caracterizar el comportamiento energético de los registros sísmicos.

Duración significativa: se define como el intervalo de tiempo comprendido entre el momento en que la I_A acumulada alcanza el 5 % ($t_{5\%}$) y el 95 % ($t_{95\%}$) de su valor total y se calcula con la ecuación (10) (Trifunac & Brady, 1975):

$$D_{5-95} = t_{95\%} - t_{5\%} \quad (10)$$

Al extraer solo la parte del acelerograma entre el 5 % y el 95 % del total de su I_A , el análisis se centra en la parte efectiva de movimiento del suelo. Las partes descartadas corresponden a un contenido energético con un efecto mínimo en los parámetros de demanda sísmica (PDS) máximos de la estructura.

Dado que cada componente ortogonal tiene una distribución de energía distinta, los puntos de corte de cada registro se definieron utilizando el límite inferior mínimo y el superior máximo de sus tres componentes, asegurando que cada una de ellas conserve al menos 90 % de su energía total.

5.1.4. Definición del intervalo de incremento angular para rotación

Con el propósito de analizar el impacto del AIS en los PDS, cada registro fue rotado en incrementos de 5°, abarcando un rango completo de 0° - 360° mediante el procedimiento descrito en la Sección 3.1.4, resultando en un total de 72 orientaciones por registro.

Inicialmente, se evaluó la sensibilidad de la respuesta estructural frente a variaciones pequeñas en el AIS utilizando intervalos de 1°. Los resultados demostraron que las diferencias en los PDS eran menores al 2 % en promedio al comparar ángulos consecutivos. Esto indicó que un refinamiento por debajo de los 5° no aportaba una mejora significativa. Desde una perspectiva computacional, reducir el intervalo angular a 1° habría implicado incrementar cinco veces la cantidad de análisis, de 72 a 360 rotaciones por registro, elevando drásticamente el tiempo de procesamiento.

Considerando el elevado número de combinaciones entre estructuras, registros sísmicos y número de orientaciones, la elección del intervalo angular de 5° representó un compromiso óptimo entre la precisión técnica y la eficiencia computacional, una decisión que además se encuentra respaldada por diversos antecedentes en la literatura revisada.

5.2. Modelación los Casos de Estudio

La modelación de los casos de estudio se llevó a cabo en el software SAP2000 v.26 (Computers and Structures, Inc., 2025), una herramienta ampliamente utilizada para el análisis estructural lineal y no lineal en la actualidad. En esta etapa se definieron las propiedades mecánicas de los materiales, las secciones transversales de los elementos estructurales y la configuración geométrica de cada modelo para representar de manera precisa el comportamiento estructural de cada uno de los casos de estudio.

5.2.1. Definición de los materiales y secciones estructurales

Se establecieron las propiedades mecánicas de los materiales estructurales empleados en los casos de estudio: concreto y acero estructural. Para el concreto, se consideró una resistencia a la compresión (f'_c) característica de 250 kg/cm^2 . Para el acero estructural, se adoptó un acero ASTM A-992 Gr. 50 con un esfuerzo de fluencia (f_y) de 3515 kg/cm^2 para las vigas y acero ASTM A500 Gr. B con un f_y de 3235 kg/cm^2 para las columnas. Las propiedades, como módulo de elasticidad (E), módulo de Poisson (ν) y peso volumétrico (γ_v), se calcularon e ingresaron al modelo numérico conforme a la normativa vigente.

Las secciones transversales de los elementos estructurales se definieron basándose en configuraciones típicas de edificios de acero de mediana altura: Las columnas se modelaron con secciones estructurales huecas (*Hollow Structural Sections*, HSS) utilizando un perfil HSS228.6x228.6x7.9, en las vigas se asignaron secciones I de patín recto (*Wide Flange Sectios*, W), perfiles W360x32.9 para las vigas principales y W310x32.7 para las secundarias, las losas de entrepiso se consideraron de sección maciza de concreto armado con un espesor de 150 mm, mientras que para el nivel de azotea se asignó un espesor de 200 mm. El resumen y los cuadros de estas propiedades se presentan detalladamente en el Capítulo 6.

Adicionalmente, se definieron los parámetros no lineales de los materiales y secciones estructurales, tales como el modelo de plastificación para el acero. La degradación por acumulación de daño, así como los criterios de aceptación para los niveles de desempeño, se establecieron siguiendo estrictamente los lineamientos establecidos en:

- ◇ Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA-2023, GCDMX, 2023c).
- ◇ *Seismic Performance Assessment of Buildings* (FEMA P-58, Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2018).
- ◇ *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-23, ASCE, 2023).

Las conexiones entre elementos viga y columna fueron modeladas como uniones rígidas, las interacciones entre materiales y elementos se consideraron perfectamente adheridas, asumiendo compatibilidad completa de deformaciones y las propiedades no lineales se aplicaron mediante la asignación de rótulas plásticas concentradas según los modelos recomendados por la normativa vigente.

5.2.2. Modelado tridimensional

Cada caso de estudio fue modelado tridimensionalmente definiendo explícitamente la geometría, la ubicación de elementos, los niveles y la distribución de las irregularidades en planta mencionadas en la Sección 5.1.1.

Las condiciones de soporte en la base se modelaron como empotramientos perfectos, restringiendo totalmente la traslación y la rotación en todos sus direcciones. Para garantizar una distribución adecuada de las cargas horizontales, se asignaron diafragmas rígidos en los nodos de cada nivel de entrepiso. Las cargas gravitacionales (permanentes y variables) fueron calculadas y asignadas según lo estipulado en la Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADEE-2023, GCDMX, 2023b), aplicándose como estado inicial previo a la ejecución del ADNLTH.

Finalmente, la capacidad de respuesta inelástica se habilitó asignando rótulas plásticas en los extremos de los elementos, considerando flexión pura para las vigas (rótulas M_3) y flexo-compresión para las columnas (rótulas $P - M_2 - M_3$). Esto permitió al modelo analítico capturar de manera rigurosa la respuesta y posible formación de mecanismos de colapso ante demandas sísmicas con variación del AIS.

5.2.3. Ejecución del análisis modal espectral, obtención de los periodos fundamentales de vibrar y verificación de la masa participativa

Previo a los análisis no lineales, se realizó un análisis modal en el software SAP2000, este tuvo dos propósitos principales: en primer lugar, determinar las propiedades dinámicas de cada caso de estudio, y en segundo lugar, se verificó la suficiencia de los modos de vibración considerados, asegurando que la suma de las masas efectivas participativas alcanzara al menos el 90 % de la masa total de la estructura en las direcciones de análisis.

5.2.4. Escalamiento de los registros sísmicos

El procedimiento para escalar el movimiento del suelo se llevó a cabo siguiendo estrictamente el procedimiento recomendado por las NTC-DS-2023, cada una de las tres componentes de los registros sísmicos fueron ajustadas mediante factores de escala para asegurar que las ordenadas de sus espectros de respuesta elásticos cubran adecuadamente el espectro de peligro uniforme de referencia (EPUR) del sitio.

Se considera que esta condición se cumple cuando, en el intervalo de periodos comprendido entre $0.1T_1$ y $1.5T_1$, el espectro de respuesta elástica combinado no subestima al EPUR objetivo (GCDMX, 2023a), los espectros de respuesta elástica combinados de los acelerogramas de cada registro sísmico se calcularon con la ecuación (11).

$$a_{es}(T) = \sqrt{\frac{a_{c1}^2(T) + a_{c2}^2(T)}{2}} \quad (11)$$

donde:

- $a_{es}(T)$ es la ordenada del espectro combinado.
- $a_{c1}^2(T), a_{c2}^2(T)$ son las ordenadas espectrales de pseudo-aceleración de las dos componentes horizontales individuales para un ζ del 5%.
- T es el periodo al que corresponden las tres ordenadas espectrales consideradas.

Se adoptó el criterio clásico de aplicar el factor de escala horizontal a la componente vertical para preservar la relación V/H original de cada registro. No obstante, se reconoce que este enfoque puede introducir un sobre-escalamiento en la demanda vertical en registros que requieren factores de escala (F_S) elevados, este factor se determinó mediante la ecuación (12).

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{a_{eu}(T_i)}{a_{es}(T_i)}}{n} \quad (12)$$

donde:

- $a_{eu}(T_i)$ es la ordenada del EPUR.
- $a_{es}(T_i)$ es la ordenada del espectro combinado.
- n es el número de periodos discretizados en el intervalo de interés.
- T_i es el periodo que corresponde al paso i .

Para cuantificar el grado de dispersión introducido durante este proceso de escalamiento, se calculó el error logarítmico mediante la ecuación (13), el cual, según la normativa, no debe exceder un límite de tolerancia establecido (30 % en la practica común).

$$ERROR = \frac{\sum_{i=1}^n \ln \left(\frac{a_{eu}(T_i)}{a_{es}(T_i)} \right)}{n} \quad (13)$$

Dado que cada configuración geométrica tiene un periodo fundamental distinto, este proceso de escalamiento se ejecutó de manera independiente y específica para cada uno de los casos de estudio y registros sísmicos.

Espectro de peligro uniforme de referencia: Para definir la demanda sísmica del sitio, se estableció hipotéticamente la ubicación de los casos de estudio en la ciudad de Acapulco de Juárez, Guerrero, situada en la Zona Sísmica D, caracterizada por una alta sismicidad. La estructura fue clasificada dentro del Grupo B1, al estar destinada a uso de oficinas y poseer una altura superior a 13.00 m, desplantada sobre un terreno Tipo I (suelo firme). El EPUR objetivo se generó utilizando el sistema PRODISIS v4.1 (CFE, 2015b), adoptando un periodo de retorno de 475 años, correspondiente a un sismo de diseño infrecuente, el cual fue el espectro objetivo para el escalamiento de cada uno de los registros.

5.3. Análisis del Comportamiento de Edificios Irregulares Bajo la Acción de Sismos con Diferentes Ángulos de Aplicación

En esta etapa se estableció el procedimiento para evaluar la respuesta sísmica de los modelos estructurales, se definieron los parámetros dinámicos no lineales, los casos de carga y las combinaciones para cada caso de estudio.

5.3.1. Configuración de cargas, parámetros de integración dinámica y amortiguamiento

Para garantizar la estabilidad numérica y la precisión de los resultados en el régimen inelástico, la configuración de los modelos numéricos en SAP2000 se estructuró en tres etapas fundamentales:

Definición de cargas y estado inicial: Se establecieron las cargas gravitacionales conforme a los lineamientos de la NTC-CADEE-2023, incorporando cargas muertas y vivas (instantáneas y máximas) según el destino de la edificación. A partir de estas acciones, se generó un caso de carga estático no lineal (gravitacional) que representa el estado de esfuerzos inicial sobre la estructura, el cual sirve como punto de partida previo a la ejecución de los ADNLTH.

Integración numérica y convergencia: Para la solución de las ecuaciones de movimiento, se adoptó el método de integración directa de Hilber-Hughes-Taylor, seleccionado por su capacidad para disipar ruido numérico en altas frecuencias sin afectar los modos fundamentales de vibrar, además se mantuvieron los criterios de convergencia y las tolerancias de fuerza y desplazamiento predeterminados de SAP2000.

Amortiguamiento: La disipación de energía se modeló mediante un esquema de amortiguamiento de Rayleigh de acuerdo a los requisitos de la NTC-DS-2023, cuyos fundamentos teóricos y formulación matemática se describieron detalladamente en la Sección 3.3.2. Para la calibración de este modelo numérico, se fijó una relación de amortiguamiento (ζ) crítico del 5 % asignada tanto al periodo del primer modo de vibrar (T_1) como al periodo del modo más alto considerado (T_k) en el análisis garantizando un porcentaje de masa participativa de al menos un 90 %, derivados del análisis modal.

5.3.2. Ejecución de los análisis de control

Se estableció una línea base de referencia aplicando rigurosamente los procedimientos estipulados en las NTC-DS-2023, para lo cual se analizaron los ángulos de 0° , 90° , 180° y 270° , el propósito de esta fase fue generar un escenario de control que permitiera cuantificar las diferencias entre la práctica estándar de diseño y el análisis refinado de variación angular.

Se ejecutaron los ADNLTH aplicando las reglas de combinación ortogonal convencionales exigidas por la normativa y se procesaron los resultados para obtener las envolventes de diseño tradicionales, las cuales representan la demanda teórica bajo la cual se dimensionaría la estructura en la práctica profesional común.

5.3.3. Ejecución de los análisis variando el ángulo de aplicación

Se implementó un flujo de trabajo automatizado mediante la interfaz de programación de aplicaciones (*Application Programming Interface*, API) de SAP2000, controlada desde Python (Python Software Foundation, 2025).

Se desarrolló una rutina computacional diseñada para gestionar la ejecución iterativa de los ADNLTH de manera automática. Este algoritmo fue programado para rotar los pares de componentes sísmicas horizontales de cada registro, cubriendo el espectro direccional completo de $0^\circ - 360^\circ$ en un intervalo de 5° , tal como se justificó en la Sección 5.1.4. El procedimiento utilizado para esta rutina iterativa se ilustra en el pseudocódigo 5.1.

Pseudocódigo 5.1. Rutina de análisis paramétrico y extracción de resultados

```

Entrada:  $\mathbb{M} = \{M_1, M_2, M_3, \dots, M_n\}$ ; // Lista de modelos estructurales
Entrada:  $\mathbb{S} = \{S_1, S_2, S_3, \dots, S_n\}$ ; // Lista de registros sísmicos
Entrada:  $\Delta_\theta = 5^\circ$ ; // Incremento angular en grados
[1] // Definición de vectores de respuesta
[2]  $R = \{F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z\}$ ; // Vector de reacciones en la base
[3]  $D = \{\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z\}$ ; // Vector de desplazamientos máximos
[4]  $Y = \{\gamma_x, \gamma_y\}$ ; // Vector de derivas máximas
[5]  $P = \{P_{min}, P_{max}\}$ ; // Vector de axiales en columnas
[6]  $H = \{R_2, R_3, T_H\}$ ; // Vector de rotulas plásticas
[7] Para cada  $M_i$  En  $\mathbb{M}$  Hacer
[8]     Para cada  $S_i$  En  $\mathbb{S}$  Hacer
[9]         AnalisisEstaticoNoLineal();
[10]        Para  $\theta \leftarrow \Delta_\theta$  Hasta  $360^\circ$  Hacer
[11]             $S_{i,\theta} \leftarrow$  RotarRegistro( $\theta$ );
[12]            AnalisisTiempoHistoriaNoLineal( $S_{i,\theta}$ );
[13]             $D_\theta \leftarrow$  ObtencionDesplazamientoMaximo( $S_{i,\theta}$ );
[14]            Para cada nivel En niveles Hacer
[15]                 $Y_{\theta,nivel} \leftarrow$  ObtencionDerivasMaximas( $S_{i,\theta}$ );
[16]             $R_\theta \leftarrow$  ObtencionReaccionesBaseMaximas( $S_{i,\theta}$ );
[17]             $P_\theta \leftarrow$  ObtencionAxialesColumnas( $S_{i,\theta}$ );
[18]             $H_\theta \leftarrow$  ObtencionRotulasPlasticas( $S_{i,\theta}$ );
[19]        Salida:  $\mathbb{RMS}_{M_i, S_i}$ ; // Base de resultados del sismo
[20]    Salida:  $\mathbb{RMG}_{M_i}$ ; // Base de resultados del modelo

```

El proceso ejecutó los ADNLTH de manera secuencial para el incremento angular definido, al termino de cada ciclo, se extrajeron automáticamente los valores máximos absolutos de los PDS: desplazamientos de azotea, distorsiones de entrepiso, reacciones en la base de la estructura, fuerzas axiales en las columnas y rotulas plásticas, generando así una base de datos para el postprocesamiento.

5.4. Evaluación de las Variaciones de las Respuestas Máximas

Como paso final, se procedió a comparar las respuestas máximas obtenidas por los análisis ortogonales frente a los valores máximos obtenidos mediante los análisis rotacionales para identificar posibles subestimaciones en los PDS y evaluar si los márgenes de seguridad implícitos en las disposiciones normativas vigentes son suficientes para cubrir la incertidumbre asociada a la dirección del AIS.

5.4.1. Comparación de las demandas máximas

Se calcularon las diferencias relativas porcentuales entre los valores máximos de los PDS obtenidos mediante el análisis rotacional y los derivados de los análisis ortogonales, aislando los casos específicos donde el método propuesto arrojó demandas estructurales superiores a las de diseño ortogonal, determinando los rangos de incidencia donde la normativa subestima la respuesta real de la estructura frente a ángulos oblicuos.

5.4.2. Análisis de correlación entre la variación de las respuestas estructurales, el nivel de irregularidad en planta y las características del sismo

Se correlacionó los parámetros de geometría e irregularidad de cada caso de estudio (según la definido en la Sección 5.1.1) con la magnitud de la dispersión observada en los PDS. Adicionalmente, se integraron los parámetros de caracterización de los registros sísmicos empleados. El objetivo fue determinar que características de la geometría, irregularidad y movimiento del suelo amplifican la vulnerabilidad direccional de los casos de estudio.

6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se presentan y discuten los resultados obtenidos tras la aplicación sistemática de la metodología descrita en el Capítulo 5. En primer lugar, se exponen las propiedades dinámicas y mecánicas de los modelos estructurales desarrollados. Posteriormente, se presentan los resultados del procesamiento y escalamiento de la base de datos sísmica. Finalmente, se detallan las respuestas estructurales obtenidas a partir de los análisis dinámicos no lineales tiempo-historia (ADNLTH), contrastando los valores máximos de los parámetros de demanda sísmica (PDS) obtenidos mediante los análisis ortogonales ($0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$ y 270°), frente a los análisis rotacionales ($0^\circ - 360^\circ$).

6.1. Propiedades Dinámicas y Caracterización de los Modelos Estructurales

En esta sección se presentan los resultados correspondientes a la primera fase metodológica, abarcando la definición geométrica de los casos de estudio, así como la selección de los registros sísmicos que se utilizaron para los ADNLTH.

6.1.1. Características geométricas

Con base en lo definido en la Sección 5.1.1, se generaron 12 modelos (M-I al M-XII) que representan diversas configuraciones geométricas en planta (formas en “C”, “I”, “L”, “T”, “Z” y poligonal), la Figura 6.1 muestra las plantas geométricas y la disposición de sus ejes, mientras que la Figura 6.2 muestra su elevación típica.

En el Cuadro 6.1 se detallan las características geométricas de cada caso de estudio, incluyendo las dimensiones ortogonales, los porcentajes de entrantes o salientes y las excentricidades estáticas. Estos parámetros permiten clasificar a los casos de estudio como regulares o irregulares, cumpliendo estrictamente con los límites normativos de la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo (NTC-DS-2023, GCDMX, 2023a).

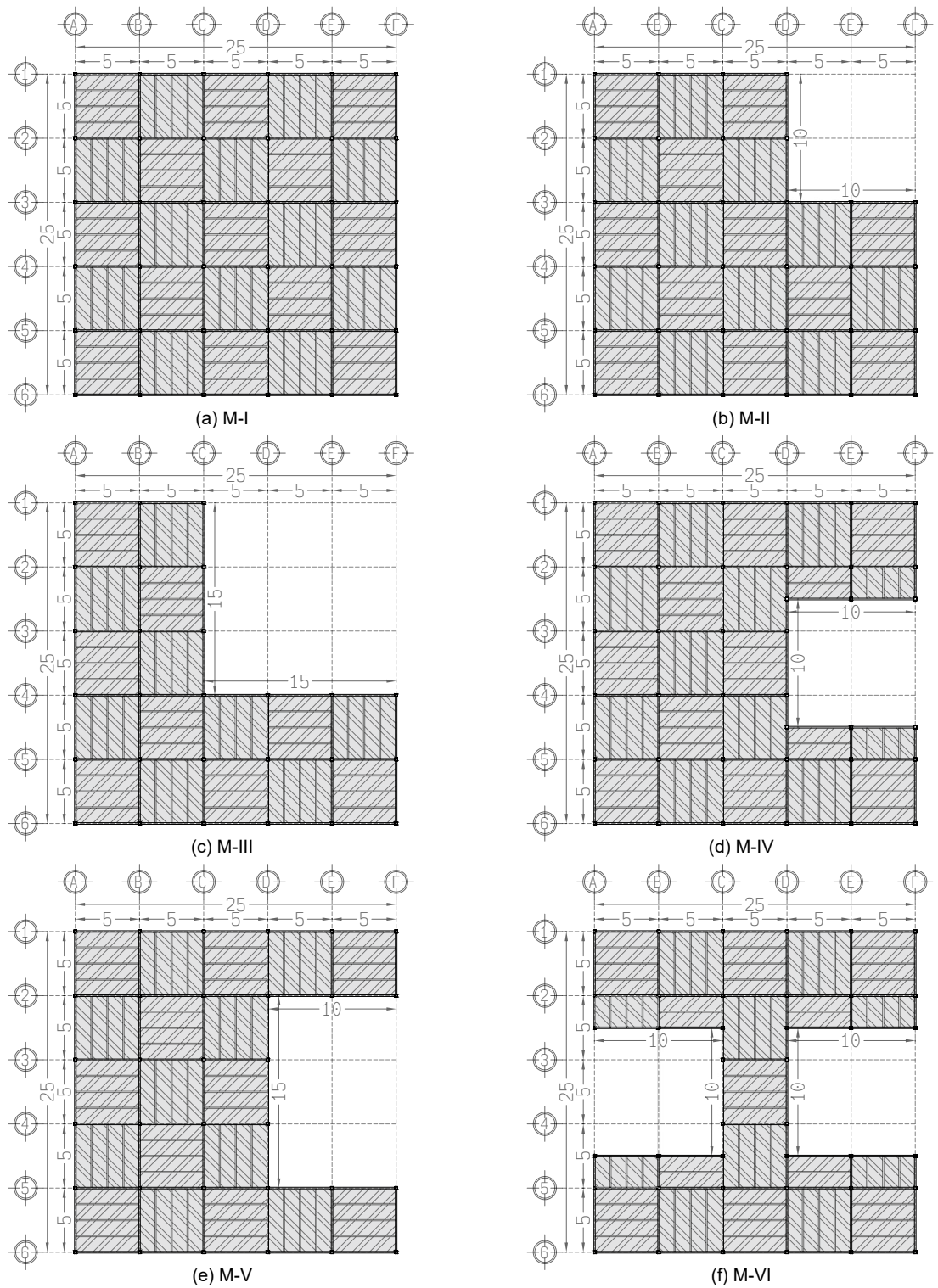
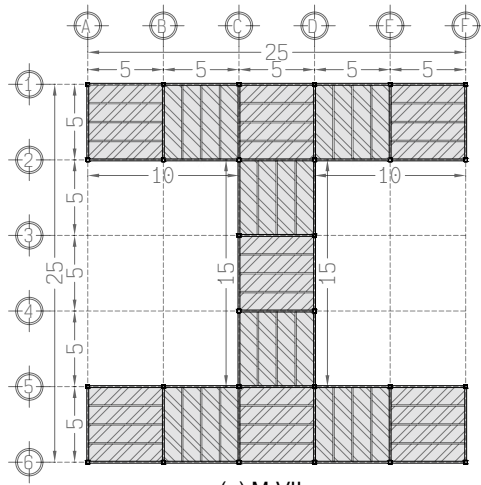
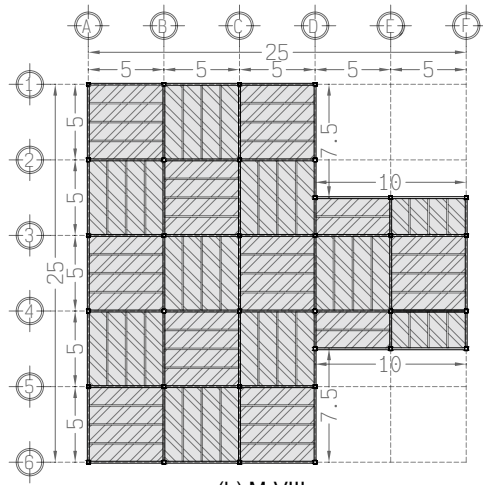


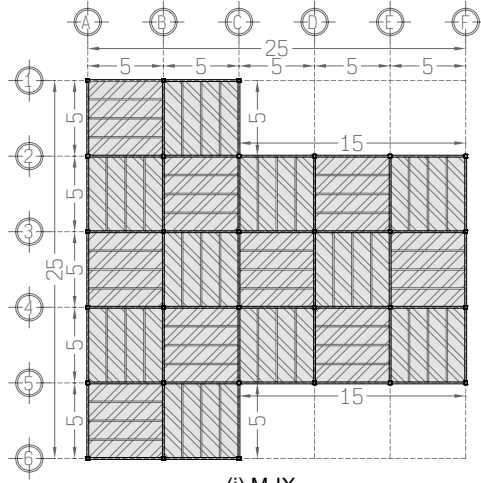
Figura 6.1. Configuraciones geométricas de los casos de estudio (dimensiones en m): (a - I) Planta estructural tipo.



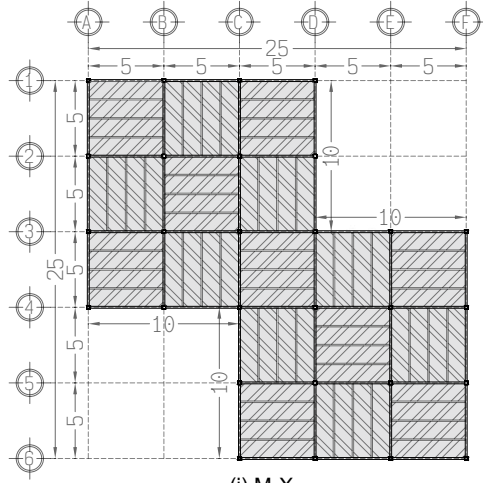
(g) M-VII



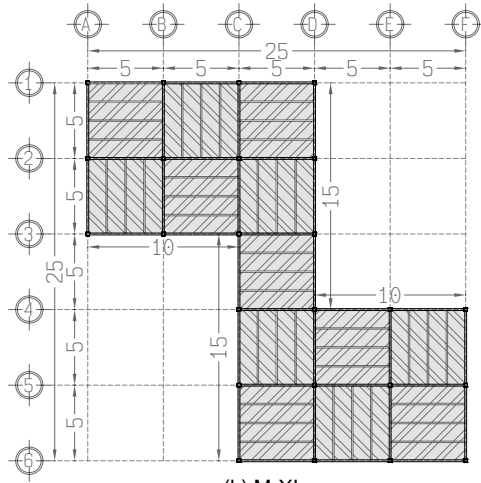
(h) M-VIII



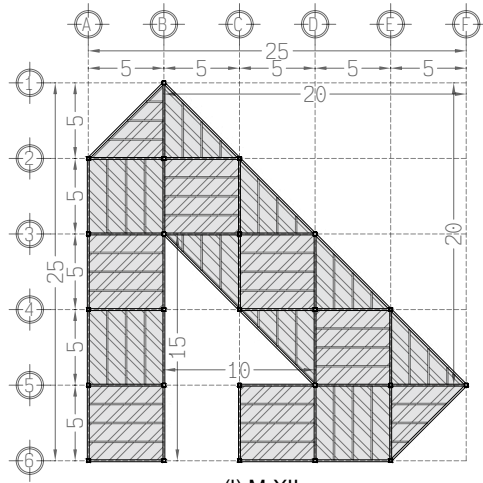
(i) M-IX



(j) M-X



(k) M-XI



(l) M-XII

Figura 6.1. Configuraciones geométricas de los casos de estudio (continuación).

Cuadro 6.1. Propiedades y características geométricas de los casos de estudio.

Modelo	Planta Geométrica	Área (m ²)	No. Niveles	Altura (m)	Dimensiones		Entrante o saliente				e _s / L ^a		Clasificación	
					X (m)	Y (m)	E _x (m)	E _y (m)	E _x (%)	E _y (%)	E _x (%)	E _y (%)		X (%)
M-I	Poligono	625.00	5	25.00	25.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Regular
M-II	L	525.00	5	25.00	25.00	25.00	10.00	10.00	40.00	40.00	40.00	-0.68	-0.68	Regular
M-III	L	400.00	5	25.00	25.00	25.00	15.00	15.00	60.00	60.00	60.00	-1.20	-1.20	Irregular
M-IV	C	525.00	5	25.00	25.00	25.00	10.00	10.00	40.00	40.00	40.00	-6.00	0.00	Regular
M-V	C	475.00	5	25.00	25.00	25.00	15.00	15.00	60.00	60.00	40.00	-4.32	0.00	Irregular
M-VI	I	425.00	5	25.00	25.00	25.00	10.00	10.00	40.00	40.00	40.00	0.00	0.00	Regular
M-VII	I	325.00	5	25.00	25.00	25.00	15.00	15.00	60.00	60.00	40.00	0.00	0.00	Irregular
M-VIII	T	475.00	5	25.00	25.00	25.00	10.00	7.50	40.00	30.00	30.00	-5.16	0.00	Regular
M-IX	T	475.00	5	25.00	25.00	25.00	15.00	5.00	60.00	20.00	20.00	-0.32	0.00	Irregular
M-X	Z	425.00	5	25.00	25.00	25.00	10.00	10.00	40.00	40.00	40.00	0.00	0.00	Regular
M-XI	Z	325.00	5	25.00	25.00	25.00	10.00	15.00	60.00	60.00	60.00	0.00	0.00	Irregular
M-XII	Poligono	325.00	5	25.00	25.00	25.00	5.00	15.00	20.00	60.00	60.00	2.20	3.72	Irregular

^a Excentricidad normalizada en la dirección de análisis.

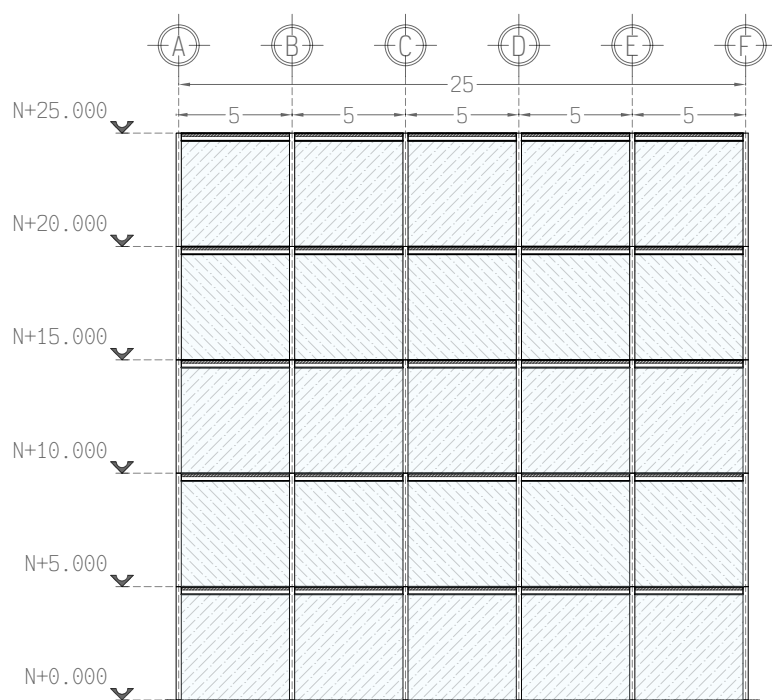


Figura 6.2. Elevación típica de los casos de estudio (dimensiones en m).

6.1.2. Selección de registros sísmicos

De acuerdo con los parámetros de búsqueda y selección definidos en la Sección 5.1.2, se consolidó una base de datos compuesta por 12 registros acelerográficos multicomponente (tres direcciones ortogonales por evento) extraídos de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (RAII-UNAM) ¹.

El Cuadro 6.2 resume las características de cada registro sísmico, destacando parámetros como magnitud de momento (M_w), la distancia al epicentro (D_{epi}) y la aceleración máxima del suelo (*Peak Ground Acceleration*, PGA), los acelerogramas correspondientes a estos registros se incluyen en el Apéndice A.

¹Los datos sísmicos fueron proporcionados por la RAI-UNAM, producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica. Los datos son distribuidos a través del Sistema de Base de Datos Acelerográficos en web: <http://aplicaciones.iingen.unam.m/AcelerogramasRSM/>

Cuadro 6.2. Parámetros sismológicos y de sitio de los acelerogramas seleccionados.

ID. Registro	M_w^a	Fecha	Mecanismo	Entidad	Estación	Tipo de suelo^b	PGA^c (cm/s²)	D_{epi}^d (km)	d_{local}^e (km)
REG-01	6.9	11/01/1997	Interplaca	Michoacán	CALE	Roca	413.94	35.21	16.00
REG-02	7.4	23/06/2020	Interplaca	Oaxaca	HUAM	Roca	409.07	55.65	22.80
REG-03	6.0	19/02/2018	Interplaca	Oaxaca	JAMI	Roca	240.88	6.36	10.20
REG-04	7.6	21/09/1985	Interplaca	Guerrero	PAPN	Roca	242.69	90.01	15.00
REG-05	7.1	19/09/2017	Intraplaca	Puebla	RABO	Roca	154.69	35.62	38.50
REG-06	7.5	30/09/1999	Intraplaca	Oaxaca	RIOG	Desconocido	307.47	44.26	16.00
REG-07	8.2	08/09/2017	Intraplaca	Oaxaca	SCRU	Roca	293.29	198.02	45.90
REG-08	7.4	20/03/2012	Interplaca	Guerrero	SJLL	Roca	1,073.51	45.30	16.00
REG-09	7.2	18/04/2014	Interplaca	Guerrero	SLU2	Roca	418.64	29.26	10.00
REG-10	6.9	14/06/2017	Intraplaca	Chiapas	TAJN	Blando	152.80	22.18	107.10
REG-11	7.1	08/09/2021	Interplaca	Guerrero	VNTA	Roca	208.22	22.74	15.00
REG-12	8.1	19/09/1985	Interplaca	Michoacán	ZACA	Arcilla Compacta	262.23	81.17	15.00

^a Magnitud de momento (M_w).

^b Tipo de suelo indicado en el registro original.

^c Aceleración máxima del suelo (*Peak Ground Acceleration*, PGA).

^d Distancia al epicentro (D_{epi}).

^e Profundidad local (d_{local}).

6.1.3. Cálculo de la duración significativa

Los registros sísmicos se recortaron aplicando el criterio de intensidad de Arias (I_A), la Figura 6.3 ilustra este procesamiento mediante la comparación entre el acelerograma original y su ventana de tiempo truncada para el REG-06.

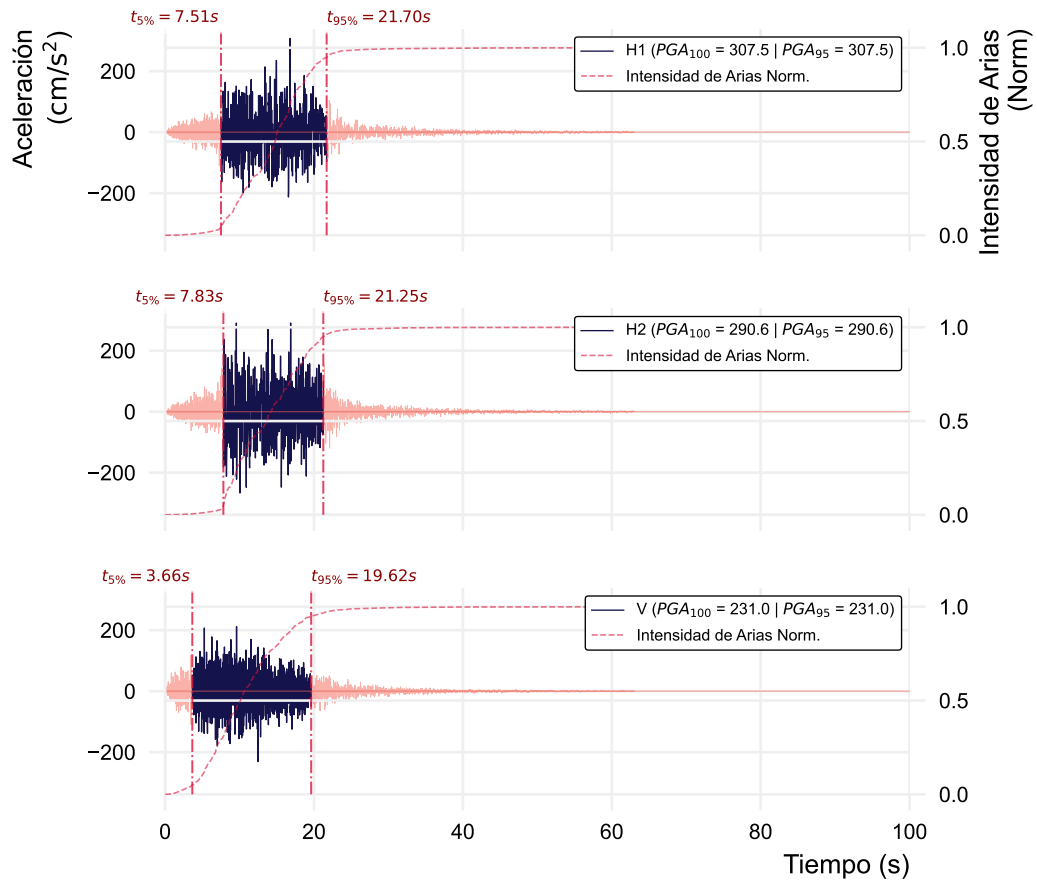


Figura 6.3. Comparación de la duración original vs. significativa del acelerograma del sismo del 30 de septiembre de 1999 ($M_w = 7.5$) en la estación RIO GRANDE (REG-06).

El Cuadro 6.3 presenta los parámetros de duración original y significativa para los 12 registros; como se observa, aplicar la duración significativa resultó en una reducción promedio del 79.02 % en la duración final de los registros, asegurando la conservación del 90 % del contenido energético correspondiente a la fase intensa del sismo.

Cuadro 6.3. Comparación: duración original vs. significativa de los registros sísmicos.

ID. Registro	Fecha	Estación	NPTS ^a	DT ^b (s)	D ₀ ^c (s)	D _s ^d (s)	Reducción (%)	I _A (m/s)		
								X	Y	Z
REG-01	11/01/1997	CALE	8588	0.005	42.94	16.835	-60.79	161.00	206.00	110.00
REG-02	23/06/2020	HUAM	18000	0.005	90.00	14.210	-84.21	39.00	77.00	25.00
REG-03	19/02/2018	JAMI	7800	0.005	39.00	7.845	-79.88	23.00	9.00	9.00
REG-04	21/09/1985	PAPN	4479	0.010	44.79	13.480	-69.90	58.00	45.00	27.00
REG-05	19/09/2017	RABO	42600	0.005	213.00	20.720	-90.27	28.00	37.00	17.00
REG-06	30/09/1999	RIOG	12600	0.005	63.00	18.045	-71.36	130.00	184.00	73.00
REG-07	08/09/2017	SCRU	35800	0.005	179.00	32.355	-81.92	109.00	117.00	147.00
REG-08	20/03/2012	SJLL	178200	0.005	891.00	14.765	-98.34	1,570.00	1,223.00	400.00
REG-09	18/04/2014	SLU2	65400	0.005	327.00	22.430	-93.14	198.00	195.00	112.00
REG-10	14/06/2017	TAJN	6500	0.010	65.00	23.750	-63.46	46.00	51.00	25.00
REG-11	08/09/2021	VNTA	9300	0.010	93.00	9.310	-89.99	32.00	34.00	26.00
REG-12	19/09/1985	ZACA	12738	0.010	127.38	44.680	-64.92	251.00	158.00	95.00

^a Numero de puntos del registro original.

^b Intervalo de tiempo entre puntos.

^c Duración del registro original.

^d Duración significativa.

6.1.4. Variación direccional de las demandas sísmicas

Se calculó la variación de la intensidad del movimiento del suelo considerando tanto la aceleración máxima del suelo (*Peak Ground Acceleration*, PGA) como la aceleración espectral (*Spectral Acceleration*, S_a), la Figura 6.4 ilustra la variación rotacional de la PGA y la S_a para el REG-06 donde se puede visualizar claramente la fuerte direccionalidad del movimiento sísmico.

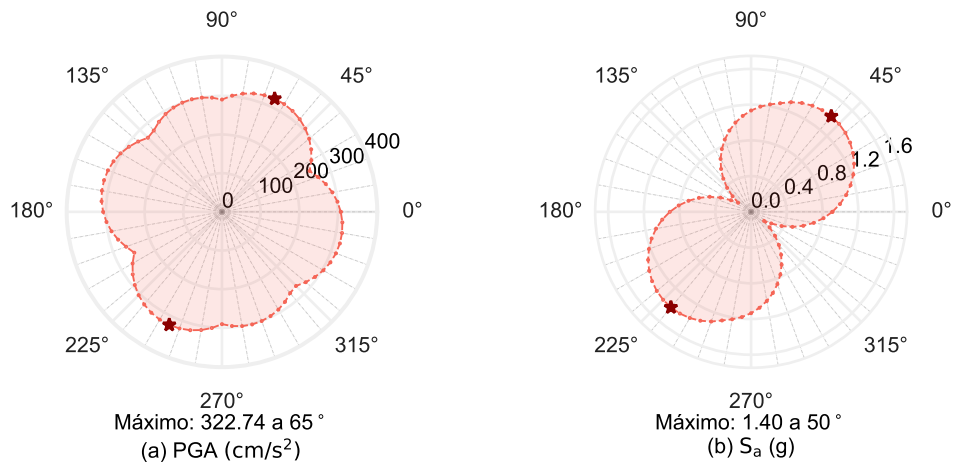


Figura 6.4. Variación rotacional de la aceleración máxima del suelo y la aceleración espectral correspondientes al acelerograma del sismo del 30 de septiembre de 1999 ($M_w = 7.5$) en la estación RIO GRANDE (REG-06).

Como se observa en la Figura 6.4, la envolvente de las aceleraciones adopta formas elípticas o lobulares. Esto demuestra que el vector de máxima demanda energética rara vez coincide con los ejes ortogonales principales (0° , 90° , 180° y 270°). En el Cuadro 6.4 se comparan los valores de PGA y S_a obtenidos a 0° , es decir con los componentes en sus direcciones originales, contra los máximos absolutos alcanzados durante el barrido rotacional, se detallan los incrementos relativos y el ángulo crítico (θ_{crit}) exacto donde ocurre la máxima demanda para cada uno de los registros.

Cuadro 6.4. Comparación entre aceleración máxima del suelo y aceleración espectral máximos ortogonales y rotacionales.

ID. Registro	Fecha	Estación	Aceleración Máxima del Suelo (PGA)				Aceleración Espectral (S_a)			
			Original		Rotada		Original		Rotada	
			PGA (cm/s ²)	PGA (cm/s ²)	θ_{crit} (°)	Diferencia (%)	S_a (g)	S_a (g)	θ_{crit} (°)	Diferencia (%)
REG-01	11/01/1997	CALE	396.21	460.69	55	+16.27	1.35	1.81	50	+34.32
REG-02	23/06/2020	HUAM	409.07	453.60	115	+10.89	1.06	1.21	55	+13.71
REG-03	19/02/2018	JAMI	240.88	241.49	175	+0.25	0.79	0.88	25	+11.71
REG-04	21/09/1985	PAPN	242.69	244.41	175	+0.71	0.92	1.17	40	+26.81
REG-05	19/09/2017	RABO	154.69	174.46	45	+12.78	0.49	0.66	45	+34.04
REG-06	30/09/1999	RIOG	307.47	322.75	65	+4.97	1.13	1.40	50	+23.09
REG-07	08/09/2017	SCRU	248.23	261.90	35	+5.51	0.81	1.06	40	+31.87
REG-08	20/03/2012	SJLL	1,073.51	1,316.71	145	+22.65	4.98	6.16	35	+23.68
REG-09	18/04/2014	SLU2	418.64	559.01	140	+33.53	2.41	2.90	55	+20.32
REG-10	14/06/2017	TAJN	152.80	175.52	60	+14.87	0.74	0.99	45	+34.02
REG-11	08/09/2021	VNTA	208.22	209.52	10	+0.62	0.60	0.70	30	+18.16
REG-12	19/09/1985	ZACA	262.23	269.64	165	+2.83	1.00	1.13	30	+13.01

Al rotar los registros la PGA incremento de 418.64 cm/s^2 a 559.01 cm/s^2 , lo que equivale a un 33.53 % en el REG-09, mientras que el REG-08 impone la magnitud máxima absoluta con 1316.71 cm/s^2 . En cuanto a la S_a , los incrementos son mas consistentes, con incrementos entre un 11.71 % en el REG-03 y un 34.32 % en el REG-01.

El θ_{crit} que maximiza la PGA presenta una dispersión considerable: variando entre 10° y 175° , mientras que para la S_a se concentra en un rango mucho más estrecho: de 25° a 55° . Esta diferencia demuestra que la dirección de máxima demanda estructural depende directamente de la respuesta dinámica del sistema y no solo de las características del sismo.

6.2. Modelación de la Geometría de los Casos de Estudio

Una vez definidas las características geométricas y seleccionados los registros sísmicos, se procedió a la construcción matemática de los modelos y su calibración dinámica en el programa SAP2000.

6.2.1. Definición de los materiales y secciones estructurales

El Cuadro 6.5 detalla las propiedades mecánicas del concreto (utilizado en los diafragmas de piso) y del acero estructural (vigas y columnas) que definen los materiales utilizados en los casos de estudio. Para aislar el efecto de la irregularidad en planta y evitar sesgos en los resultados, las secciones transversales se mantuvieron constantes en todos los casos de estudio, el Cuadro 6.6 detalla los perfiles utilizados en los elementos estructurales principales.

Cuadro 6.5. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en los casos de estudio.

Material	f'_c ^a / f_y ^b (kg/cm ²)	γ_v ^c (kg/m ³)	ν ^d	E ^e (kg/cm ²)
Concreto 250	250.00	2400.00	0.20	221359.44
Acero ASTM A992 Gr. 50	3515.00	7850.00	0.30	2038901.90
Acero ASTM A500 Gr. B	3235.00	7850.00	0.30	2038901.90

^a Resistencia a la compresión (f'_c).

^b Esfuerzo de fluencia (f_y).

^c Peso volumétrico (γ_v).

^d Módulo de Poisson (ν).

^e Módulo de elasticidad (E).

Cuadro 6.6. Secciones estructurales utilizadas en los casos de estudio.

Elemento	Sección	Material
Viga principal	W360x32.9	Acero ASTM A992 Gr.50
Viga secundaria	W310x32.7	Acero ASTM A992 Gr.50
Columnas	HSS228.6x228.6x7.9	Acero ASTM A500 Gr.B
Losa de entrepiso	Losa maciza de 150 mm de espesor	Concreto 250
Losa de azotea	Losa maciza de 200 mm de espesor	Concreto 250

Las propiedades inelásticas para la disipación de energía se modelaron a través de rótulas plásticas concentradas, siguiendo las especificaciones del *Seismic Performance Assessment of Buildings* (FEMA P-58, FEMA, 2018), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-23, ASCE, 2023) y las Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA-2023, GCDMX, 2023c). La Figura 6.5 ilustra la curva de histéresis idealizada y el Cuadro 6.7 detalla los parámetros no lineales de la misma, mientras que el Cuadro 6.8 define los límites de rotación plástica correspondientes a los niveles de desempeño: ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (SV) y prevención de colapso (PC) (ASCE, 2023; FEMA, 2018; GCDMX, 2023c).

Cuadro 6.7. Parámetros no lineales de curvas de histeresis: vigas de acero estructural.

Elemento	M^a / M_{pe}^b					θ_y^c / θ_p^d				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Vigas	0.00	1.00	1.27	0.60	0.60	0.00	1.00	10.00	10.00	12.00

^a Momento flexionante.

^b Momento plástico o de fluencia esperado.

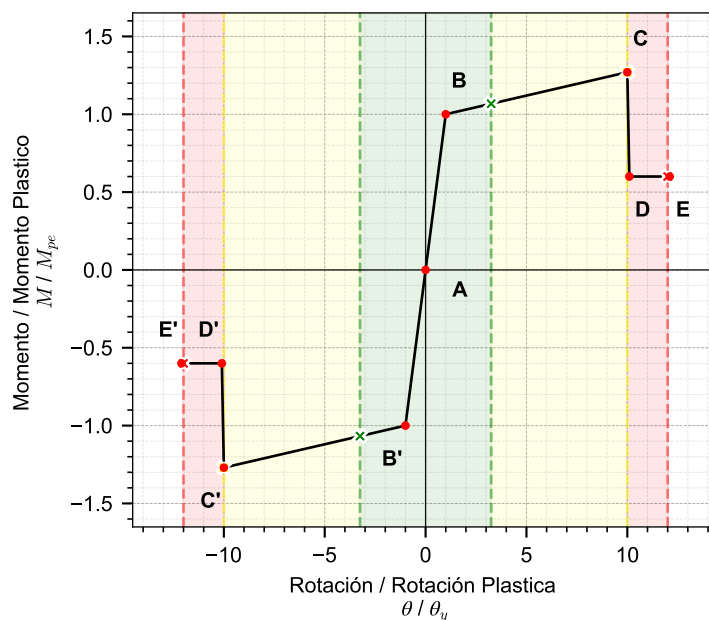
^c Rotación plástica.

^d Limite de rotación plástica.

Cuadro 6.8. Criterios de aceptación para niveles de desempeño.

Elemento	Nivel de desempeño		
	Ocupación inmediata (OI)	Seguridad de vida (SV)	Prevención de colapso (PC)
Vigas	$2.25 \theta_y^a$	$10.00 \theta_y^a$	$12.00 \theta_y^a$

^a Rotación plástica.



■ Ocupación Inmediata (OI) ■ Seguridad de Vida (SV) ■ Prevención de Colapso (CP)

Figura 6.5. Curva de histeresis y niveles de desempeño, de acuerdo a la NTC-DCEA-2023.

Se asignaron rótulas plásticas tipo $P - M_2 - M_3$ (flexo-compresión biaxial) a las columnas para capturar la interacción entre la carga axial y los momentos flectores en dos direcciones, la superficie de fluencia y la reducción de la capacidad de momento por compresión se definieron de acuerdo a las NTC-DCEA-2023. Asimismo, la capacidad de rotación de las rótulas se modelaron como un parámetro variable dependiente de la relación de carga axial instantánea (P/P_{ye}), respetando los criterios normativos de degradación.

6.2.2. Modelado tridimensional en SAP2000

El modelado tridimensional inició con la generación de los ejes de referencia y el trazo de los elementos tipo barra (vigas y columnas) y área (losas), respetando rigurosamente las dimensiones y configuraciones geométricas de cada caso de estudio, la Figura 6.6 muestra las vistas isométricas de los doce modelos tridimensionales extraídos directamente de SAP2000. Para capturar la respuesta global de la estructura ante cargas laterales, se definieron tres parámetros fundamentales en los modelos:

Condiciones de frontera (Apoyos):

Se asignaron restricciones de empotramiento perfecto (grados de libertad de traslación y rotación restringidos) en los nodos correspondientes a la base de todas las columnas.

Diafragmas rígidos:

Se impuso una restricción de diafragma rígido en los nodos de cada nivel de entrepiso, garantizando la correcta distribución de los desplazamientos horizontales y las rotaciones torsionales hacia los elementos resistentes.

Asignación de rótulas plásticas:

Se asignaron las rótulas plásticas en los extremos de vigas principales y columnas, ubicándolas a una distancia relativa que captura las zonas de máxima demanda de momento flector y flexocompresión biaxial, respectivamente.

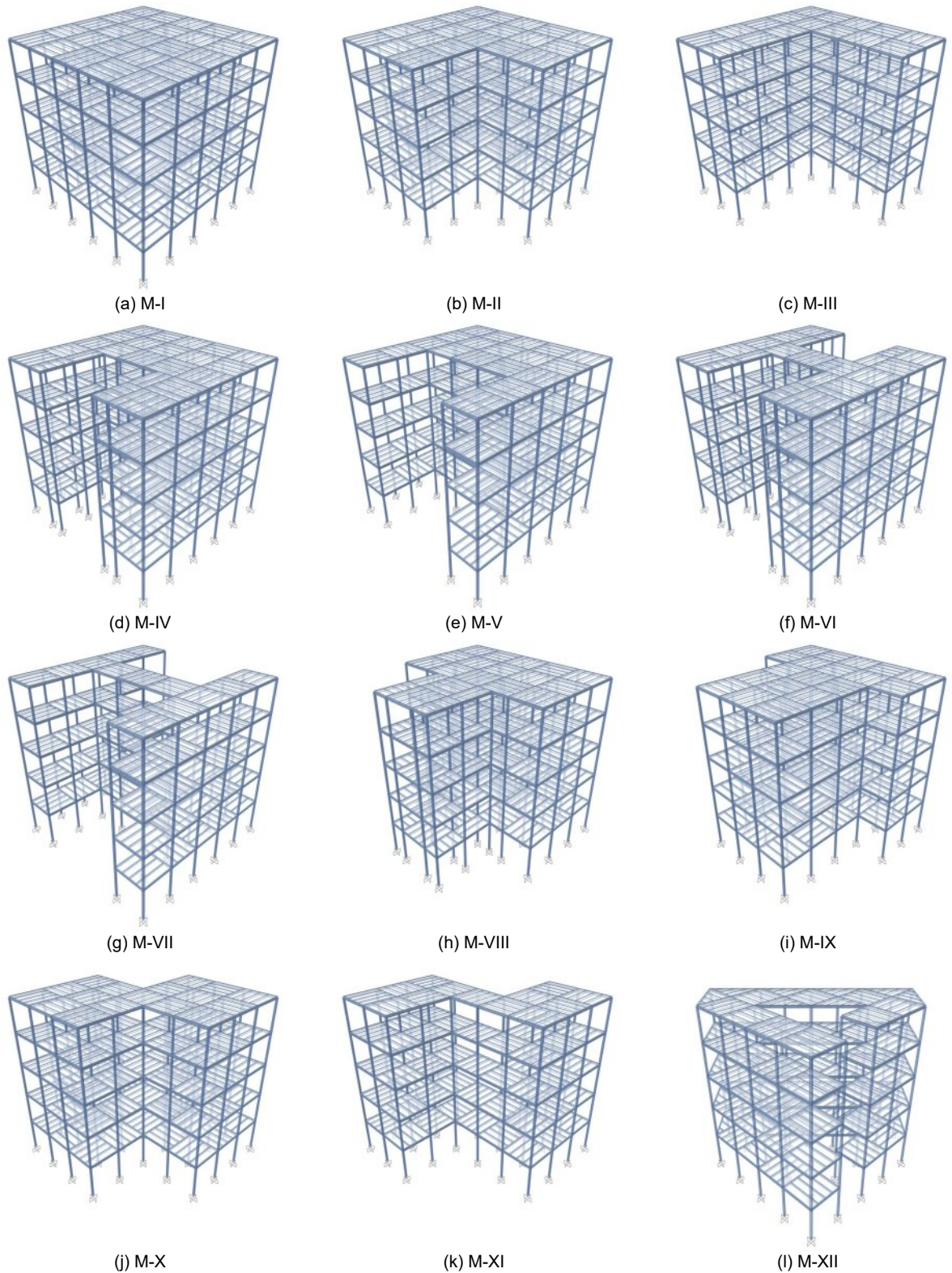


Figura 6.6. Modelos tridimensionales de los casos de estudio: (a - l) Modelos extraídos de SAP2000.

6.2.3. Análisis modal y periodos fundamentales

El Cuadro 6.9 reporta los periodos de los primeros tres modos fundamentales de vibrar y la masa participativa acumulada tras evaluar los primeros 10 modos para cada caso de estudio, obtenidos del análisis modal previo a los ADNLTH.

Cuadro 6.9. Propiedades dinámicas de los casos de estudio.

Modelo	Periodo ^a						Masa participativa (%)		
	T ₁ (s)	Dir.	T ₂ (s)	Dir.	T ₃ (s)	Dir.	ΣU _x	ΣU _y	ΣR _z
M-I	2.831	X	2.831	Y	2.516	R	98.8	99.8	98.7
M-II	2.774	X	2.774	Y	2.469	R	99.2	99.3	98.7
M-III	2.669	X	2.668	Y	2.415	R	99.2	99.2	98.6
M-IV	2.633	Y	2.593	X	2.269	R	98.7	99.6	98.9
M-V	2.696	Y	2.657	X	2.351	R	98.7	99.7	98.7
M-VI	2.333	X	2.264	Y	2.196	R	99.7	98.7	98.7
M-VII	2.440	Y	2.397	X	2.247	R	98.7	99.7	98.6
M-VIII	2.631	Y	2.617	X	2.219	R	98.7	99.6	98.8
M-IX	2.740	X	2.739	Y	2.432	R	99.8	98.7	98.6
M-X	2.695	X	2.694	Y	2.433	R	99.2	99.3	98.6
M-XI	2.579	Y	2.578	X	2.389	R	98.8	99.6	98.6
M-XII	2.652	X	2.591	Y	2.367	R	99.3	98.9	98.8

^a Periodos calculados en el software SAP2000 mediante un análisis modal.

Como se puede observar, las variaciones en la geometría de la planta y las excentricidades estáticas modifican la distribución de la masa y rigidez del sistema, alterando directamente el periodo fundamental (T_1) de cada modelo. Asimismo, se aprecia que todos los modelos de los casos de estudio alcanzan una masa participativa acumulada superior al requerimiento del 90 % en las direcciones de análisis.

Los periodos fundamentales reportados en el Cuadro 6.9 oscilan entre 2.33 y 2.83 s; si bien estos valores superan las estimaciones paramétricas de las fórmulas empíricas normativas para estructuras de 5 niveles, esta alta flexibilidad no es un error, sino una condición inducida intencionalmente en los casos de estudio.

El objetivo de esta flexibilización inducida fue garantizar una participación de los modos superiores de vibrar en la respuesta dinámica: al incrementar el periodo fundamental del primer modo de vibrar, los modos superiores caen en rangos donde captan mayor aceleración, lo cual permite evaluar de forma mucho más severa y realista la interacción inelástica, la amplificación torsional y la degradación bajo las tres componentes sísmicas.

6.2.4. Escalamiento de los registros sísmicos

El Cuadro 6.10 detalla los factores de escala² calculados para minimizar el error entre el espectro de respuesta elástico combinado de cada registro y el espectro de peligro uniforme de referencia (EPUR) objetivo, la aplicación de estos factores garantiza que las excitaciones impongan una demanda representativa y reglamentaria a los modelos durante los ADNLTH. La Figura 6.7 muestra la comparación de los espectros de respuesta individuales escalados frente al EPUR objetivo, evidenciando el acoplamiento alcanzado dentro del rango de periodos de interés definido por las NTC-DS-2023.

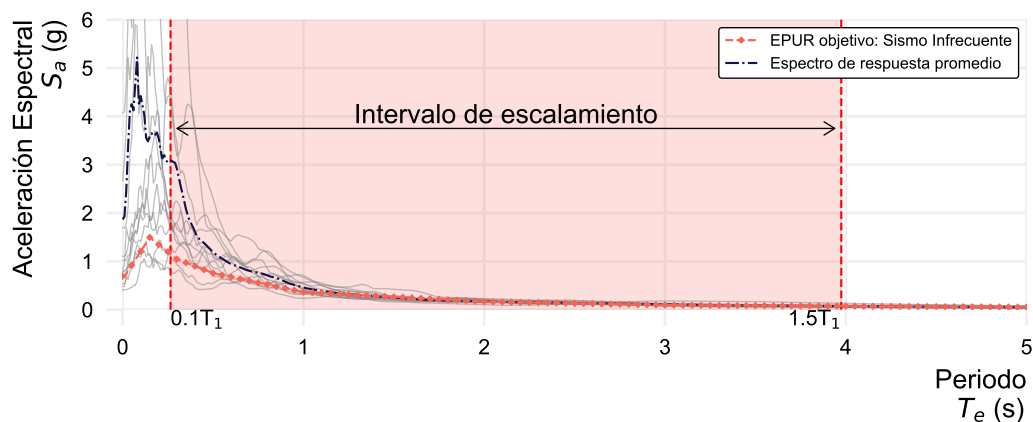


Figura 6.7. Espectros de respuesta escalados frente al EPUR objetivo, caso de estudio: M-XII.

²Durante el proceso de escalamiento, se identificó que el registro REG-03 requería un factor de escala alto ($F_S \approx 68$). Aunque la práctica convencional y las normativas recomiendan acotar estos factores para evitar la distorsión, se tomó la decisión metodológica de conservar e incorporar este registro de manera deliberada con propósito de observar, evaluar y documentar las consecuencias que conlleva la aplicación de un factor de escala extremo en el análisis.

Cuadro 6.10. Factores de escala aplicados a los registros sísmicos.

ID. Registro	Modelo												Rango Error (%)
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
REG-01	4.26	4.21	4.12	4.09	4.15	3.87	3.97	4.09	4.18	4.15	4.06	4.11	10.99 - 11.80
REG-02	3.85	3.84	3.84	3.84	3.84	3.84	3.83	3.84	3.84	3.84	3.84	3.84	3.09 - 5.23
REG-03	69.79	69.16	68.02	67.53	68.33	63.57	65.11	67.53	68.81	68.33	66.95	67.72	10.96 - 12.14
REG-04	10.23	10.20	10.16	10.15	10.17	10.13	10.13	10.15	10.19	10.17	10.14	10.16	4.77 - 5.65
REG-05	7.98	7.95	7.90	7.88	7.91	7.60	7.73	7.88	7.93	7.91	7.85	7.89	3.27 - 3.58
REG-06	3.82	3.74	3.63	3.58	3.67	3.19	3.35	3.58	3.71	3.67	3.53	3.61	5.65 - 13.09
REG-07	2.62	2.64	2.67	2.69	2.66	2.76	2.74	2.69	2.65	2.66	2.70	2.68	1.27 - 1.98
REG-08	5.33	5.32	5.29	5.27	5.30	5.08	5.16	5.27	5.31	5.30	5.25	5.28	3.14 - 6.66
REG-09	9.31	9.24	9.07	9.00	9.13	8.46	8.63	9.00	9.19	9.13	8.91	9.03	7.09 - 8.26
REG-10	9.42	9.50	9.65	9.71	9.59	10.27	10.03	9.71	9.53	9.59	9.78	9.67	21.32 - 22.28
REG-11	3.94	3.96	4.00	4.02	3.99	4.21	4.13	4.02	3.97	3.99	4.04	4.01	4.66 - 5.18
REG-12	2.68	2.67	2.67	2.67	2.67	2.64	2.65	2.67	2.67	2.67	2.67	2.67	4.31 - 5.28

6.3. Análisis del Comportamiento de Edificios Irregulares Bajo la Acción de Sismos con Diferentes Ángulos de Aplicación

El desempeño de los doce modelos se evaluó mediante ADNLTH, contrastando las respuestas máximas bajo las consideraciones normativas convencionales frente a la variación del ángulo de incidencia sísmica (AIS).

6.3.1. Configuración de cargas, parámetros de integración y amortiguamiento

El estado inicial de fuerzas y deformaciones base previo a los ADNLTH se estableció mediante un análisis estático no lineal (AENL). La masa sísmica incorporó el 100 % de la carga muerta y el 100 % de la carga viva instantánea (W_a), de acuerdo a lo establecido en la NTC-DS-2023, el Cuadro 6.11 detalla las magnitudes de las cargas vivas adoptadas con base a la Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADEE-2023, GCDMX, 2023b).

Cuadro 6.11. Cargas vivas normativas asignadas a los casos de estudio.

Destino de piso o cubierta	W^a (kg/m ²)	W_a^b (kg/m ²)	W_m^c (kg/m ²)
Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
Cubiertas y azoteas: Pendiente no mayor que 5 %	15	70	100

^a Carga viva media.

^b Carga viva instantánea.

^c Carga viva máxima.

El modelo de amortiguamiento de Rayleigh se calibró con una fracción de amortiguamiento (ζ) crítico del 5 %, asignando los coeficientes de masa y rigidez al primer modo fundamental (T_1) y a un modo superior que asegura al menos el 90 % de masa participativa; la Figura 6.8 presenta la curva de ζ calculada para los primeros 10 modos de vibrar en los 12 casos de estudio, cumpliendo con los requisitos presentes en la NTC-DS-2023, los cuales se enuncian a continuación:

- ◊ La fracción de amortiguamiento crítico de los tres primeros modos de vibrar no excede el valor calculado con la ecuación (14).
- ◊ El amortiguamiento del menor de los tres primeros modos no supera el límite de la ecuación (14).
- ◊ El promedio ponderado (por masa participativa) de las fracciones de amortiguamiento de todos los modos necesarios para alcanzar el 90 % de masa efectiva, no excede el valor de la ecuación (14).

$$\zeta = \frac{0.2}{\sqrt{H}} \leq 0.05 \quad (14)$$

donde:

ζ es el amortiguamiento crítico límite.

H es la altura total de la estructura en metros, medida desde el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

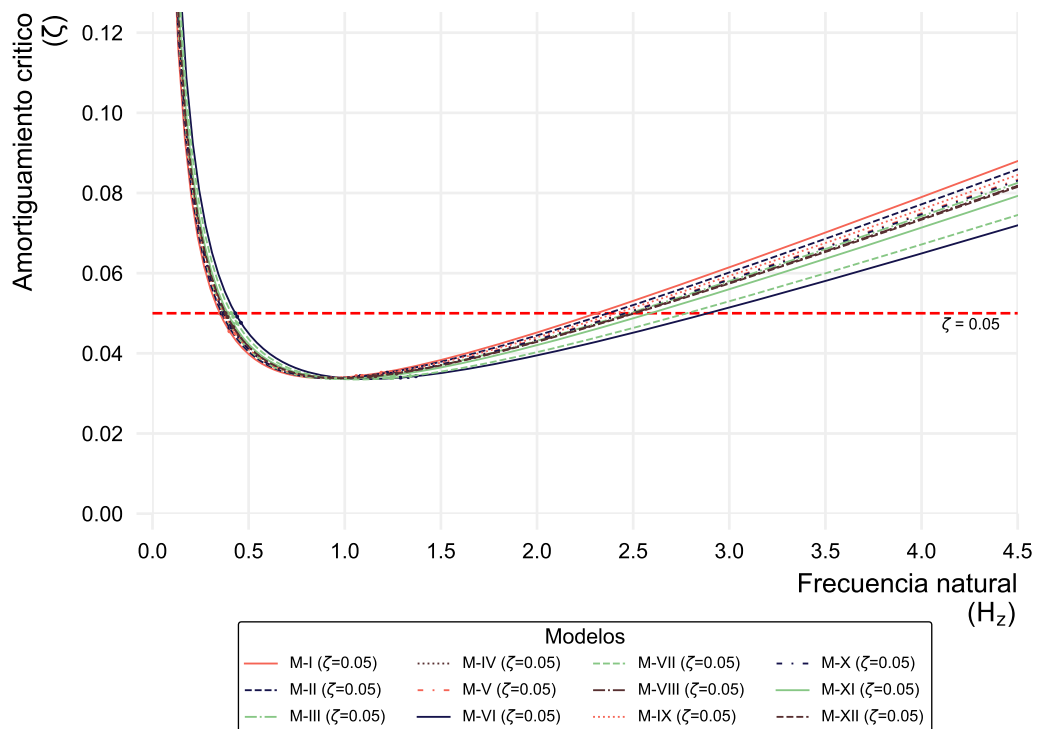


Figura 6.8. Curvas de amortiguamiento de Rayleigh para los casos de estudio: M-I a M-XII.

La ecuación de movimiento se resolvió mediante integración directa de Hilber-Hughes-Taylor, el intervalo de integración temporal se ajustó estrictamente al intervalo de cada registro (Cuadro 6.3), lo que garantizó la convergencia de los algoritmos iterativos en el 100 % de los pasos de tiempo sin problemas de inestabilidad numérica.

6.3.2. Análisis dinámicos no lineales tiempo-historia de control

Se extrajeron las respuestas máximas de los PDS de cada caso de estudio obtenidos los ADNLTH en las direcciones ortogonales, aplicando las componentes horizontales de cada registro con los ángulos: 0° , 90° , 180° y 270° . En lugar de utilizar promedios estadísticos, el análisis se centró estrictamente en la evaluación de los escenarios críticos: para cada PDS, se extrajo la envolvente máxima absoluta y se identificó el registro sísmico específico y el AIS que generó dicha respuesta en cada caso de estudio.

Desplazamientos máximos de azotea: El Cuadro 6.12 muestra las envolventes de los casos críticos de los desplazamientos máximos de azotea en las direcciones X e Y para los 12 casos de estudio, identificando el registro y el AIS que generaron dicha respuesta.

Los resultados presentados en el Cuadro 6.12 evidencian que el registro REG-08 rige los desplazamientos máximos en la mayoría de los casos, alcanzando un pico absoluto de $\Delta_x = 50.80$ cm en el modelo M-XII con un AIS = 90° y $\Delta_y = 49.39$ cm en el modelo M-V con un AIS = 0° . La razón detrás de este dominio del REG-08 es la alta PGA que caracteriza a este acelerograma en particular.

Cuadro 6.12. Análisis ortogonal: desplazamientos máximos de azotea.

Modelo	Desplazamiento X			Desplazamiento Y		
	Δ_x (cm)	Registro	θ_x (°)	Δ_y (cm)	Registro	θ_y (°)
M-I	44.93	REG-08	90	44.92	REG-08	0
M-II	45.12	REG-08	90	45.46	REG-08	0
M-III	45.18	REG-08	90	44.94	REG-08	0
M-IV	47.14	REG-04	0	46.18	REG-08	0
M-V	44.77	REG-04	0	49.39	REG-08	0
M-VI	43.40	REG-05	0	43.71	REG-05	90
M-VII	42.91	REG-05	0	42.35	REG-05	90
M-VIII	48.84	REG-04	0	45.50	REG-08	0
M-IX	45.07	REG-08	90	44.91	REG-08	0
M-X	44.93	REG-08	90	44.77	REG-08	0
M-XI	38.89	REG-08	90	38.89	REG-08	0
M-XII	50.80	REG-08	90	48.68	REG-04	90

Asimismo, la magnitud de los desplazamientos es notablemente similar en ambas direcciones ortogonales para la mayoría de los modelos, por ejemplo el M-XI presenta 38.89 cm tanto en Δ_x como en Δ_y , con un AIS de 90° y 0° respectivamente, esto refleja un equilibrio en la rigidez lateral del sistema debido a la simetría de los elementos resistentes, a diferencia del M-XII donde los desplazamientos son diferentes en ambas direcciones debido a que dicho modelo no cuenta con algún eje de simetría como los demás casos de estudio.

Distorsiones máximas de entrepiso: El Cuadro 6.13 presenta las distorsiones máximas de entrepiso en las direcciones X e Y para los 12 casos de estudio, detallando el registro sísmico, el AIS y el nivel de entrepiso donde se presentó la respuesta máxima.

Cuadro 6.13. Análisis ortogonal: distorsiones máximas de entrepiso.

Modelo	Distorsión X				Distorsión Y			
	γ_x	Registro	θ_x (°)	Nivel	γ_y	Registro	θ_y (°)	Nivel
M-I	0.0551	REG-08	90	1	0.0550	REG-08	0	1
M-II	0.0545	REG-08	90	1	0.0542	REG-08	0	1
M-III	0.0531	REG-08	90	1	0.0527	REG-08	0	1
M-IV	0.0502	REG-08	90	1	0.0543	REG-08	0	1
M-V	0.0519	REG-08	90	1	0.0559	REG-08	0	1
M-VI	0.0346	REG-08	90	1	0.0337	REG-08	0	1
M-VII	0.0386	REG-08	90	1	0.0391	REG-08	0	1
M-VIII	0.0518	REG-08	90	1	0.0541	REG-08	0	1
M-IX	0.0532	REG-08	90	1	0.0532	REG-08	0	1
M-X	0.0524	REG-08	90	1	0.0526	REG-08	0	1
M-XI	0.0482	REG-08	90	1	0.0481	REG-08	0	1
M-XII	0.0482	REG-08	90	1	0.0453	REG-08	0	1

A diferencia de resultados de los desplazamientos de azotea, para las distorsiones de entrepiso el registro REG-08 domina la totalidad de las respuestas máximas en los 12 modelos para ambas direcciones. Las distorsiones alcanzan valores de $\gamma_x = 0.0551$ en el M-I con un AIS = 90° y $\gamma_y = 0.0559$ en el M-V y un AIS = 0°, además, se presenta un patrón de daño: el primer nivel concentra los valores máximos en todos los casos.

La concentración de la distorsión máxima en el primer nivel, presente en todos los modelos, no implica necesariamente una discontinuidad de rigidez lateral o formación de un sistema de piso blando. La uniformidad de secciones transversales (Cuadro 6.6) sugiere que este patrón refleja la dominancia del primer modo fundamental de vibrar, en el cual la demanda de distorsión es máxima en la base. El hecho de que el evento REG-08 controle el 100% de los escenarios indica que su contenido frecuencial se acopla con la rigidez lateral del nivel base.

Demandas máximas de cortante basal y momento torsionante: En el Cuadro 6.14 se presentan las respuestas máximas correspondientes a los cortantes basales (F_x y F_y) y el momento torsionante (M_z) en la base de la estructura para los 12 modelos, obtenidos de los ADNLTH ortogonales.

Los resultados no siguen el mismo patrón que los desplazamientos y distorsiones. En este caso el registro REG-03 rige la totalidad las fuerzas cortantes basales, alcanzando un valor máximo de $F_x = 324.24$ t y $F_y = 317.55$ t, ambos en el M-VI con AIS de 0° y 90° , mientras que el momento torsionante se rige por el REG-08 alcanzando un pico de $M_z = 6491.74$ t*m también en el mismo modelo con un AIS de 0° .

Este comportamiento se debe directamente al elevado factor de escala (≈ 68) requerido para compatibilizar este registro con el EPUR (Cuadro 6.10); esta ampliación aumento artificialmente las frecuencias altas del sismo, las cuales incrementan la fuerza cortante basal, pero sin la energía de modos superiores necesaria para llevar a que la estructura presente grandes deformaciones. En cambio el REG-08 funciona al revés: al ser un sismo impulsivo, afecta directamente el periodo fundamental de vibrar de la estructura, provocando fuertes desplazamientos y giros.

La separación entre el registro que rige las fuerzas cortantes basales (REG-03) y el que rige los desplazamientos, distorsiones y momento torsionante (REG-08) indica que ningún PDS responde a una única característica del movimiento del suelo, por lo que es necesario usar un grupo de acelerogramas con una gran variación de características sísmicas, ya que un solo sismo no es suficiente para capturar todas las respuestas máximas que una estructura pueda presentar, esta sea regular o irregular.

Cuadro 6.14. Análisis ortogonal: reacciones máximas en la base.

Modelo	Cortante basal X			Cortante basal Y			Momento torsionante		
	F_x (t)	Registro	θ_x (°)	F_y (t)	Registro	θ_y (°)	M_z (t*m)	Registro	θ_z (°)
M-I	285.98	REG-03	0	286.20	REG-03	90	5253.42	REG-08	0
M-II	259.33	REG-03	0	259.31	REG-03	90	4300.00	REG-08	0
M-III	224.54	REG-03	0	224.70	REG-03	90	3308.19	REG-08	0
M-IV	316.32	REG-03	0	308.44	REG-03	90	5906.84	REG-08	0
M-V	266.24	REG-03	0	263.88	REG-03	90	4623.71	REG-08	0
M-VI	324.24	REG-03	0	317.55	REG-03	90	6491.74	REG-08	0
M-VII	232.11	REG-03	0	233.25	REG-03	90	4524.05	REG-08	0
M-VIII	281.94	REG-03	0	274.93	REG-03	90	5014.23	REG-08	0
M-IX	244.83	REG-03	0	244.49	REG-03	90	4221.11	REG-08	0
M-X	230.43	REG-03	0	230.78	REG-03	90	4261.21	REG-08	0
M-XI	201.15	REG-03	0	201.41	REG-03	90	3755.92	REG-08	0
M-XII	198.62	REG-03	0	201.62	REG-03	90	2780.62	REG-08	0

Fuerzas axiales máximas en columnas: El Cuadro 6.15 detalla las fuerzas axiales máximas de tensión y compresión para los 12 modelos analizados, en el cual se identifica la magnitud de la demanda, el registro, el AIS y la columna específica (C-#) a la cual pertenece la respuesta mostrada.

Al revisar los resultados presentados en el Cuadro 6.15, estos revelan un cambio en el patrón de respuesta respecto a los parámetros presentados previamente: las cargas axiales máximas se reparten entre los registros REG-04, REG-05, REG-06 y REG-07. El REG-06 conduce al modelo M-XII a una compresión máxima de 100.10 t en un AIS = 90° y las fuerzas de tensión quedan controladas por el registro REG-05, que genera un valor de -71.71 t en el modelo M-VI. El hecho de que registros con distintas características espectrales controlen las fuerzas axiales en diferentes tipos de columna, demuestra que la respuesta axial es sensible a las frecuencias que excitan el momento de volteo de la estructura.

Se puede observar que las tensiones máximas siempre se presentan en las columnas de las esquinas, lo cual es una consecuencia directa de los momentos de volteo bidireccionales que experimenta la estructura; al sumarse los momentos de volteo, la carga de gravedad se reduce de manera que la columna entra en tensión pura, este comportamiento es peligroso en estructuras de acero, debido a que los ciclos de tensión estiran las anclas en la base y debilitan la conexión, reduciendo la capacidad del elemento para resistir sismos posteriores.

Estado de daño y distribución plasticidad: El Cuadro 6.16 detalla el comportamiento de las articulaciones plásticas y el desempeño de cada uno de los 12 casos de estudio, analizando tres indicadores clave: las rotaciones plásticas máximas (R_P), la cantidad total de rotulas plásticas (N_{RP}) y su porcentaje respecto al máximo posible (N_{RP}/N_{RT}); y el nivel de desempeño global alcanzado, clasificado según normativas internacionales como: ocupación inmediata (OI), seguridad de vida (SV) y prevención de colapso (PC).

Cuadro 6.15. Análisis ortogonal: fuerza axial máxima en columnas.

Modelo	Compresión				Tensión					
	C (t)	Registro	θ_c (°)	C-#	Tipo	T (t)	Registro	θ_t (°)	C-#	Tipo
M-I	76.22	REG-12	90	C-22	Interior	-27.99	REG-10	90	C-6	Esquina
M-II	78.53	REG-04	90	C-18	Borde	-27.46	REG-07	0	C-24	Esquina
M-III	75.92	REG-04	0	C-3	Borde	-28.77	REG-07	0	C-1	Esquina
M-IV	89.22	REG-05	90	C-36	Esquina	-64.29	REG-05	90	C-36	Esquina
M-V	82.52	REG-04	0	C-16	Interior	-34.92	REG-04	90	C-29	Esquina
M-VI	94.79	REG-05	90	C-38	Esquina	-71.71	REG-05	90	C-38	Esquina
M-VII	84.56	REG-05	0	C-11	Borde	-40.20	REG-05	90	C-27	Esquina
M-VIII	84.71	REG-05	90	C-31	Esquina	-59.02	REG-05	90	C-31	Esquina
M-IX	83.31	REG-04	90	C-21	Interior	-28.26	REG-07	90	C-27	Esquina
M-X	79.24	REG-04	90	C-15	Borde	-29.54	REG-07	90	C-20	Esquina
M-XI	78.48	REG-07	90	C-13	Borde	-26.94	REG-04	90	C-18	Esquina
M-XII	100.10	REG-06	90	C-23	Borde	-36.14	REG-04	0	C-1	Esquina

Cuadro 6.16. Análisis ortogonal: nivel de desempeño máximo.

Modelo	Número de Rotulas Plásticas			Nivel de Desempeño			Rotación Plástica				
	N_{RP}	N_{RP}/N_{RT} (%)	Registro	θ_{NRP} (°)	N_D	Registro	θ_{ND} (°)	R_P (rad)	Dir.	Registro	θ_{RP} (°)
M-I	162	16.82	REG-10	90	>PC	REG-01	0	0.0427	R_3	REG-08	90
M-II	137	16.31	REG-10	90	>PC	REG-03	0	0.0424	R_3	REG-08	90
M-III	93	13.48	REG-10	0	>PC	REG-03	0	0.0433	R_3	REG-08	90
M-IV	134	13.67	REG-12	0	>PC	REG-03	0	0.0431	R_2	REG-08	0
M-V	117	14.27	REG-12	0	>PC	REG-03	0	0.0450	R_2	REG-08	0
M-VI	172	17.20	REG-05	90	>PC	REG-08	0	0.0233	R_2	REG-08	0
M-VII	106	15.59	REG-05	0	>PC	REG-08	0	0.0273	R_3	REG-08	90
M-VIII	122	13.86	REG-12	0	>PC	REG-03	0	0.0432	R_2	REG-08	0
M-IX	116	14.87	REG-10	0	>PC	REG-03	0	0.0433	R_2	REG-08	0
M-X	101	14.03	REG-12	0	>PC	REG-03	0	0.0428	R_3	REG-08	90
M-XI	80	13.33	REG-12	0	>PC	REG-03	0	0.0374	R_3	REG-08	90
M-XII	82	12.81	REG-04	0	>PC	REG-03	0	0.0447	R_3	REG-08	90

Los resultados evidencian que todos los modelos superaron el nivel de desempeño límite de PC, el cual fue producido principalmente por el registro REG-03 con un AIS de 0° , aunque los sismos REG-01 y REG-08 también provocaron esta condición en ciertos modelos específicos. En cuanto a la dispersión del daño, el modelo M-VI desarrolló la mayor cantidad de rotulas plasticas con 172 rótulas bajo la acción del sismo REG-05 y un AIS de 90° (representando el 17.20 % del total de articulaciones de la estructura). Le sigue el modelo M-I que presentó 162 rótulas (16.82 %) generadas por el REG-10 en un AIS = 90° , mientras que la menor proporción se observó en el M-XII con solo 82 rotulas, equivalentes a un 12.81 %, provocadas por el REG-04 y AIS de 0° .

La deformación inelástica máxima fue gobernada por completo por el evento REG-08, el cual provoco las rotaciones plásticas máximas en los 12 modelos estudiados, alcanzando un valor pico de 0.0450 rad en la dirección R_2 del modelo M-V y un AIS de 0° . El hecho de que se supere nivel de PC con apenas el 12.81-17.20 % de articulaciones plásticas formadas indica que la energía sísmica no se distribuye homogéneamente en la estructura: se concentra en un grupo reducido de elementos en el primer nivel. Esta concentración temprana limita la capacidad global de disipación de energía y hace que el nivel de colapso se alcance con menores deformaciones globales de las esperadas en un comportamiento dúctil bien distribuido.

La separación entre los registros que rigen cada parámetro puede explicarse en términos de la sensibilidad espectral de cada respuesta estructural: Los desplazamientos globales son proporcionales a la aceleración espectral en el rango de periodos fundamentales ($T_1 \approx 2.3-2.8$ s), donde REG-08 concentra su máxima energía. El cortante basal depende de la fuerza inercial total, y el factor de escala de REG-03 ($F_S \approx 68$) lo proyecta artificialmente al tope de la envolvente de fuerzas sin producir desplazamientos proporcionales. Las fuerzas axiales en columnas de esquina son sensibles a los momentos de volteo bidireccionales, cuya excitación máxima ocurre en el contenido de baja frecuencia de registros como REG-05 y REG-07.

Esta separación espectral entre parámetros de respuesta corrobora que ningún registro único puede sustituir a un conjunto diverso de acelerogramas para el diseño de edificios irregulares.

6.3.3. Análisis dinámicos no lineales tiempo-historia rotacionales

Tras establecer la línea base con los resultados de los ADNLTH ortogonales, se procesaron los resultados de los ADNLTH rotacionales, generando una base de datos que permitió trazar la envolvente real de los PDS espacial para cada uno de los 12 casos de estudio. Con el propósito de contrastar la vulnerabilidad espacial frente a las respuestas ortogonales, los resultados de estos ADNLTH se presentan a continuación con base en los mismos PDS estudiados en la Sección 6.3.2.

Desplazamientos máximos de azotea: Se extrajeron los desplazamientos máximos absolutos en el nivel de azotea de los ADNLTH considerando la rotación del AIS, el Cuadro 6.17 presenta la envolvente de estas demandas para las direcciones X e Y de los 12 modelos estructurales.

Los resultados evidenciaron que la incorporación de la rotación del AIS incrementó las respuestas, donde el REG-08 se mantuvo como el evento dominante en la mayoría de los casos, generando desplazamientos de $\Delta_x = 57.46$ cm en el modelo M-XII con AIS = 295° , y $\Delta_y = 53.64$ cm en el M-V y un AIS = 25° . Además, se puede observar que las respuestas máximas no ocurren con el AIS en 0° , 90° , 180° o 270° ; los valores máximos aparecen en AIS oblicuos en un rango que va desde los 25° a 125° . Al aplicar el sismo de forma diagonal, las componentes horizontales activan al mismo tiempo los modos de traslación y de torsión del edificio, esta incidencia oblicua activa simultáneamente los modos de traslación y rotación de la estructura, generando respuestas máximas combinadas que el análisis ortogonal no puede predecir.

Cuadro 6.17. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea.

Modelo	Desplazamiento X			Desplazamiento Y		
	Δ_x (cm)	Registro	θ_x (°)	Δ_y (cm)	Registro	θ_y (°)
M-I	52.26	REG-08	120	52.29	REG-08	35
M-II	52.66	REG-08	125	52.47	REG-08	35
M-III	50.39	REG-08	115	49.42	REG-08	25
M-IV	49.60	REG-08	120	49.78	REG-08	30
M-V	51.47	REG-08	120	53.64	REG-08	25
M-VI	47.86	REG-05	25	48.00	REG-05	115
M-VII	46.86	REG-05	25	45.99	REG-05	115
M-VIII	52.54	REG-08	120	50.11	REG-08	30
M-IX	51.67	REG-08	120	51.53	REG-08	30
M-X	50.33	REG-08	115	50.36	REG-08	25
M-XI	45.26	REG-08	120	45.27	REG-08	30
M-XII	57.46	REG-08	115	50.69	REG-04	105

Distorsiones máximas de entrepiso: La sensibilidad del daño local ante la direccionalidad sísmica se evaluó a través de las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas en cada incremento rotacional del AIS, generando una envolvente espacial de las respuestas máximas obtenidas en las direcciones X y Y. El Cuadro 6.18 presenta los resultados de las distorsiones máximas, el registro sísmico, el AIS y el nivel donde se concentra la mayor respuesta.

Los valores de las distorsiones confirman que el daño local empeora cuando el sismo varía su AIS, además el registro REG-08 vuelve a causar los valores más altos, alcanzando una distorsión $\gamma_x =$ de 0.0666 bajo un AIS = 130° para el modelo M-I, mientras que en $\gamma_y = 0.0672$ en el modelo M-VIII con un AIS = 215°. El daño sigue concentrado en el primer nivel sin importar la geometría del edificio o la orientación del sismo, y el AIS se encuentra en un rango de 35° a 135°, parecido a lo encontrado en los desplazamientos máximos de azotea.

Cuadro 6.18. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso.

Modelo	Distorsión X				Distorsión Y			
	γ_x	Registro	θ_x (°)	Nivel	γ_y	Registro	θ_y (°)	Nivel
M-I	0.0666	REG-08	130	1	0.0666	REG-08	40	1
M-II	0.0652	REG-08	130	1	0.0648	REG-08	35	1
M-III	0.0651	REG-08	125	1	0.0648	REG-08	35	1
M-IV	0.0622	REG-08	135	1	0.0664	REG-08	35	1
M-V	0.0655	REG-08	130	1	0.0666	REG-08	35	1
M-VI	0.0466	REG-08	135	1	0.0475	REG-08	45	1
M-VII	0.0521	REG-08	135	1	0.0525	REG-08	45	1
M-VIII	0.0633	REG-08	135	1	0.0672	REG-08	35	1
M-IX	0.0652	REG-08	125	1	0.0650	REG-08	35	1
M-X	0.0647	REG-08	125	1	0.0649	REG-08	35	1
M-XI	0.0599	REG-08	125	1	0.0600	REG-08	35	1
M-XII	0.0580	REG-08	120	1	0.0597	REG-08	45	1

Demandas máximas de cortante basal y momento torsionante: Se analizaron las reacciones en la base de la estructura mediante los ADNLTH rotacionales de los registros sísmicos, se obtuvo la envolvente de las respuestas máximas absolutas de cada una de estas solicitaciones. El Cuadro 6.19 detalla los valores máximos de las reacciones en la base, identificando el registro y el AIS para cada uno de los 12 casos de estudio analizados.

Los resultados del Cuadro 6.19 muestran que, mientras que el registro REG-03 controlaba las fuerzas cortantes en los análisis ortogonales, al incorporar la rotación del AIS este dominio pasó al registro REG-08, el cual rigió de manera absoluta en la definición de las respuestas máximas para casi la totalidad de los 12 modelos evaluados. Las solicitaciones más críticas se concentraron nuevamente en el modelo M-VI, alcanzando fuerzas cortantes de $F_x = 368.12$ t con AIS = 130° y $F_y = 367.38$ t y AIS = 45°.

Cuadro 6.19. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base.

Modelo	Cortante basal X			Cortante basal Y			Momento torsionante		
	F_x (t)	Registro	θ_x (°)	F_y (t)	Registro	θ_y (°)	M_z (t*m)	Registro	θ_z (°)
M-I	298.17	REG-08	130	298.22	REG-08	40	5268.24	REG-08	175
M-II	271.37	REG-08	130	271.60	REG-08	40	4312.56	REG-08	175
M-III	235.19	REG-08	130	235.25	REG-08	40	3318.12	REG-08	175
M-IV	337.54	REG-08	130	333.16	REG-08	40	5934.13	REG-08	175
M-V	279.38	REG-08	130	276.49	REG-08	40	4631.32	REG-08	170
M-VI	368.12	REG-08	130	367.38	REG-08	45	6491.74	REG-08	0
M-VII	256.44	REG-08	130	256.09	REG-08	45	4524.05	REG-08	0
M-VIII	300.27	REG-08	130	297.52	REG-08	40	5060.28	REG-08	170
M-IX	256.65	REG-08	130	256.62	REG-08	40	4269.46	REG-08	170
M-X	241.74	REG-08	130	241.63	REG-08	40	4275.31	REG-08	175
M-XI	212.71	REG-08	130	212.80	REG-08	40	3765.01	REG-08	175
M-XII	211.47	REG-08	130	212.42	REG-08	40	2799.39	REG-03	50

Este cambio en el comportamiento evidencia que la interacción simultánea de las componentes horizontales del registro REG-08 en ángulos diferentes a los ortogonales genera una resultante de fuerza lateral más severa que la acción del sismo REG-03 sobre las orientaciones ortogonales. Estos hallazgos demuestran que limitar el diseño de la cimentación y de los elementos de soporte a análisis ortogonales no solo induce a una subestimación de las cargas de diseño, sino que también dificulta la identificación precisa del escenario sísmico que representa la mayor amenaza para la estabilidad global del sistema estructural.

Fuerzas axiales máximas en columnas: Para evaluar el impacto de la direccionalidad sísmica en los elementos resistentes a fuerzas laterales de la estructura, se analizaron las fuerzas axiales que experimentaron las columnas bajo los ADNLTH rotacionales, obteniendo la envolvente de fuerzas máximas presentadas en cada una de las columnas evaluadas. El Cuadro 6.20 presenta los valores máximos absolutos de compresión y tensión, detallando el registro, el AIS y ubicación geométrica de la columna para cada modelo estructural analizado.

Los resultados demostraron que la rotación del AIS produjo una amplificación generalizada de las fuerzas de compresión y tensión de las columnas, la demanda máxima a compresión se elevó a $C = 100.8$ t en el modelo M-XII bajo el sismo REG-07 con un AIS = 170° , superando el límite ortogonal previo de 100.1 t. Asimismo, los resultados de tensión se incrementaron hasta alcanzar un pico de $T = -71.99$ t en la columna de esquina del M-VI, provocado por el registro REG-05 con un AIS de 320° .

Además de los incrementos, se observó que la rotación del AIS alteró los sismos gobernantes en varios casos de estudio, propiciando que eventos como el REG-04 y el REG-10 controlaran las demandas máximas en AIS específicos, con rangos de 25° a 170° en compresión y 65° a 160° en tensión. Por lo tanto, se concluye que las columnas perimetrales y de esquina, experimentan su estado de carga más desfavorable cuando la edificación se analiza bajo sísmicos en AIS oblicuos.

Cuadro 6.20. Análisis rotacional: fuerza axial máxima en columnas críticas.

Modelo	Compresión				Tensión					
	C (t)	Registro	θ_c (°)	C-#	Tipo	T (t)	Registro	θ_t (°)	C-#	Tipo
M-I	76.84	REG-05	25	C-4	Borde	-29.00	REG-10	105	C-6	Esquina
M-II	78.88	REG-04	100	C-18	Borde	-31.40	REG-04	155	C-24	Esquina
M-III	79.34	REG-07	30	C-3	Borde	-31.57	REG-04	160	C-1	Esquina
M-IV	90.63	REG-05	135	C-35	Esquina	-65.27	REG-05	135	C-35	Esquina
M-V	83.59	REG-04	25	C-16	Interior	-38.06	REG-04	70	C-29	Esquina
M-VI	95.85	REG-05	140	C-37	Esquina	-71.99	REG-05	140	C-37	Esquina
M-VII	88.70	REG-05	25	C-12	Borde	-42.58	REG-05	75	C-27	Esquina
M-VIII	85.22	REG-05	135	C-34	Esquina	-59.48	REG-05	135	C-34	Esquina
M-IX	83.90	REG-04	110	C-20	Interior	-32.14	REG-04	155	C-30	Esquina
M-X	80.02	REG-04	100	C-14	Borde	-32.51	REG-04	155	C-28	Esquina
M-XI	79.48	REG-05	25	C-9	Borde	-29.99	REG-05	160	C-18	Esquina
M-XII	100.80	REG-07	170	C-16	Borde	-39.92	REG-05	65	C-6	Esquina

Evolución del estado de daño y rótulas plásticas: Se analizaron la cantidad y el porcentaje de rótulas plásticas respecto al total posible, el nivel de desempeño global y las rotaciones plásticas extremas generadas mediante los ADNLTH rotacionales, en el Cuadro 6.21 se detalla la envolvente de los valores máximos absolutos de las respuestas no lineales de la estructura, donde se especifica el registros y los AIS para cada uno de los casos de estudio.

Los resultados evidenciaron que los ADNLTH rotacionales incrementaron la cantidad de rotulas plásticas generadas en comparación con los análisis ortogonales, alcanzando un máximo de 182 rótulas equivalentes al 18.20 % del total en el modelo M-VI bajo la acción del sismo REG-05 con un AIS a 130°. A nivel global, la totalidad de los modelos superó el límite de PC, una condición generada predominantemente por el evento REG-03. En cuanto al daño local, la exigencia de rotación plástica máxima fue gobernada de manera exclusiva por el registro REG-08 en distintos AIS, provocando deformaciones extremas, como el valor pico de $R_p = 0.0538$ rad en la dirección R_2 del M-V con un AIS a 35°. Este comportamiento demuestra que la excitación sísmica en direcciones sesgadas incrementa el nivel de daño, aumentando la magnitud de las rotaciones plásticas.

6.4. Evaluación de las Variaciones de los Parámetros de Demanda Sísmica

En esta última fase se cuantificaron y analizaron las diferencias entre los PDS obtenidos por los ADNLTH ortogonales (Sección 6.3.2) y los ADNLTH rotacionales (Sección 6.3.3). El objetivo principal fue identificar el grado de subestimación de la normativa actual y entender qué factores geométricos o sísmicos generan las mayores variaciones entre los diferentes PDS evaluados.

Cuadro 6.21. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo.

Modelo	Número de Rotulas Plásticas			Nivel de Desempeño			Rotación Plástica				
	N_{RP}	N_{RP}/N_{RT} (%)	Registro	θ_{NRP} (°)	N_D	Registro	θ_{ND} (°)	R_P (rad)	Dir.	Registro	θ_{RP} (°)
M-I	166	17.29	REG-10	120	>CP	REG-01	0	0.0520	R_2	REG-08	35
M-II	137	16.31	REG-10	60	>CP	REG-03	0	0.0509	R_3	REG-08	130
M-III	99	14.35	REG-12	55	>CP	REG-03	0	0.0515	R_3	REG-08	125
M-IV	137	13.98	REG-12	165	>CP	REG-03	0	0.0522	R_2	REG-08	35
M-V	122	14.88	REG-12	145	>CP	REG-03	0	0.0538	R_2	REG-08	35
M-VI	182	18.20	REG-05	130	>CP	REG-05	85	0.0311	R_2	REG-08	45
M-VII	110	16.18	REG-05	25	>CP	REG-08	0	0.0360	R_2	REG-08	45
M-VIII	124	14.09	REG-12	150	>CP	REG-03	0	0.0525	R_2	REG-08	40
M-IX	118	15.13	REG-10	170	>CP	REG-03	0	0.0517	R_3	REG-08	135
M-X	105	14.58	REG-12	165	>CP	REG-03	0	0.0518	R_3	REG-08	120
M-XI	84	14.00	REG-12	55	>CP	REG-03	0	0.0436	R_3	REG-08	115
M-XII	84	13.12	REG-05	115	>CP	REG-03	0	0.0535	R_3	REG-08	130

6.4.1. Comparación de las demandas máximas

Para evaluar de forma cuantitativa la divergencia entre ambos enfoques, se calculó el porcentaje de subestimación, el cual se determinó contrastando las respuestas máximas absolutas obtenidas en el θ_{crit} de los análisis rotacionales frente a los valores de control derivados de los análisis ortogonales (Sección 6.3.2).

En lugar de reportar únicamente los valores absolutos, esta sección se centra en la variación porcentual ($\Delta\%$), demostrando objetivamente cómo la incorporación de la rotación del AIS conduce a incrementos en cada PDS evaluado.

Desplazamientos máximos de azotea: Se compararon los desplazamientos máximos de azotea obtenidos mediante el análisis ortogonal frente al análisis rotacional propuesto. El Cuadro 6.22 detalla los escenarios que registraron la mayor variación porcentual ($\Delta\%$) entre ambos métodos para las direcciones X e Y , para las cuales se especifican los registros junto con sus θ_{crit} de incidencia, los valores ortogonales de referencia (Δ_{ort}), los valores máximos rotacionales (Δ_{rot}), sus respectivos porcentajes de diferencia ($\Delta\%$).

Los resultados presentados en el Cuadro 6.22 evidenciaron que un que los ADNLTH rotacionales generaron respuestas máximas superiores a las del ADNLTH ortogonales para todos los casos de estudio. En la dirección X , el mayor incremento se presentó en el modelo M-VI, donde el REG-04 provocó un aumento del 28.29% con un θ_{crit} de 40° , elevando el desplazamiento de 30.35 cm a 38.94 cm. Por su parte, en la dirección Y , el modelo M-I bajo la acción del REG-07 con un θ_{crit} de 130° , los desplazamientos aumentaron de 31.22 cm a 39.74 cm, lo que representa un aumento del 27.29%.

Cuadro 6.22. Análisis ortogonal vs. rotacional: desplazamientos máximos de azotea.

Modelo	Desplazamiento X				Desplazamiento Y					
	Registro	Δ_{xort} (cm)	Δ_{xrot} (cm)	θ_{xcrit} (°)	$\Delta\%$	Registro	Δ_{yort} (cm)	Δ_{yrot} (cm)	θ_{ycrit} (°)	$\Delta\%$
M-I	REG-07	31.22	39.73	40	27.27	REG-07	31.22	39.74	130	27.29
M-II	REG-07	34.48	41.74	35	21.04	REG-07	34.48	41.85	125	21.36
M-III	REG-11	31.58	36.93	35	16.93	REG-11	31.58	37.11	125	17.50
M-IV	REG-06	34.10	40.42	150	18.54	REG-11	33.08	38.43	120	16.19
M-V	REG-11	33.30	36.71	30	10.23	REG-11	33.31	39.21	125	17.72
M-VI	REG-04	30.35	38.94	40	28.29	REG-04	30.35	37.63	130	24.00
M-VII	REG-04	32.09	38.34	40	19.47	REG-10	22.86	27.75	145	21.37
M-VIII	REG-08	45.51	52.54	120	15.46	REG-06	33.65	40.59	40	20.63
M-IX	REG-07	35.35	42.25	35	19.51	REG-07	35.35	42.31	125	19.70
M-X	REG-11	31.63	37.40	35	18.25	REG-11	31.63	37.38	125	18.19
M-XI	REG-06	30.83	37.21	130	20.68	REG-06	30.83	36.74	40	19.15
M-XII	REG-06	36.42	41.73	130	14.57	REG-11	35.28	38.78	120	9.93

En la Figura 6.9 se presenta la dispersión del factor de sesgo direccional (F_{dir}) que se definió como la razón entre la respuesta máxima obtenida mediante los ADNLTH rotacionales y aquella generada mediante los ADNLTH ortogonales, los valores del F_{dir} máximo para cada PDS de los casos de estudio y registros utilizados se presentan en el Apéndice B.

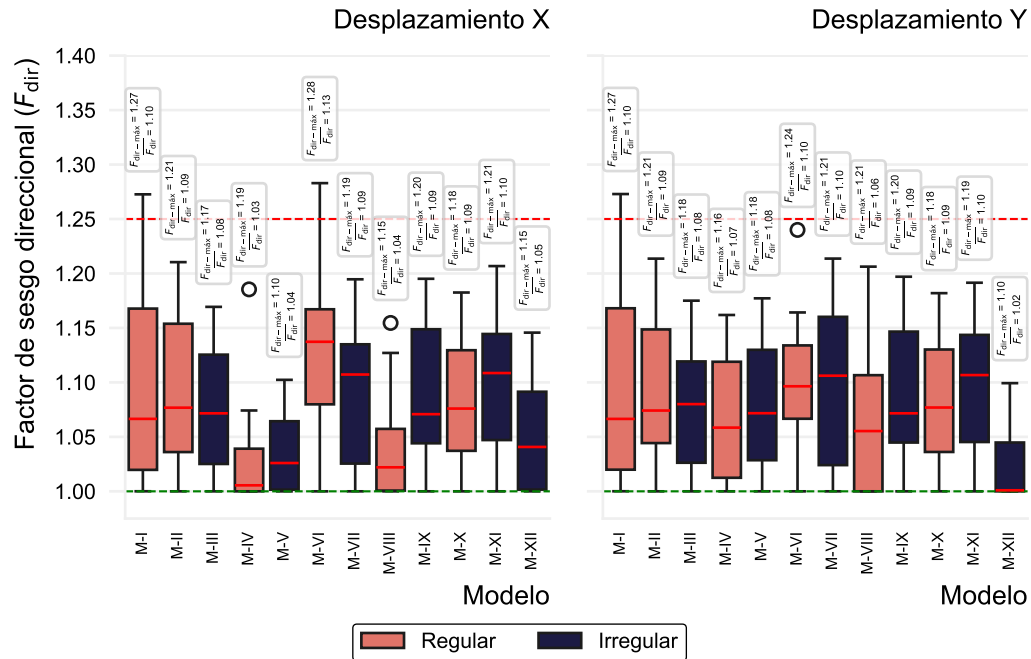


Figura 6.9. Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: desplazamientos máximos de azotea.

En la Figura 6.9 se puede observar que la dispersión de los desplazamientos máximos varía desde un promedio de del $F_{dir} = 1.04$ para la dirección X y 1.02 en dirección Y, hasta máximos que van desde 1.10 a 1.28 para X y de 1.10 a 1.27 para Y, siendo los modelos mas afectados el M-I y M-VI. El modelo M-XII presenta un comportamiento único, en los desplazamientos en dirección X presenta una mayor dispersión en comparación con los desplazamientos en dirección Y, esto se debe a que este modelo en particular no presenta ejes de simetría como el resto de los casos de estudio con dispersiones similares en ambas direcciones.

Otro caso particular se presenta en el M-VI donde se puede observar que para las cajas de dispersión son mas pequeñas y alejadas del $F_{dir} = 1.0$, lo que indica que dicho modelo es mas sensible a la direccionalidad de todos los registros utilizados, en cambio los modelos M-IV, M-V y M-VIII son los que presentan menos dispersión y sus cajas están mas cercanas a la unidad en la dirección X, esto indica una sensibilidad menor en dicha dirección. Para ilustrar la sensibilidad direccional de los modelos mas afectados, las Figuras 6.10 y 6.11 muestran los diagrama polares de los desplazamientos máximos normalizados para el M-VI y M-XII respectivamente.

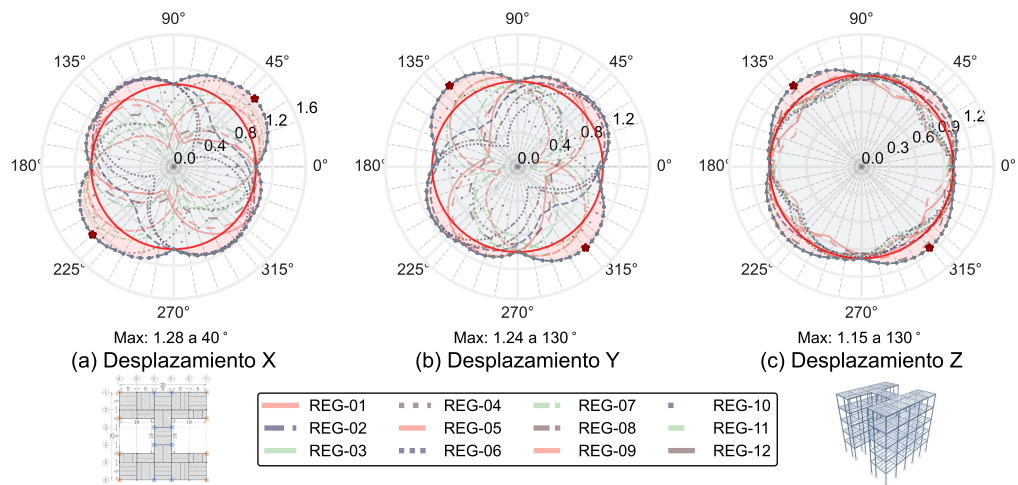


Figura 6.10. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-VI.

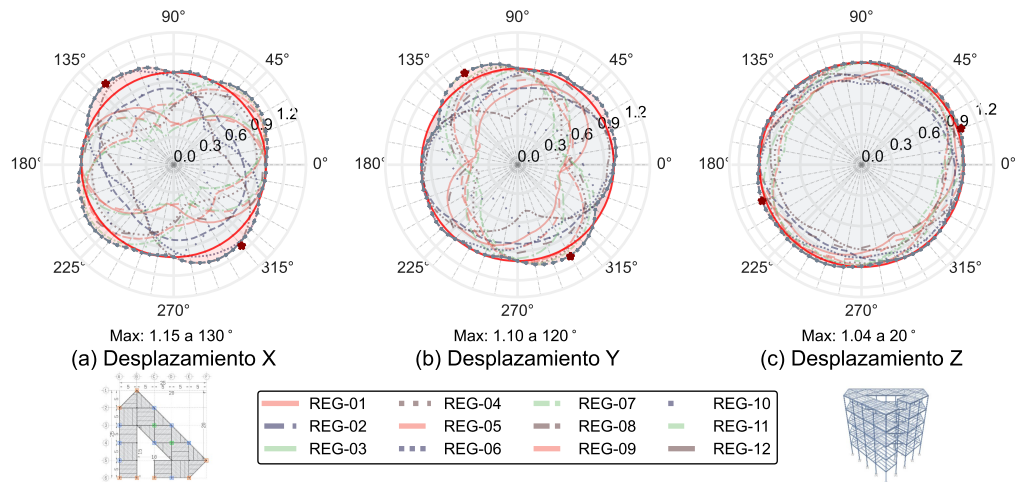


Figura 6.11. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-XII.

En las Figuras 6.10 y 6.11 se puede apreciar que para el M-VI los gráficos presentan un comportamiento mas lubular en ambas componentes, sin embargo en el M-XII los desplazamientos en la dirección Y presentan un comportamiento mas circular, lo que indica una menor sensibilidad a la direccionalidad del sismo en la dirección Y en comparación con la dirección X . Otro punto importante es que en el M-VI el diagrama polar se puede dividir en sectores simétricos de acuerdo al numero de ejes de simetría de la estructura, lo cual no es posible en el M-XII porque no cuenta con ejes de simetría, el resto de diagramas polares para los PDS se presentan en el Apéndice C.

Comparación de distorsiones máximas de entrepiso: El Cuadro 6.23 presenta la comparativa entre las distorsiones máximas obtenidas mediante los análisis ortogonales (γ_{ort}) y las respuestas pico de los análisis rotacionales (γ_{rot}). En la Figura 6.12 se presenta la dispersión del F_{dir} para las distorsiones máximas de entrepiso por caso de estudio.

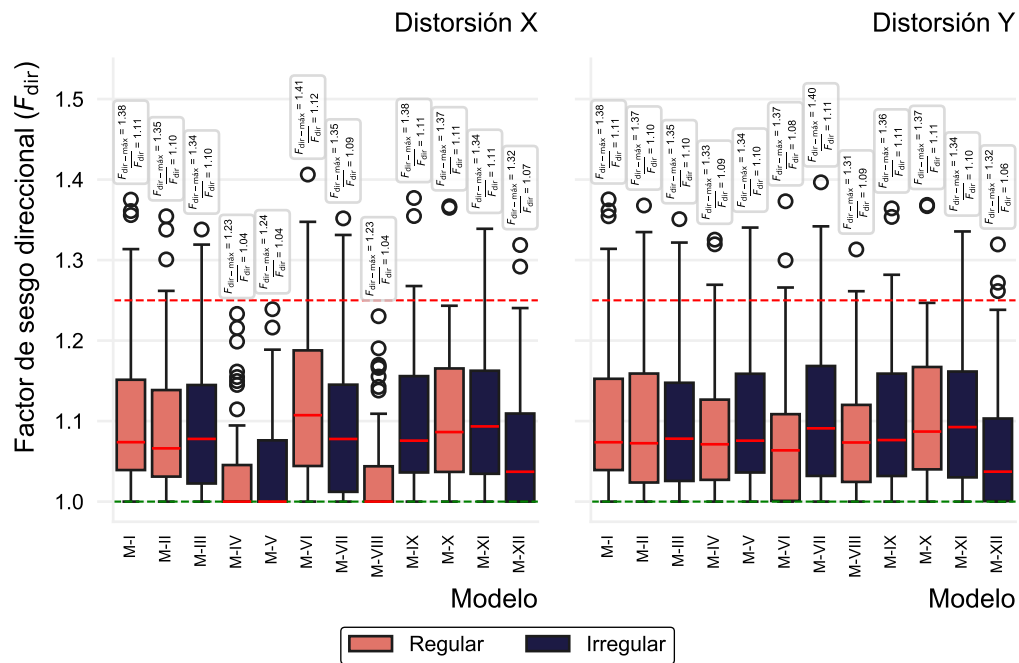


Figura 6.12. Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: distorsiones máximas de entrepiso.

Cuadro 6.23. Análisis ortogonal vs. rotacional: distorsiones máximas de entrepiso.

Modelo	Distorsión X						Distorsión Y					
	Registro	Nivel	γ_{xrot}	γ_{xrot}	θ_{xcrit} (°)	$\Delta\%$	Registro	Nivel	γ_{yrot}	γ_{yrot}	θ_{ycrit} (°)	$\Delta\%$
M-I	REG-06	2	0.0164	0.0226	130	37.51	REG-06	2	0.0164	0.0226	40	37.54
M-II	REG-07	2	0.0161	0.0218	45	35.44	REG-07	2	0.0161	0.0220	135	36.78
M-III	REG-07	2	0.0162	0.0217	45	33.80	REG-07	2	0.0162	0.0219	130	35.08
M-IV	REG-11	5	0.0088	0.0108	50	23.31	REG-11	5	0.0088	0.0116	135	32.54
M-V	REG-11	5	0.0088	0.0109	45	23.90	REG-07	2	0.0172	0.0231	135	34.04
M-VI	REG-10	1	0.0147	0.0207	45	40.62	REG-08	1	0.0346	0.0475	45	37.31
M-VII	REG-10	1	0.0161	0.0217	45	35.18	REG-10	1	0.0160	0.0224	135	39.66
M-VIII	REG-11	5	0.0089	0.0110	50	23.03	REG-11	5	0.0090	0.0118	135	31.32
M-IX	REG-07	2	0.0158	0.0218	45	37.71	REG-07	2	0.0158	0.0216	130	36.42
M-X	REG-11	5	0.0081	0.0111	45	36.69	REG-07	2	0.0158	0.0216	135	36.86
M-XI	REG-11	5	0.0078	0.0105	40	33.89	REG-11	5	0.0079	0.0105	135	33.56
M-XII	REG-06	3	0.0146	0.0193	135	31.87	REG-11	1	0.0211	0.0278	140	31.94

Los resultados revelan una subestimación por parte de los análisis ortogonales. En la dirección X , el M-VI bajo el sismo REG-10 con un θ_{crit} de 45° presento una distorsión máxima en el primer nivel de 0.0207 lo que representa un incremento del 40.62 % en comparación con el valor ortogonal de 0.0147. El mismo patrón se presentó en la dirección Y , donde el caso con la mayor diferencia porcentual ocurrió en el modelo M-VII, nuevamente bajo el registro REG-10 con un θ_{crit} de 135° , El análisis rotacional genero una distorsión máxima en el primer nivel de 0.0224, mientras que el análisis ortogonal solo 0.0160, evidenciando un incremento del 39.66 %.

En la Figura 6.12 se observa que en el caso de las dispersiones para las distorsiones máximas los comportamientos son mas uniformes en ambas direcciones para todos los casos de estudio con valores máximos de F_{dir} ente 1.23 a 1.41, a excepción de los modelos M-IV, M-V y M-VIII que presentan una mayor dispersión en la dirección Y . Además se aprecia que los dos modelos con mas dispersión son los M-VI y M-VII, en los cuales se presentan los valores extremos para ambas direcciones. En las Figuras 6.13 y 6.14 ilustran los dos casos con mayor dispersión en las distorsiones máximas presentando los valores máximos normalizados de los análisis rotacionales respecto a los valores máximos de los análisis ortogonales.

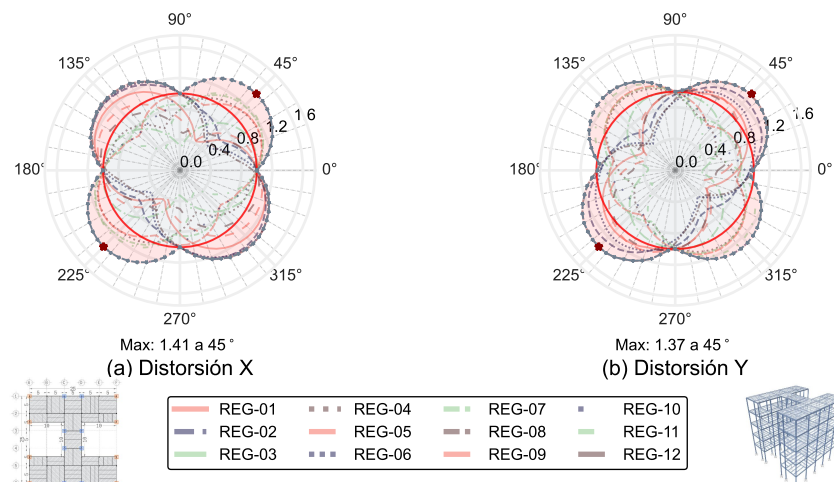


Figura 6.13. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-VI.

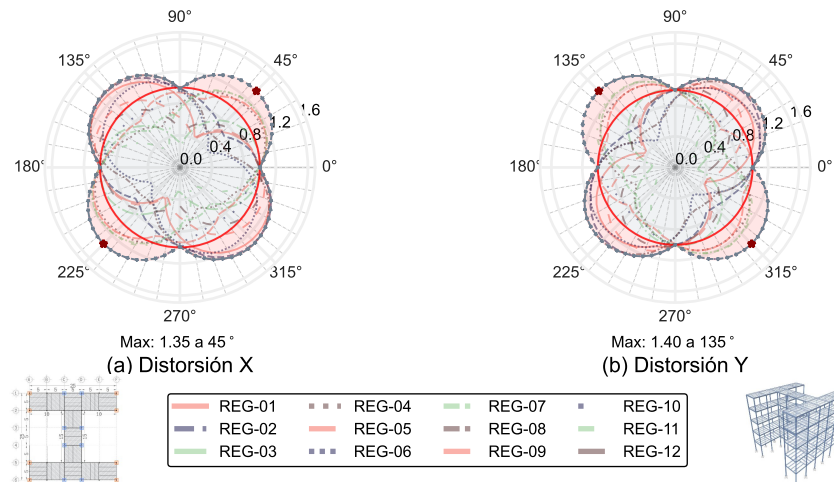


Figura 6.14. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-VII.

Como se puede observar en las Figuras 6.13 y 6.14 a pesar de que ambos modelos presentan una geometría similar, las variaciones rotacionales en las distorsiones de entrepiso presentan valores máximos diferentes, esto se debe principalmente a que el M-VI se clasifica como regular mientras que el M-VII se clasifica como irregular, esto nos indica que al incrementar el índice de irregularidad afecta de manera directa las respuestas en dicho PDS.

Demandas máximas de cortante basal y momento torsionante: En el Cuadro 6.24 se presentan las comparativas de las demandas máximas de cortante basal en las direcciones principales (F_x y F_y) y el momento torsionante en la base (M_Z), detallando el registro sísmico, los valores obtenidos mediante los ADNLTH ortogonales frente a los ADNLTH rotacionales junto con sus θ_{crit} y la diferencia porcentual ($\Delta\%$) para los casos de estudio. La Figura 6.15 muestra la dispersión del F_{dir} para las reacciones máximas en la base de la estructura por caso de estudio.

Cuadro 6.24. Análisis ortogonal vs. rotacional: reacciones máximas en la base.

Modelo	Cortante Basal X					Cortante Basal Y					Momento Torsionante Z				
	Registro	F_{xort} (t)	F_{xrot} (t)	θ_{xcrit} (°)	Δ %	Registro	F_{yort} (t)	F_{yrot} (t)	θ_{ycrit} (°)	Δ %	Registro	M_{zort} (t*m)	M_{zrot} (t*m)	θ_{zcrit} (°)	Δ %
M-I	REG-07	208.87	265.20	45	26.97	REG-07	208.86	265.20	135	26.97	REG-03	4154.96	5072.78	45	22.09
M-II	REG-07	185.24	238.87	45	28.95	REG-07	185.24	239.19	135	29.13	REG-03	3316.62	4113.86	50	24.04
M-III	REG-11	177.40	209.71	40	18.21	REG-11	177.40	210.16	130	18.47	REG-03	2473.73	3128.37	45	26.46
M-IV	REG-11	252.24	298.93	40	18.51	REG-11	252.25	290.53	125	15.18	REG-03	4398.60	5232.61	40	18.96
M-V	REG-11	211.76	249.38	40	17.76	REG-11	211.76	245.41	130	15.89	REG-03	3674.96	4340.19	40	18.10
M-VI	REG-02	234.51	313.44	130	33.66	REG-02	234.51	314.64	45	34.17	REG-03	4419.86	5698.70	55	28.93
M-VII	REG-02	172.55	221.55	140	28.40	REG-10	177.77	225.30	135	26.74	REG-03	3426.13	4120.40	45	20.26
M-VIII	REG-11	225.01	265.30	40	17.90	REG-11	225.02	259.25	125	15.21	REG-03	3833.18	4455.10	30	16.22
M-IX	REG-07	182.83	224.81	40	22.96	REG-07	182.83	224.34	130	22.71	REG-03	3391.81	4077.37	40	20.21
M-X	REG-11	182.13	215.22	40	18.17	REG-11	182.13	215.25	130	18.18	REG-03	3230.31	4073.98	45	26.12
M-XI	REG-11	158.71	188.48	40	18.75	REG-11	158.71	189.05	130	19.11	REG-03	2863.18	3556.33	45	24.21
M-XII	REG-06	154.33	186.42	135	20.79	REG-06	154.34	187.11	40	21.24	REG-03	2177.53	2799.39	50	28.56

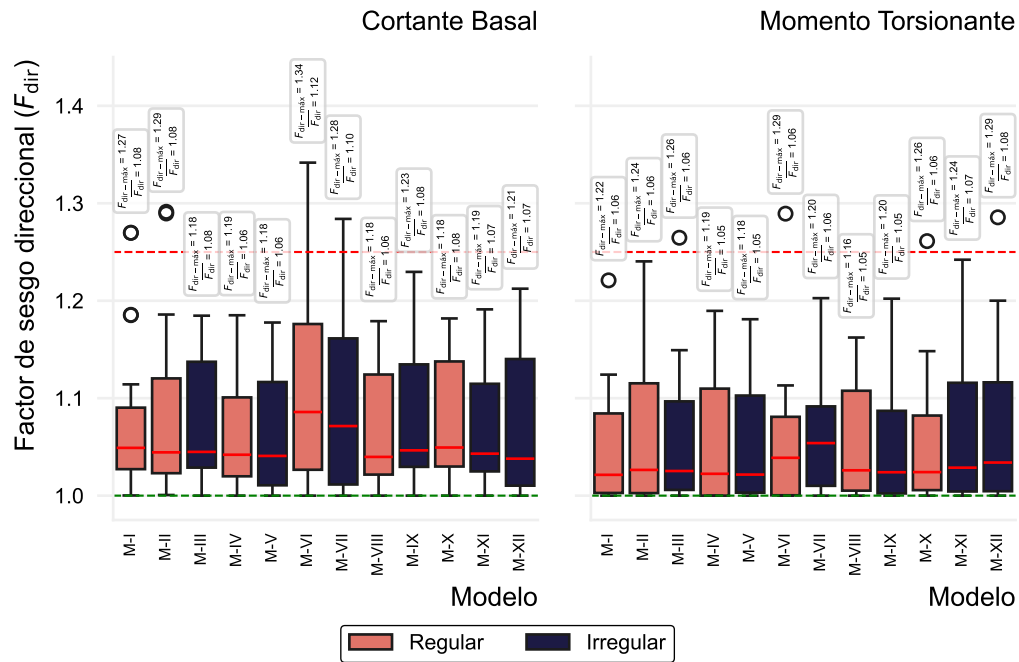


Figura 6.15. Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: reacciones máximas en la base.

Al examinar las fuerzas cortantes basales (F_x y F_y), se observa que la variación rotacional del AIS incrementa las demandas en comparación con los análisis ortogonales: el modelo M-VI con el REG-02 generarón las mayores diferencias en el cortante basal en ambas direcciones, pasando de un valor de $F_x = 234.51$ t a 313.44 t con un AIS de 130° , lo que representa un incremento del 33.66 %, y de $F_y = 234.51$ t a 314.64 t al rotar AIS a 45° , indicando un aumento del 34.17 % frente a los análisis ortogonales. Estos datos se corroboraron con la Figura 6.15, donde se puede observar que el modelo con mayor dispersión es en efecto el M-VI.

En cuanto al momento torsionante en la base (M_z), en el Cuadro 6.24 se puede observar que el sismo REG-03 controló de manera exclusiva esta respuesta para todos los modelos. Mientras que la Figura 6.15 nos muestra que los modelos con mayor dispersion son el M-II y M-XI, el M-VI genero nuevamente la mayor diferencia: paso de un $M_z = 4419.86$ t*m a 5698.70 t*m bajo un AIS de 55° , lo que equivale a un incremento del 28.93 %.

Comportamientos similares se observaron en el M-XII con un incremento del 28.56 % a los 50° y los modelos M-III y M-X con incrementos del 26.46 % y a 26.12 %, ambos con un AIS de 45°. La Figura 6.16 muestra la distribución polar de las respuestas normalizadas para el cortante basal y momento torsionante del modelo M-VI, representando la variabilidad de las respuestas obtenidas mediante los ADNLTH rotacionales.

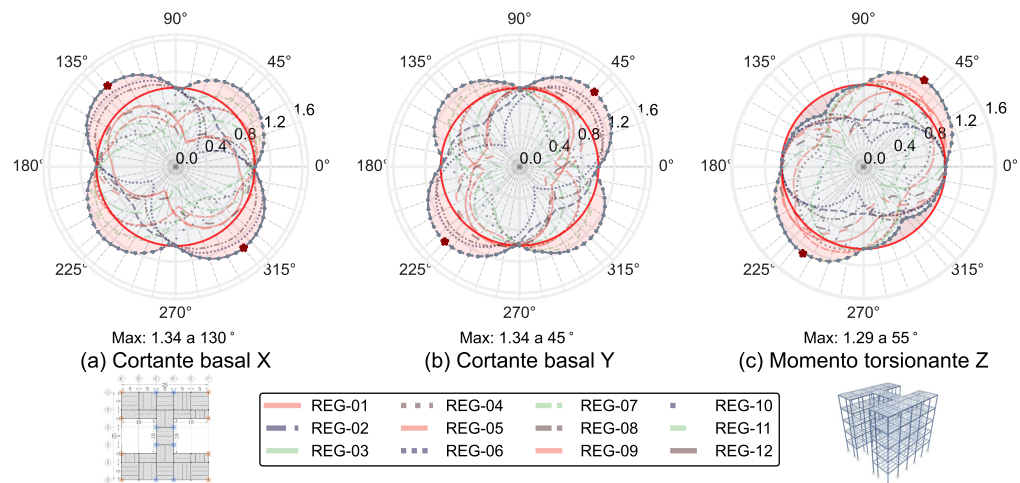


Figura 6.16. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-VI

Los datos de esta sección demuestran que diseñar los elementos de soporte y cimentación de las estructuras basándose únicamente en las fuerzas derivadas de un análisis ortogonal puede resultar en una subestimación de capacidad superior al 30 % en cortante y cercano al 30 % en torsión. Esto reafirma que el barrido rotacional del AIS es un procedimiento indispensable para capturar las verdaderas demandas de diseño que rigen la estabilidad global del sistema estructural.

Fuerzas axiales máximas en columnas: Se evaluaron las fuerzas axiales máximas de compresión y tensión que experimentan las columnas del primer nivel de la estructura al realizar la rotación del AIS. El Cuadro 6.25 presenta los valores normalizados de las fuerzas axiales con mayores diferencias porcentuales de los análisis rotacionales en comparación con los análisis ortogonales.

Cuadro 6.25. Análisis ortogonal vs. rotacional: fuerzas axiales máximas en columnas críticas.

Modelo	Compresión						Tensión							
	Registro	C-#	Tipo	C _{ort} (t)	C _{rot} (t)	θ_{Ccrit} (°)	Δ_C %	Registro	C-#	Tipo	T _{ort} (t)	T _{rot} (t)	θ_{Tcrit} (°)	Δ_T %
M-I	REG-03	C-1	Esquina	41.74	49.50	135	18.58	REG-03	C-36	Esquina	-1.83	-8.60	135	369.02
M-II	REG-03	C-24	Esquina	42.06	50.24	135	19.45	REG-03	C-24	Esquina	-1.37	-9.77	135	610.59
M-III	REG-03	C-1	Esquina	43.40	52.22	135	20.31	REG-03	C-18	Esquina	-1.97	-11.01	135	459.40
M-IV	REG-05	C-35	Esquina	71.23	90.63	135	27.23	REG-03	C-1	Esquina	-2.95	-12.72	140	331.04
M-V	REG-03	C-1	Esquina	42.64	51.99	135	21.93	REG-03	C-1	Esquina	-1.78	-11.41	135	542.21
M-VI	REG-09	C-38	Esquina	55.39	67.89	40	22.56	REG-05	C-25	Borde	-6.44	-15.09	55	134.17
M-VII	REG-03	C-25	Esquina	53.02	64.11	45	20.92	REG-03	C-4	Esquina	-13.06	-24.53	45	87.88
M-VIII	REG-05	C-34	Esquina	66.51	85.22	135	28.14	REG-03	C-1	Esquina	-2.81	-12.20	140	333.66
M-IX	REG-03	C-27	Esquina	42.47	50.63	45	19.22	REG-03	C-27	Esquina	-1.65	-10.02	45	507.41
M-X	REG-03	C-20	Esquina	42.89	51.43	135	19.92	REG-03	C-4	Esquina	-2.12	-10.81	45	410.54
M-XI	REG-03	C-7	Esquina	45.49	54.67	135	20.17	REG-03	C-1	Esquina	-4.39	-13.74	135	213.31
M-XII	REG-03	C-12	Esquina	49.26	57.92	130	17.58	REG-10	C-24	Esquina	-3.79	-11.50	50	203.05

En compresión, los incrementos más relevantes van del 18 % al 28 % respecto al análisis ortogonal, con la columna C-34 del M-VIII bajo el REG-05 alcanzando 85.22 t bajo un θ_{crit} de 135° frente a los 66.51 t ortogonales, generando una diferencia de 18.71 t que representa un incremento del 23 % de la carga axial estimada en esa columna, además se puede observar que todas las columnas que presentan mayor diferencia porcentual son de esquina. La Figura 6.17 muestra la dispersión completa del F_{dir} para las fuerzas axiales de compresión de las columnas de borde y esquina del primer nivel de la estructura por caso de estudio.

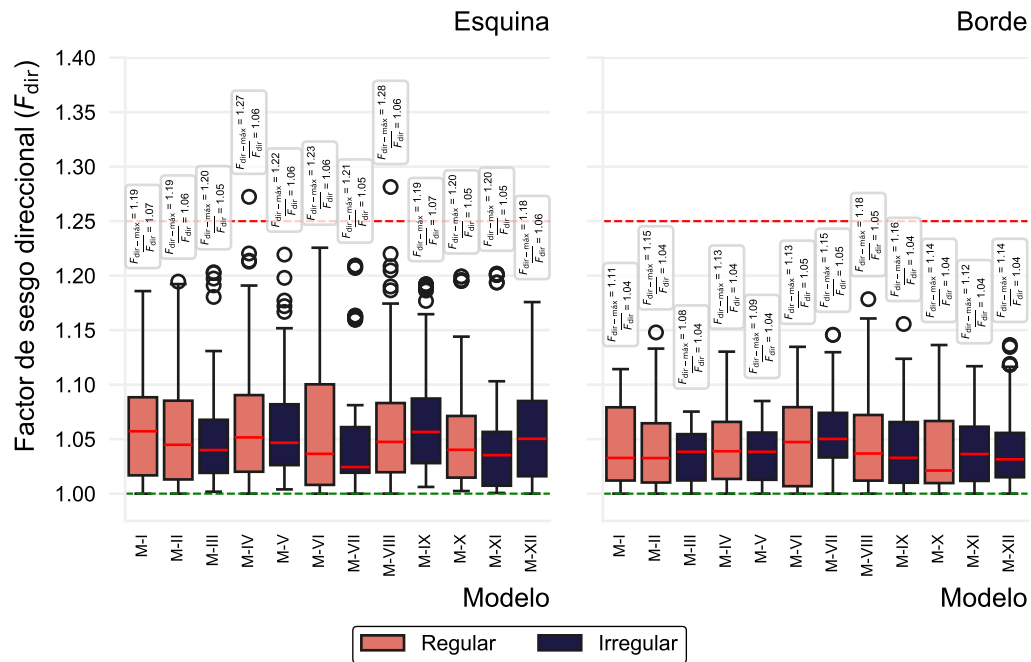


Figura 6.17. Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: fuerzas axiales de compresión en columnas.

Como se puede observar en la Figura 6.17, las columnas de esquina presentan una mayor dispersión en todos los modelos en comparación con las columnas de borde, esto nos indica que dichas columnas son más sensibles a las variaciones del AIS, presentando valores del F_{dir} que van desde un 1.18 a 1.28, además se pueden identificar que el modelo con la mayor dispersión es el M-VI, sin embargo los modelos M-IV y M-VIII presentan los valores máximos para las columnas de esquina.

Las Figuras 6.18 y 6.19 ilustran las variaciones rotacionales de las fuerzas axiales en las columnas presentando los valores máximos normalizados de los análisis rotacionales respecto a los valores máximos de los análisis ortogonales de los modelos M-IV y M-VIII respectivamente.

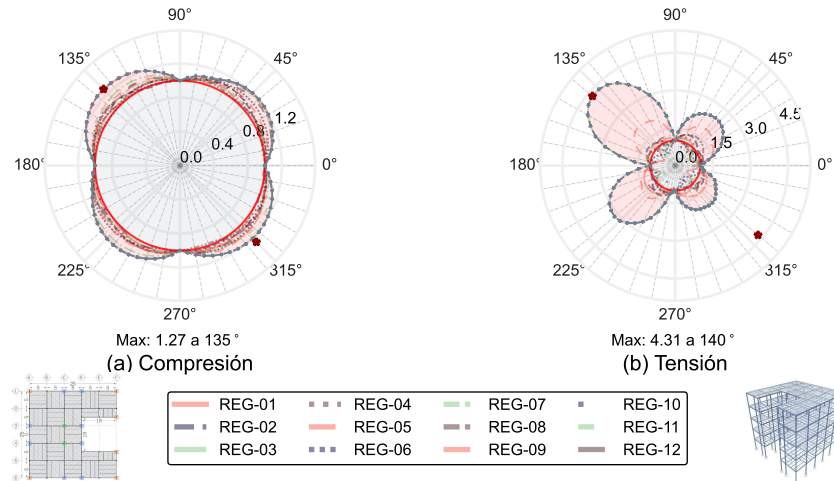


Figura 6.18. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-IV

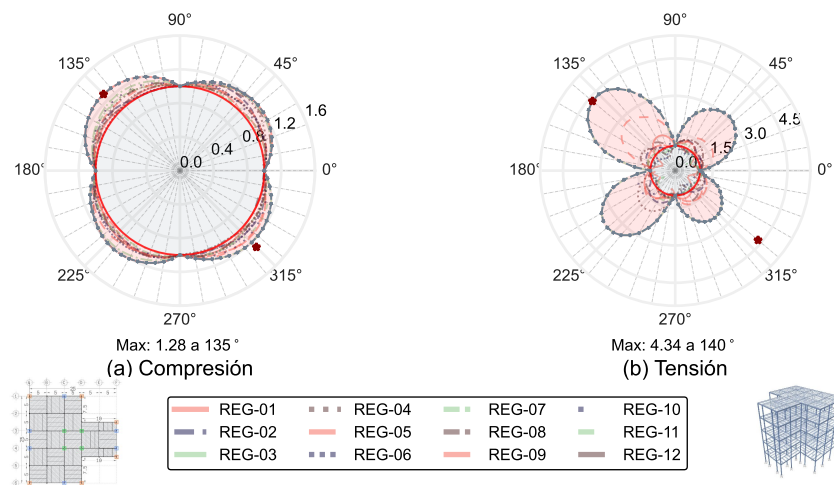


Figura 6.19. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (rotacionales): M-VIII

Como se puede observar en las Figuras 6.18 y 6.19 las variaciones en las fuerzas axiales presentan una distribución casi idéntica para ambos modelos, esto nos indica que la respuesta no es afectada por la geometría de la estructura, si no por las características propias del registro sísmico.

En la fuerza axial de tensión, el análisis ortogonal identifica fuerzas entre -1.37 t a -13.06 t en los casos críticos, mientras que el análisis rotacional genera tracciones de hasta -24.53 t en M-VII bajo el REG-03 con un AIS de 45° . La transición desde tensión casi nula a tensión neta de casi 25 t es significativa porque implica que la conexión viga-columna pasa de un estado de compresión dominante a uno donde la soldadura o los anclajes deben resistir levantamiento. Reportar esta transición como amplificación porcentual con valores entre 87% a 610% resulta engañoso dado el denominador casi nulo; lo relevante es que la dirección del signo de la fuerza axial puede invertirse bajo AIS oblicuos, lo cual el análisis ortogonal no detecta en ninguno de los modelos estudiados.

Estado de daño y distribución plasticidad: El Cuadro 6.26 presenta la comparativa de los principales indicadores de daño inelástico: el número de rótulas plásticas formadas, la magnitud de la rotación plástica máxima y el nivel de desempeño alcanzado de la edificación. Esta evaluación contrasta los resultados de los ADNLTH ortogonales frente a las respuestas máximas obtenidas mediante los ADNLTH rotacionales. La Figura 6.20 muestra la dispersión completa del F_{dir} para la variación de cantidad de rotulas plásticas y sus valores máximos de rotación normalizados al rotar su AIS por cada caso de estudio.

Respecto a la progresión del daño detallada en el Cuadro 6.26, se puede observar que al aplicar el registro sísmico en un AIS oblicuo incrementa consistentemente la cantidad de rotulas plásticas en los casos de estudio. Si bien los incrementos porcentuales varían de caso en caso, modelos como el M-XII bajo el REG-01 pasó de 33 rótulas plásticas en el análisis ortogonal a 38 al rotar el registro a 30° , lo que equivale a un incremento del 15.15% , siguiendo el M-IV con un aumento de 106 a 121 rótulas plásticas y un incremento de 14.15% bajo el registro REG-04 con un AIS de 40° .

Cuadro 6.26. Análisis ortogonal vs. rotacional: nivel de desempeño máximo.

Modelo	Numero de Rotulas Plásticas (N_{RP})						Rotación Plástica (R_P)						Nivel de Desempeño (N_D)				
	Registro	N_{RPart}	N_{RPort} (%)	N_{RProt}	N_{RRProt} (%)	$\theta_{NRRProt}$ (°)	Δ %	Registro	R_{Port} (rad)	R_{Prot} (rad)	Dir.	θ_{RRProt} (°)	Δ %	Registro	N_{Dort}	N_{Drot}	θ_{NDerit} (°)
M-I	REG-06	123	12.81	139	14.48	30	13.01	REG-07	0.0117	0.0155	R_3	55	32.88	REG-01	>PC	>PC	0
M-II	REG-04	111	13.21	116	13.81	155	4.50	REG-07	0.0106	0.0143	R_2	135	35.10	REG-01	OI a SV	OI a SV	0
M-III	REG-05	75	10.87	82	11.88	65	9.33	REG-11	0.0101	0.0133	R_3	30	31.54	REG-06	SV a PC	>PC	5
M-IV	REG-04	106	10.82	121	12.35	40	14.15	REG-11	0.0078	0.0120	R_2	130	54.14	REG-05	SV a PC	>PC	100
M-V	REG-10	103	12.56	114	13.90	135	10.68	REG-06	0.0069	0.0094	R_2	70	36.66	REG-04	SV a PC	>PC	140
M-VI	REG-01	4	0.40	6	0.60	55	50	REG-01	0.0010	0.0018	R_2	65	84.76	REG-05	SV a PC	>PC	85
M-VII	REG-09	55	8.09	61	8.97	145	10.91	REG-06	0.0056	0.0076	R_3	130	36.72	REG-02	OI a SV	OI a SV	0
M-VIII	REG-07	95	10.80	106	12.05	15	11.58	REG-11	0.0080	0.0122	R_2	130	51.57	REG-01	SV a PC	SV a PC	35
M-IX	REG-05	81	10.39	85	10.90	60	4.94	REG-07	0.0098	0.0123	R_2	140	25.19	REG-01	OI a SV	OI a SV	0
M-X	REG-10	97	13.47	103	14.31	150	6.19	REG-11	0.0115	0.0145	R_3	35	26.28	REG-01	OI a SV	OI a SV	0
M-XI	REG-11	74	12.33	80	13.33	35	8.11	REG-11	0.0061	0.0089	R_3	30	45.42	REG-11	SV a PC	>PC	5
M-XII	REG-01	33	5.16	38	5.94	150	15.15	REG-10	0.0070	0.0099	R_3	40	41.02	REG-01	OI a SV	SV a PC	165

Por otro lado, en las magnitudes de las rotaciones plásticas se aprecia un incremento aun mayor, demostrando que las deformaciones inelásticas locales sufren amplificaciones al momento de realizar la rotación del AIS de los registros. Se puede observar que el M-VI con el REG-01 aplicado en un AIS de 65°, la rotación plástica máxima experimentó un incremento del 84.76 %, pasando de 0.0010 rad a 0.0018 rad. Otros incrementos notables se presentaron en el M-IV con un incremento del 54.14 % en el REG-11 a 130° y en el M-VIII con una amplificación del 51.57 % a 130° con el mismo REG-11.

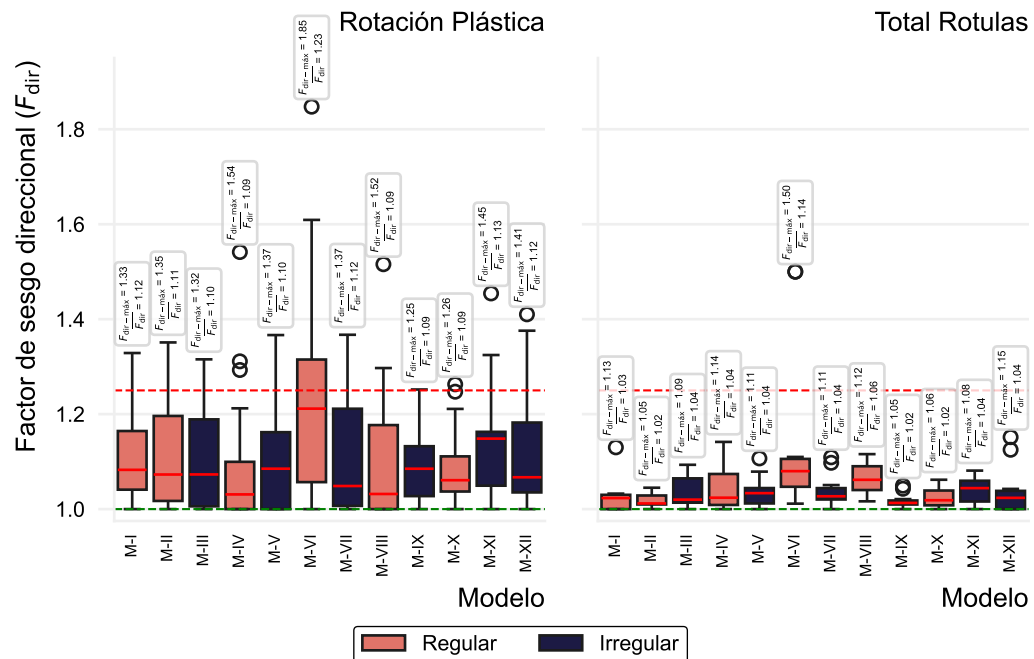


Figura 6.20. Dispersión del factor de sesgo direccional por caso de estudio: nivel de desempeño.

En la Figura 6.20 se puede observar que las dispersiones en la magnitud de las rotaciones plásticas son mayores en comparación con el numero total de rotulas plásticas formadas, presentando cajas de dispersión mas grandes llegando a valores del F_{dir} de entre 1.25 hasta 1.85, mientras que las cajas son mas pequeñas y cercanas a la unidad en la cantidad total de rotulas plásticas formadas. Se puede apreciar que en ambos casos y modelo con mayor dispersión es el M-VI y el que presenta la menor dispersión es el M-X.

Para visualizar la sensibilidad direccional de este parámetro inelástico, las Figuras 6.21 y 6.22 ilustra las distribuciones polares correspondientes a los casos M-VI y M-X.

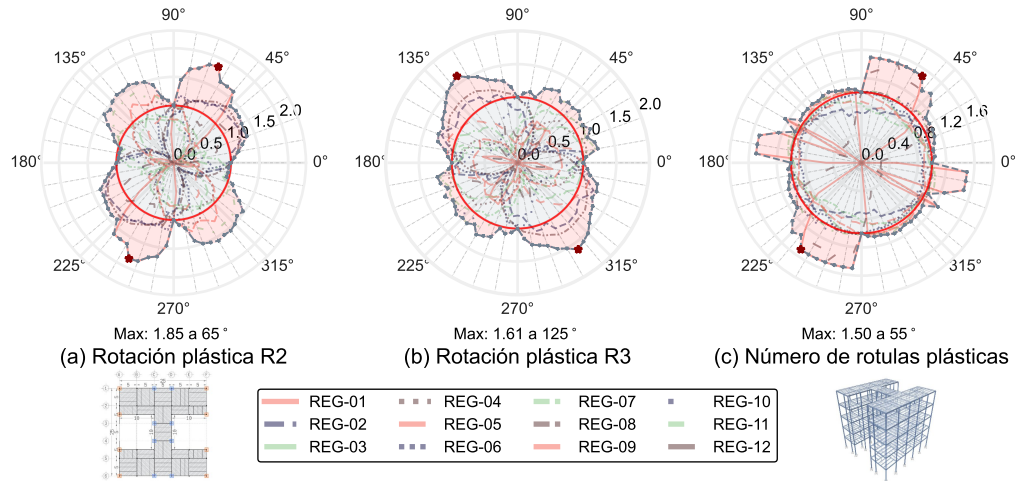


Figura 6.21. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-VI

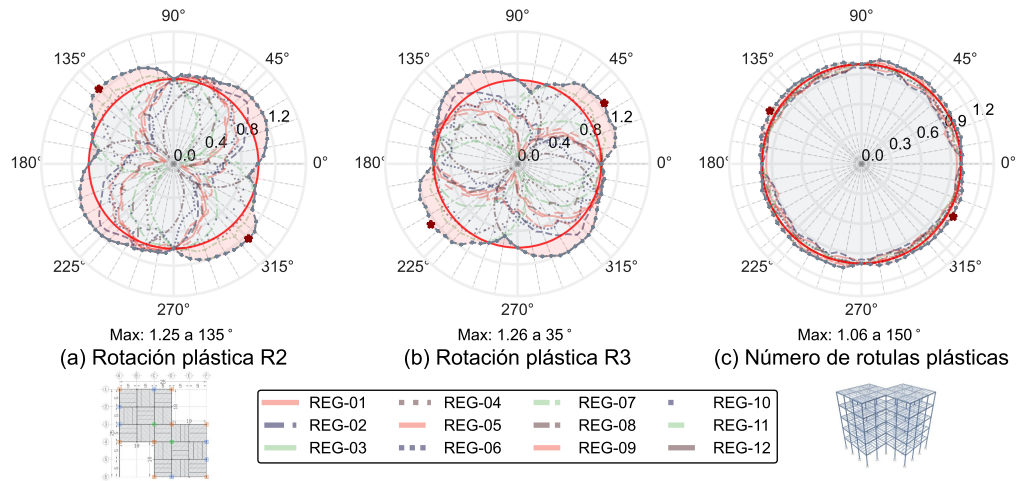


Figura 6.22. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-X

Como se observa en las Figuras 6.21 y 6.22 los diagramas polares del M-VI tienen formas caóticas con picos y pendientes pronunciados, mostrando cambios drásticos en las magnitudes de las rotaciones plásticas en comparación con los diagramas del M-X que presenta formas mas suaves y uniformes, esto nos indica que, aunque ambos modelos tienen una sensibilidad al cambio del AIS, el daño inelástico generado en el M-VI amplifica dicha sensibilidad.

Además el Cuadro 6.26 muestra que múltiples modelos, que se clasificaban en un estado de daño controlado, al someterse a la dirección crítica del sismo superaban los límites del nivel de desempeño de los análisis ortogonales. Específicamente, los M-III, M-IV, M-V, M-VI y M-XI transitaron de un nivel entre SV a PC hacia un estado de colapso inminente ($>PC$) cuando los registros se aplicaron en AIS sesgados. Este cambio fundamental en la evaluación de la seguridad estructural se ilustra en la Figura 6.23, la cual representa gráficamente cómo la rotación del sismo lleva a la estructura más allá de su nivel de desempeño para el caso más desfavorable.

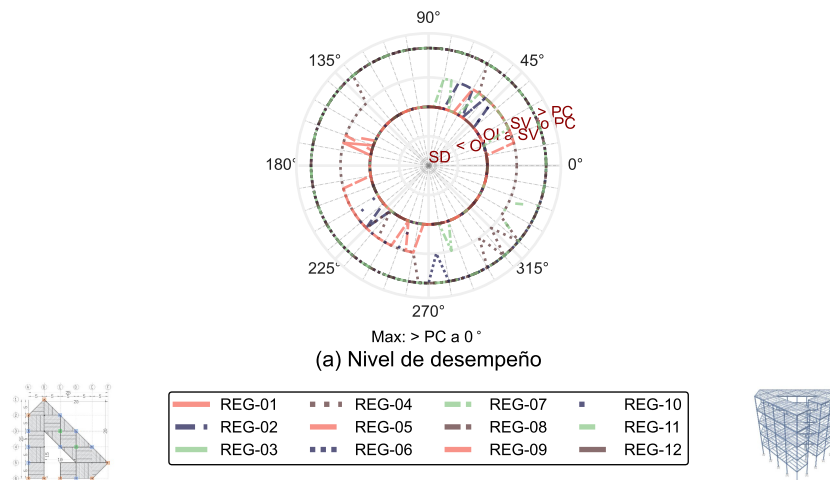


Figura 6.23. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-XII

Estos resultados evidencian que dictaminar la seguridad de una estructura basándose exclusivamente en ADNLTH ortogonales es una práctica poco conservadora, debido a que la direccionalidad del sismo representa un factor decisivo que puede determinar si una estructura resulta reparable o si experimenta el colapso.

Variación del ángulo de incidencia sísmica: Los resultados presentados previamente demuestran que no existe un ángulo único que controle la respuesta completa de la estructura: cada PDS (desplazamientos, distorsiones, cortantes, momentos torsionantes, fuerzas axiales en columnas y rotaciones plásticas) alcanza su valor máximo en orientaciones distintas, y dichas orientaciones críticas varían según la geometría del modelo y las características espectrales del registro sísmico aplicado.

El Apéndice D presenta la compilación exhaustiva de los ángulos críticos identificados para los PDS evaluados en los 12 modelos estructurales, registrando para cada modelo el ángulo que generó la respuesta máxima en cada dirección o componente. Esta tabulación permitió verificar cuantitativamente que la alineación del sismo con los ejes geométricos principales del edificio no coincide sistemáticamente con las direcciones de máxima demanda.

Para visualizar la distribución espacial de los ángulos críticos y su relación con las características geométricas de cada modelo, se presentan gráficas de dispersión en las Figuras 6.24, 6.25, 6.26, 6.27 y 6.28. Cada punto en estas gráficas representa el ángulo crítico identificado para un modelo particular bajo un parámetro de demanda específico.

La Figura 6.24 muestra que los desplazamientos máximos de azotea ocurren en un rango angular disperso, para la dirección X , los ángulos críticos oscilan entre 0° y 175° , mientras que en dirección Y el rango se concentra entre 5° y 150° . Solo el 8.3% de los ángulos críticos en X y el 7.6% en Y coinciden con orientaciones ortogonales. Además se puede observar que los registros generan demandas máximas en un rango pequeño de ángulos a pesar de la diferencia de geometría e irregularidad de los casos de estudio, lo que indica que el AIS crítico depende principalmente de las características de los registros sísmicos y los parámetros geométricos de los modelos modifican dicho ángulo en un margen pequeño.

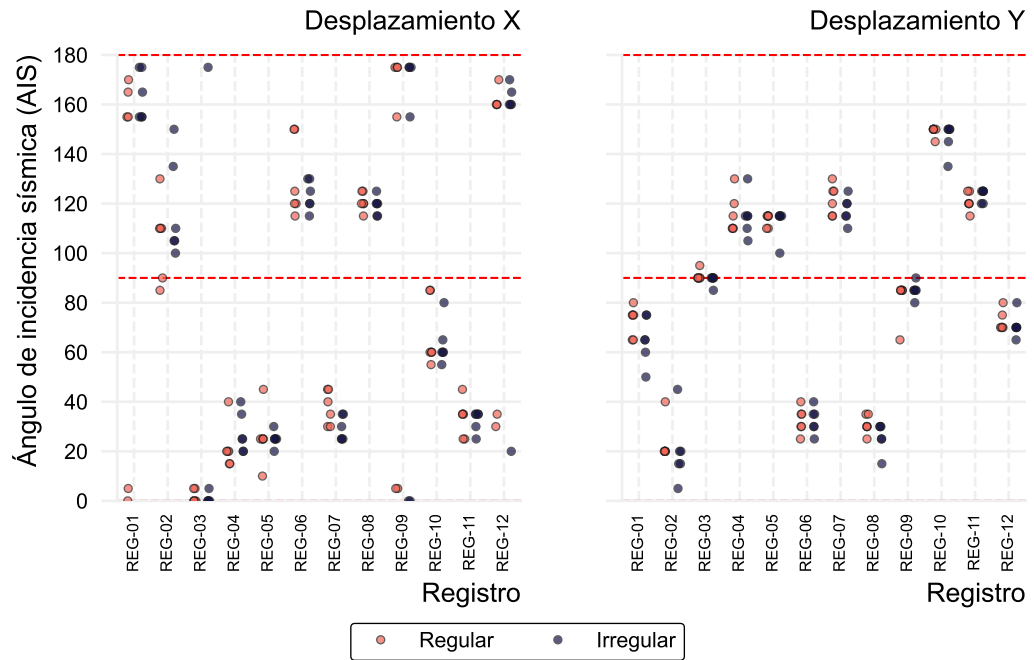


Figura 6.24. Dispersión de los ángulos críticos para desplazamientos máximos de azotea.

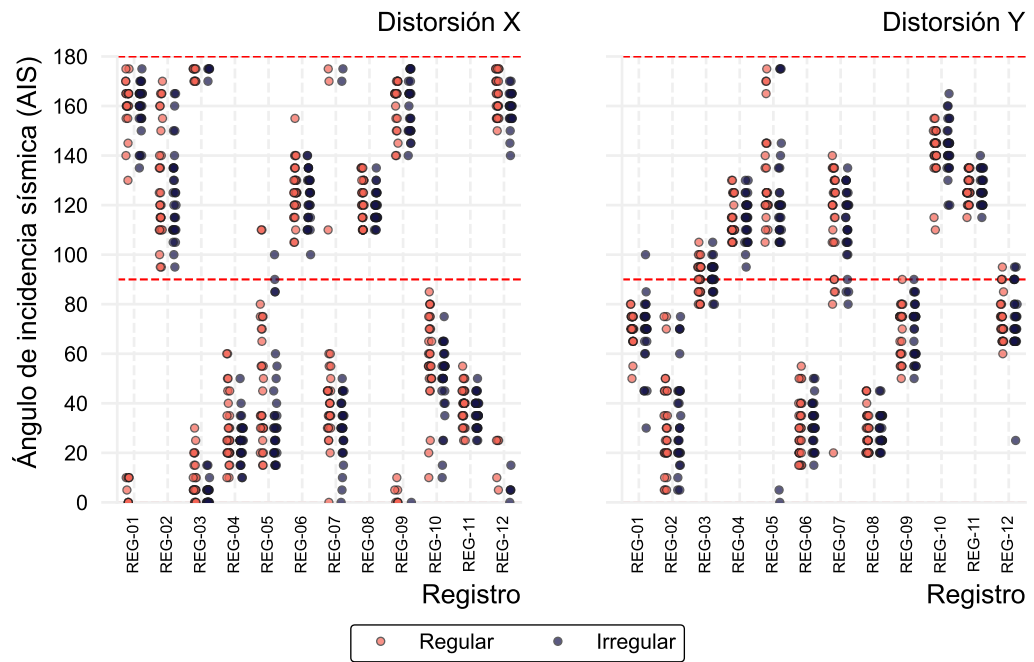


Figura 6.25. Dispersión de los ángulos críticos para distorsiones máximas de entrepiso.

Para las distorsiones de entrepiso (Figura 6.25), la desviación respecto a las direcciones ortogonales es aún más pronunciada: únicamente el 3.9 % de los ángulos críticos en X y el 4.2 % en Y coinciden con los ángulos ortogonales. Este comportamiento es consistente con el mecanismo físico de acoplamiento modal: cuando el sismo incide en dirección oblicua, excita simultáneamente los modos traslacionales en ambas direcciones principales y el modo torsional, generando una combinación de demanda que no puede reproducirse mediante la superposición lineal de análisis ortogonales independientes.

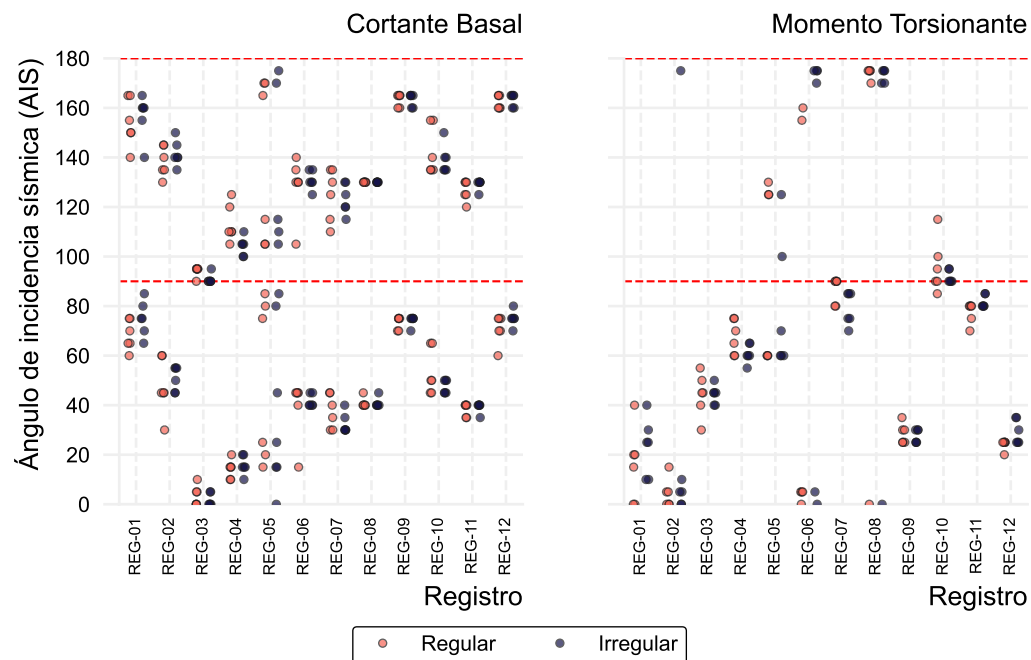


Figura 6.26. Dispersión de los ángulos críticos para reacciones máximas en la base.

El cortante basal (Figura 6.26) presenta un patrón de ángulos críticos similar a los desplazamientos máximos: los AIS críticos se agrupan en rangos relativamente pequeños entre registros sísmicos donde solo el 4.9 % coincidió con los ángulos ortogonales, presentando variaciones de $\pm 35^\circ$ entre los casos de estudio, mientras que en el momento torsionante un 14.6 % coincide con los ángulos ortogonales y la variación entre casos de estudio aumenta a valores de hasta $\pm 70^\circ$.

Esta diferencia de dispersión puede atribuirse a la naturaleza inercial del cortante basal y el momento torsionante, el cortante basal es proporcional a la aceleración espectral y la masa total del sistema por lo que su maximización depende más del contenido frecuencial del registro en el rango de periodos fundamentales que de la configuración geométrica particular.

Mientras que en la respuesta torsional en estructuras irregulares la excentricidad entre el centro de masas (CM) y el centro de rigidez (CR) varía dinámicamente durante el evento sísmico conforme los elementos incursionan en el rango inelástico y degradan su rigidez, desplazando el CR de forma no predecible a partir de consideraciones geométricas estáticas. La separación angular entre el ángulo que maximiza el cortante basal y el que maximiza el momento torsional puede superar los 100° en modelos de alta irregularidad, confirmando que ningún par de ángulos ortogonales puede capturar simultáneamente la envolvente de demanda traslacional y torsional.

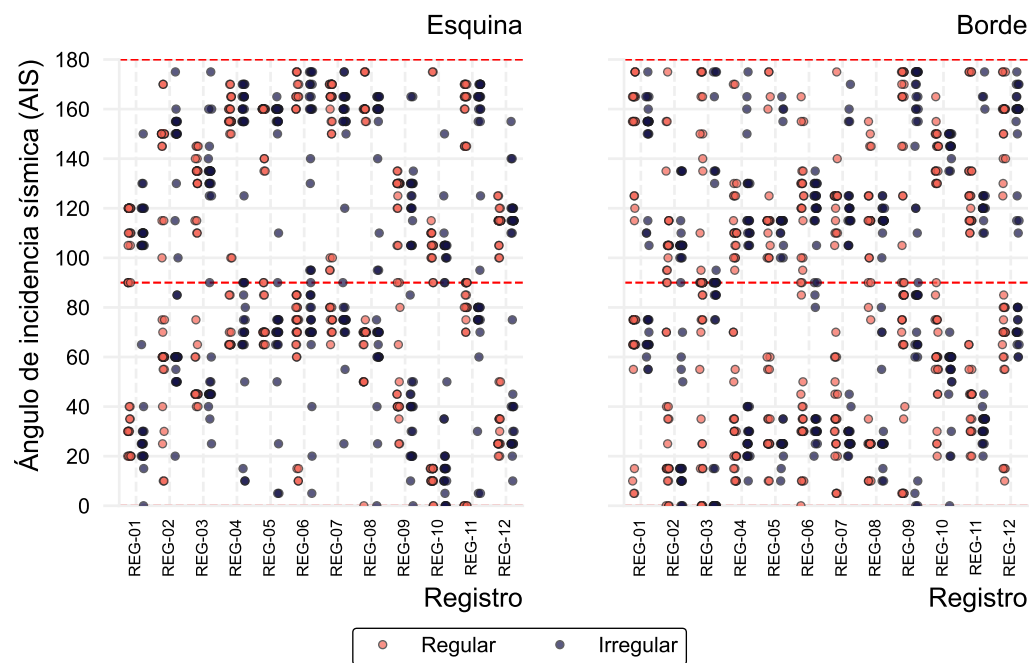


Figura 6.27. Dispersión de los ángulos críticos para fuerzas de compresión máximas en columnas.

Para las fuerzas de compresión máximas en columnas (Figura 6.27), la desviación respecto a las direcciones ortogonales es aún más pronunciada: únicamente el 4.4 % de los ángulos críticos en columnas de esquina y el 6.6 % en columnas de borde coinciden con los ángulos ortogonales.

En la Figura 6.27 se puede observar que las dispersiones en ambos casos es mucho mas grande en comparación con los PDS discutidos en las secciones previas, esto se debe a que la posición de la columna evaluada es el principal factor de afectación en su respuesta ante cargas sísmicas, dependiendo de su posición y el AIS la columna puede sufrir aumentos o disminuciones en su fuerza axial debido a los momentos de volteo impuestos por las acciones sísmicas.

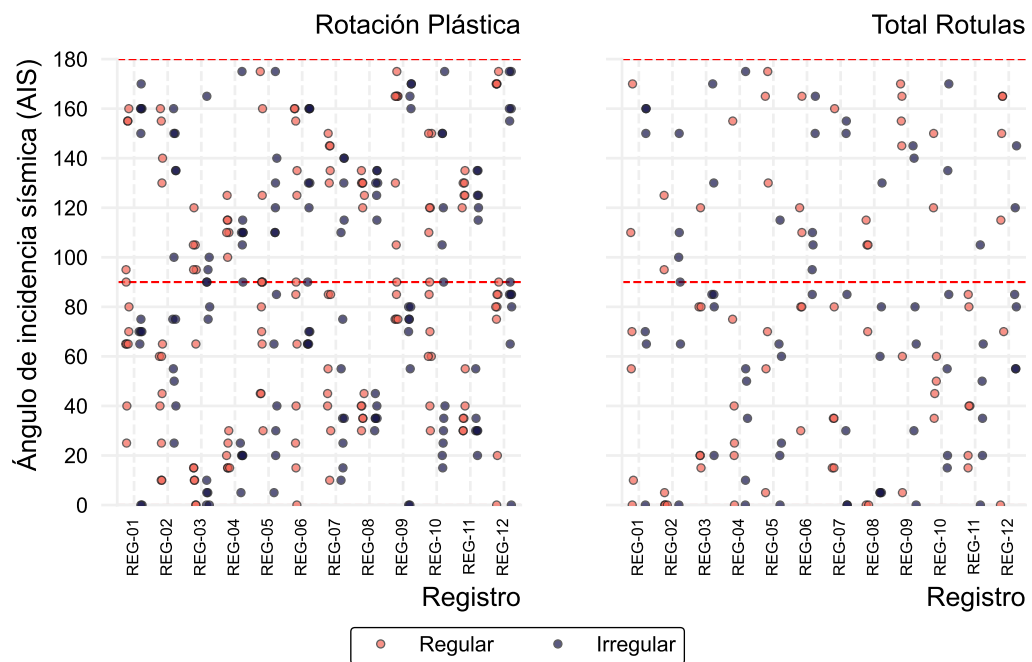


Figura 6.28. Dispersión de los ángulos críticos para rotulas plásticas.

Las rotaciones plásticas máximas (Figura 6.28) muestran una distribución muy amplia, con concentraciones angulares en registros específicos, de 0° a 175° con solo el 8.7 % coincidiendo con un ángulo ortogonal, mientras que el número total de rotulas plásticas no presenta patrones de concentración, aumentando el número de casos donde el AIS crítico coincide con los ángulos ortogonales a un 11.8 %.

Los resultados revelan que cada PDS evaluado posee un AIS crítico único que maximiza su valor respecto a los obtenidos en análisis ortogonales. Este ángulo crítico varía de registro a registro, lo cual indica que depende de las características energéticas de cada sismo y se ve modificado por las propiedades geométricas de la estructura. Por lo tanto, se concluye que no existe un ángulo único que maximice todos los PDS simultáneamente; la respuesta máxima es producto de la interacción acoplada entre PDS, registro sísmico y estructura.

Un hallazgo fundamental radica en que, para los PDS con componentes ortogonales entre sí, la diferencia angular entre las respuestas máximas de cada componente en la mayoría de casos fue de $\pm 90^\circ$. Esto significa que cuando una componente se maximiza, su ortogonal alcanza su respuesta mínima. Lo anterior indica que la componente horizontal del registro sísmico con mayor intensidad se ha alineado físicamente con la dirección del PDS evaluado. Por lo tanto, si encontramos el AIS crítico para una componente, podemos determinar la dirección crítica para la componente ortogonal al incrementarlo $\pm 90^\circ$, esto solo es válido para estructuras con ejes de simetría, si no se cuentan con estos ejes esta afirmación queda invalidada como se ha discutido en las comparaciones de las demandas máximas.

Subestimación general por omisión de la componente vertical: El Cuadro 6.27 compara los incrementos porcentuales mínimo (x_{\min}), máximo (x_{\max}) y promedio (\bar{x}) de todos los PDS bajo los tres escenarios de análisis complementarios al ortogonal de control: ortogonal junto a la componente vertical ($H_{\text{ort}} + V$), rotacional sin componente vertical (H_{rot}) y rotacional junto con la componente vertical ($H_{\text{rot}} + V$). El análisis transversal de los datos establece una jerarquía consistente: la componente vertical (V) domina los parámetros de fuerza y deformación en dirección Z , el AIS gobierna los parámetros de traslación horizontal, cortantes basales y momento torsionante, y su combinación produce la envolvente de demanda más severa en todos los PDS.

Cuadro 6.27. Incrementos de los parámetro de demanda sísmica con y sin la incorporación de la componente sísmica vertical.

PDS	Comp.	$H_{ort} + V$			H_{rot}			$H_{rot} + V$		
		x_{min} (%)	x_{max} (%)	\bar{x} (%)	x_{min} (%)	x_{max} (%)	\bar{x} (%)	x_{min} (%)	x_{max} (%)	\bar{x} (%)
Desplazamientos de azotea	Δ_x	-15.87	25.78	-0.66	0.00	28.29	7.71	-15.91	30.34	-0.53
	Δ_y	-15.82	26.20	-0.14	0.00	27.29	8.10	-15.86	30.77	0.11
	Δ_z	-1.16	643.18	51.49	0.00	15.42	3.78	-1.20	643.18	52.40
Distorsiones de entrepiso	γ_x	15.54	86.22	41.62	23.03	40.62	32.75	17.40	91.08	47.14
	γ_y	22.73	57.66	44.04	31.32	39.66	35.25	27.99	74.53	53.27
Reacciones en la base	F_x	-21.16	18.13	-1.01	0.00	33.66	8.21	-24.71	19.21	-1.35
	F_y	-21.64	18.76	-0.88	0.00	34.17	7.53	-26.57	19.92	-1.20
	F_z	28.16	705.41	123.17	0.00	0.17	0.01	28.16	722.03	124.13
	M_x	16.61	560.86	90.93	0.00	5.62	1.71	17.16	561.92	91.86
	M_y	14.17	556.71	89.48	0.00	5.06	1.05	14.17	558.89	90.02
	M_z	-17.24	17.90	-1.09	0.00	28.93	6.00	-19.42	18.62	-1.30
Fuerza axial en columnas	C_{borde}	286.48	520.75	358.10	7.53	17.84	12.98	288.31	520.75	371.89
	$C_{esquina}$	160.62	564.51	285.03	17.58	28.14	21.34	161.01	581.32	292.64
	$C_{interior}$	461.81	701.40	524.05	0.36	8.06	2.87	478.23	727.62	569.06
Rotaciones plásticas	R_2	-36.51	354.28	46.40	0.00	84.76	12.17	-47.78	458.65	56.06
	R_3	-38.88	318.06	44.94	0.00	60.91	10.97	-46.58	364.17	53.53
	N_{RP}	-55.56	204.23	33.46	0.00	50.00	4.32	-97.22	207.06	34.68

Los desplazamientos horizontales Δ_x y Δ_y responden principalmente a los ADNLTH rotacionales. Se observa que el caso H_{rot} produce máximos del 28.29 % y 27.29 % con \bar{x} del orden del 8 %. Por su parte, el caso $H_{rot} + V$ eleva dichos máximos hasta 30.34 % y 30.77 % (con \bar{x} próximos a cero). Esto indica que la componente vertical amplifica los casos críticos pero atenúa los intermedios sin desplazar la tendencia central.

El desplazamiento vertical Δ_z presenta un comportamiento opuesto. El caso H_{rot} produce apenas un $x_{max} = 15.42\%$ con \bar{x} de 3.78 %. Por el contrario, $H_{ort} + V$ y $H_{rot} + V$ coinciden en un máximo de 643.18 % con \bar{x} de 51.49 % y 52.40 % respectivamente. Lo anterior confirma que el barrido angular no afecta Δ_z si no que la componente vertical lo gobierna de manera exclusiva. Los porcentajes atípicos de Δ_z se deben a que, sin componente vertical, el desplazamiento en dirección Z es cercano a cero; un incremento absoluto pequeño dispara los valores porcentuales. La Figura 6.29 ilustra la distribución completa de los tres componentes bajo los escenarios $H_{ort} + V$, H_{rot} y $H_{rot} + V$.

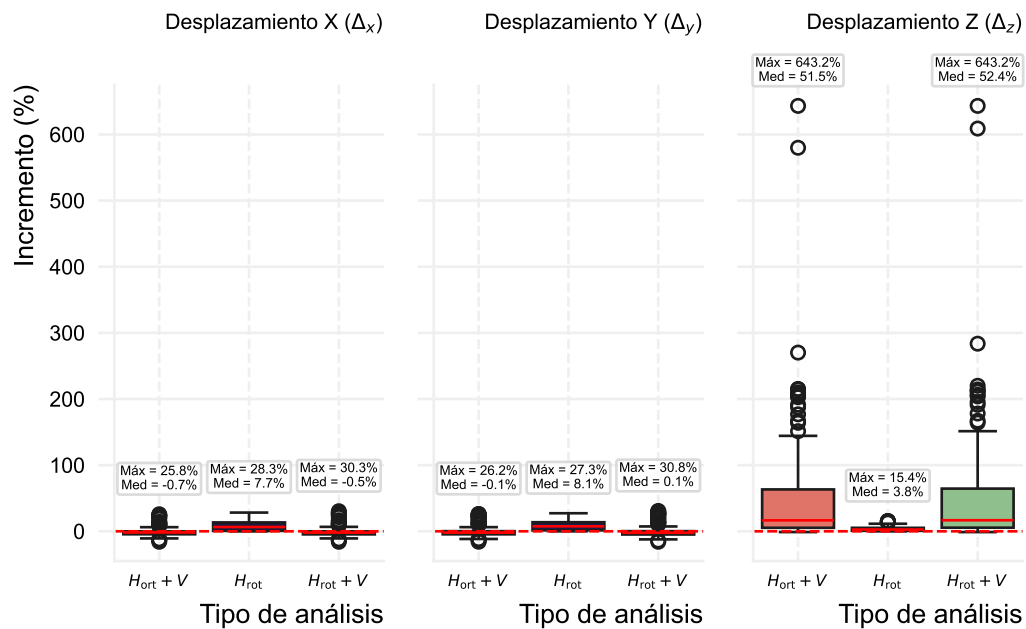


Figura 6.29. Dispersión de los incrementos porcentuales de desplazamientos de azotea (Δ_x , Δ_y , Δ_z) bajo los escenarios de análisis.

En la Figura 6.29, las cajas de Δ_x y Δ_y permanecen comprimidas en todos los escenarios, mientras que la de Δ_z bajo $H_{ort} + V$ y $H_{rot} + V$ se desplaza completamente fuera del rango de los desplazamientos horizontales, con la mediana por encima del 51 % y valores atípicos superiores al 640 %. Las distribuciones $H_{ort} + V$ y $H_{rot} + V$ de Δ_z son visualmente indistinguibles, confirmando que el barrido angular no modifica esta variable.

Las distorsiones de entrepiso muestran la contribución diferencial entre mecanismos con mayor claridad, se puede visualizar que la rotación del AIS solo (H_{rot}) produce máximos del 40.62 % en γ_x y 39.66 % en γ_y con \bar{x} de 32.75 % y 35.25 %; mientras que la componente vertical sin rotación del AIS ($H_{ort} + V$) duplica los valores máximos críticos: $x_{max} = 86.22$ % en γ_x y $x_{max} = 57.66$ % en γ_y .

El escenario combinado $H_{rot} + V$ alcanza un $x_{max} = 91.08$ % en γ_x ($\bar{x} = 47.14$ %) y $x_{max} = 74.53$ % en γ_y ($\bar{x} = 53.27$ %), esto nos indica que la rotación del AIS añade solo 4.86 % sobre el máximo de γ_x ya producido por la vertical, aunque su contribución en γ_y es más apreciable (16.87 %). La Figura 6.30 muestra la distribución completa de esta variabilidad en las respuestas de las distorsiones máximas de entrepiso frente a todos los escenarios de análisis.

En la Figura 6.30, las cajas de $H_{rot} + V$ presentan las medianas más altas y la mayor amplitud intercuartil en ambas direcciones, con el percentil 75 de γ_x superando el 60 %. La separación entre H_{rot} y $H_{rot} + V$ es consistente en toda la distribución, reflejando que ambos mecanismos actúan de forma aditiva e independiente.

Las reacciones verticales en la base de las estructuras muestran una separación más definida entre los escenarios de análisis. Se puede visualizar que F_z alcanza máximos del 705.41 % bajo $H_{ort} + V$ y 722.03 % bajo $H_{rot} + V$ con \bar{x} prácticamente idénticos de 123.17 % y 124.13 % respectivamente. Dado que esta diferencia es inferior al 2 %, se confirma que la rotación del AIS no afecta la respuesta de las reacciones verticales F_z .

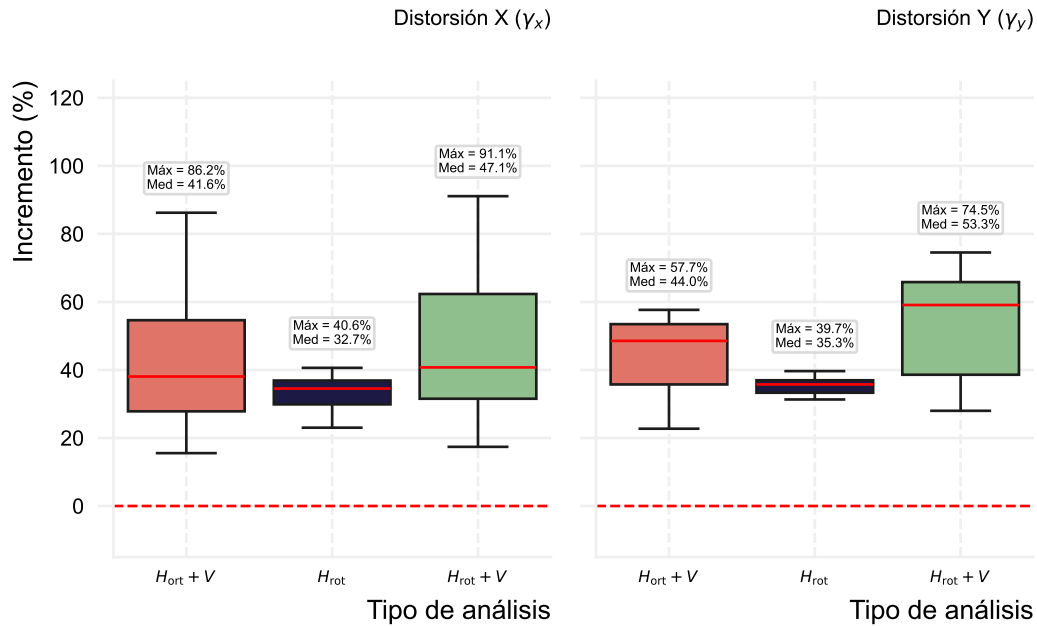


Figura 6.30. Dispersión de los incrementos porcentuales de distorsiones de entrepiso (γ_x, γ_y) bajo los cuatro escenarios de análisis.

Los momentos de volteo M_x y M_y replican este patrón con x_{max} de 560.86 % y 556.71 % en el escenario $H_{ort} + V$, inalterados al añadir la rotación de las componentes horizontales. En contraste, el momento torsionante M_z muestra el comportamiento opuesto, la rotación del AIS produce máximos del 28.93 % que la componente vertical atenúa a 18.62 %, lo que indica que la excitación de la estructura en la dirección Z redistribuye las fuerzas internas y reduce el acoplamiento torsional horizontal. La Figura 6.31 presenta las distribuciones de F_z, M_x y M_y .

En la Figura 6.31, las cajas de H_{rot} se comprimen en torno a cero mientras las de $H_{ort} + V$ y $H_{rot} + V$ se superponen casi perfectamente por encima del 90 % de promedio, con valores atípicos que superan el 700 %. La Figura 6.32 presenta el comportamiento complementario de los cortantes basales (F_x, F_y) y el momento torsionante (M_z).

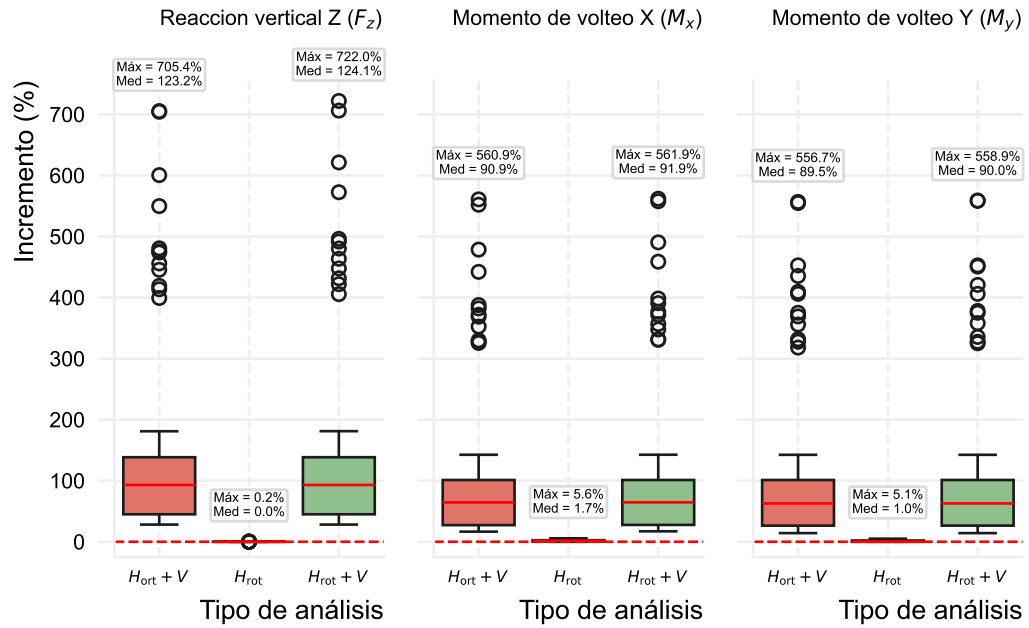


Figura 6.31. Dispersión de los incrementos porcentuales de la reacción vertical (F_z) y momentos de volteo (M_x , M_y) bajo los cuatro escenarios de análisis.

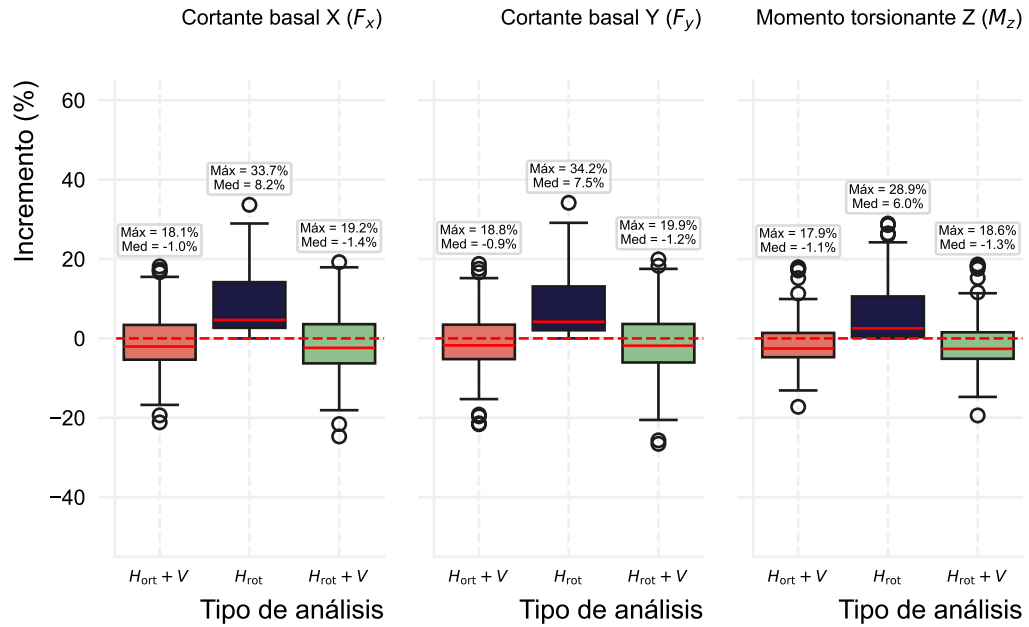


Figura 6.32. Dispersión de los incrementos porcentuales de los cortantes basales (F_x , F_y) y momento torsionante (M_z) bajo los cuatro escenarios de análisis.

En la Figura 6.32, los cortantes basales F_x y F_y presentan promedios positivos bajo H_{rot} ($\bar{x} = 8.21\%$ y $\bar{x} = 7.53\%$) con x_{max} de 33-34%, mientras que los promedios de los escenarios que incluyen la componente vertical retornan a valores próximos a cero. Además se puede observar que la caja de dispersión de M_z bajo H_{rot} es visiblemente más ancha que bajo $H_{rot} + V$, reflejando la atenuación del percentil superior de 28.93% a 18.62% al incorporar la componente vertical.

La fuerza axial en columnas es el parámetro más diferenciado donde el mecanismo dominante cambia según la posición del elemento, en el caso de las columnas interiores, $H_{ort} + V$ produce un \bar{x} de 524.05% ($x_{max} = 701.40\%$), mientras que $H_{rot} + V$ lo incrementa hasta el 569.06% ($x_{max} = 727.62\%$), en comparación a un \bar{x} de apenas 2.87% bajo el escenario H_{rot} , esto nos indica que dichas columnas son más afectadas por la inclusión de la componente vertical en comparación con la rotación del AIS.

En el caso contrario, las columnas de esquina exhiben la mayor sensibilidad relativa a la rotación del AIS, donde bajo H_{rot} su $\bar{x} = 21.34\%$ duplica la de las columnas de borde con $\bar{x} = 12.98\%$ y supera en un orden de magnitud a la de las columnas interiores ($\bar{x} = 2.87\%$), esto refleja la sensibilidad direccional bajo diferentes AIS oblicuos. La Figura 6.33 presenta las distribuciones completas en la fuerza axial de compresión máxima de los tres escenarios por tipo de columna.

En la Figura 6.33, las cajas de H_{rot} quedan contenidas por debajo del 30% en los tres tipos, mientras que las de los escenarios H+V se desplazan completamente por encima del 160% incluso en el percentil inferior. La mayor amplitud intercuartil de columnas de esquina bajo $H_{rot} + V$, respecto a las interiores, refleja la dispersión adicional que introduce el barrido angular en este tipo de elemento.

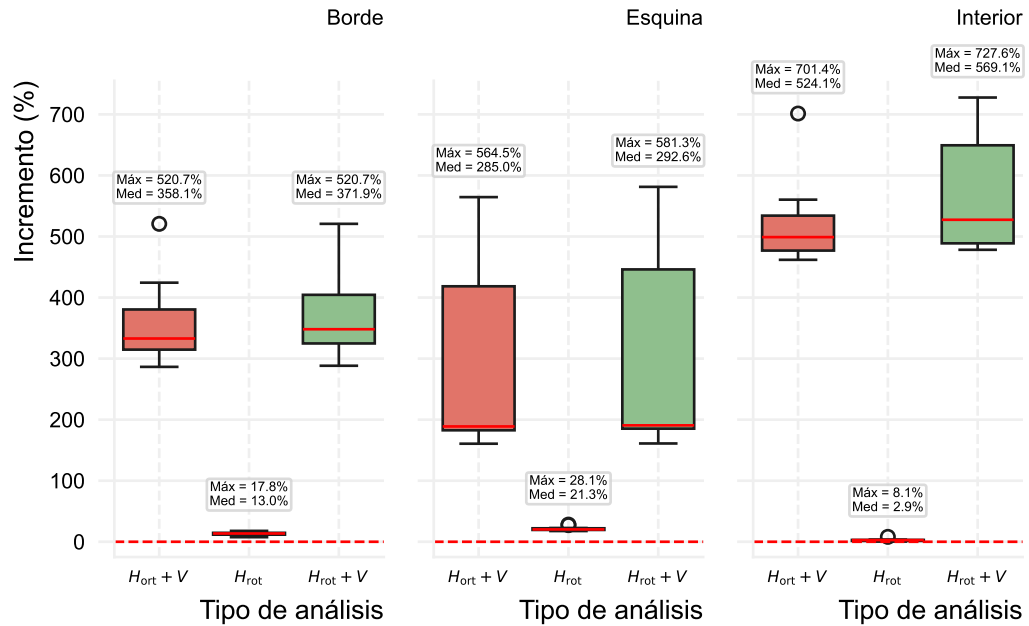


Figura 6.33. Dispersión de los incrementos porcentuales de las fuerzas axiales de compresión (C_{borde} , $C_{esquina}$, $C_{interior}$) en columnas bajo los cuatro escenarios de análisis.

Estos incrementos deben interpretarse con la cautela metodológica señalada en secciones previas: el escalamiento espectral aplica el mismo factor de escala horizontal a la componente vertical, causando que para los registros con factores de escala elevados, en particular REG-03 con $F_S \approx 68$, la inclusión de su componente vertical produce amplificaciones axiales que exceden los niveles físicamente esperables en el sitio, provocando que los incrementos promedio incluyan la contribución de estos registros sobre-escalados.

Al analizar las rótulas plásticas, se puede observar que el escenario $H_{rot} + V$ produce x_{max} de 458.65 % en R_2 ($\bar{x} = 56.06$ %), 364.17 % en R_3 ($\bar{x} = 53.53$ %) y 207.06 % en N_{RP} ($\bar{x} = 34.68$ %). La diferencia entre $H_{ort} + V$ y $H_{rot} + V$ en R_2 (354.28 % vs. 458.65 %) cuantifica en 29 % la contribución de la rotación del AIS sobre la inclusión de la componente vertical por si sola.

Los valores mínimos negativos (hasta -47.78% en R_2) indican que en algunos modelos la carga axial adicional de la componente vertical incrementa la rigidez inicial antes de la primera fluencia, reduciendo la rotación respecto al análisis horizontal. La Figura 6.34 muestra la distribución completa de los parámetros de analizados en las rotaciones plásticas bajo todos los escenarios de análisis.

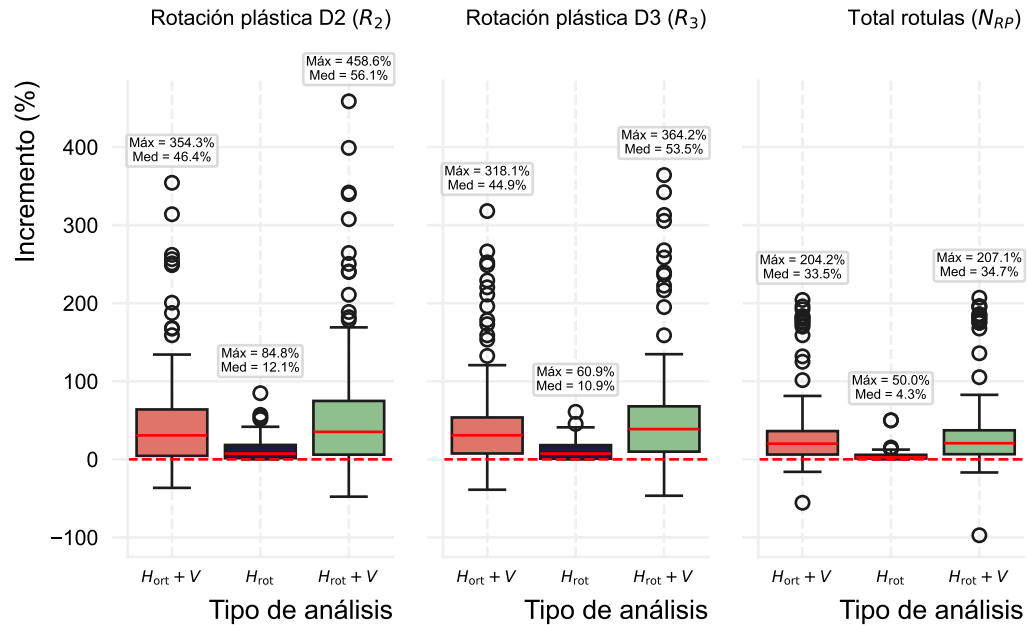


Figura 6.34. Dispersión de los incrementos porcentuales de numero (N_{RP}) y magnitud de rotaciones plásticas (R_2 , R_3) bajo los cuatro escenarios de análisis.

En la Figura 6.34, la dispersión de R_2 bajo $H_{rot} + V$ es la más amplia del gráfico y queda por encima de la del caso $H_{ort} + V$ en los percentiles superiores, confirmando que el AIS añade demanda inelástica local más allá de lo producido por la componente vertical sola. La distribución de N_{RP} bajo $H_{rot} + V$ muestra asimetría positiva marcada con valores atípicos hasta 207.06 %, contrastando con la distribución más simétrica de H_{rot} ($x_{max} = 50.00\%$).

El conjunto de resultados establecen la siguiente jerarquía de efectos: La componente vertical gobierna en exclusiva el desplazamiento vertical (Δ_z con $\bar{x} = 52\%$), las reacciones verticales en la base (F_z con $\bar{x} = 124\%$), los momentos de volteo (M_x, M_y) con $\bar{x} = 90\%–91\%$) y las fuerzas axiales en columnas interiores ($\bar{x} = 569\%$ bajo $H_{rot} + V$). Mientras que la rotación del AIS gobierna los desplazamientos (Δ_x, Δ_y con $\bar{x} = 8\%$), los cortantes basales (F_x, F_y con $x_{max} = 34\%$) y el momento torsionante (M_z con $x_{max} = 28.93\%$), agregando contribución de la inclusión de la componente vertical.

Ambos mecanismos contribuyen de forma comparable en las distorsiones de entrepiso (γ_x, γ_y la componente vertical aporta 15% adicional sobre la rotación del AIS), las rotaciones plásticas (R_2, R_3 donde la variación del AIS añade 29% sobre el máximo de $H_{ort} + V$) y fuerzas axiales en columnas de esquina (la rotación del AIS aporta \bar{x} de 21.34% frente al 285% de la incorporación de la componente sísmica vertical). Esta jerarquía implica que evaluar el AIS y la componente vertical como fenómenos independientes deja sin cubrir la envolvente de demanda en cada una de las tres categorías. El escenario $H_{rot} + V$ es la condición mínima de análisis para estructuras irregulares de acero.

6.4.2. Análisis de correlación entre la variación de las respuestas estructurales y el nivel de irregularidad en planta

La amplificación direccional de la demanda sísmica depende de dos categorías de factores: los geométrico-dinámicos propios de la estructura y los energético-cinemáticos del registro sísmico. Se cuantifico la contribución relativa de cada factor mediante análisis de correlación de Spearman y análisis de sensibilidad. Específicamente, se buscó determinar si la configuración geométrica de la planta estructural y/o las características de la intensidad sísmica actúan como un factor amplificador de los PDS cuando se rota el AIS.

Sensibilidad direccional en función de la geometría e irregularidad: Con el propósito de evaluar la influencia de la irregularidad geométrica sobre la sensibilidad direccional de la respuesta sísmica, se analizó el comportamiento del F_{dir} , definido previamente como la razón entre la demanda máxima obtenida mediante los análisis rotacionales y aquella calculada mediante los análisis ortogonales. Este parámetro permitió cuantificar el nivel de subestimación asociado a la orientación sísmica adoptada por los procedimientos normativos vigentes.

El análisis se desarrolló considerando distintos PDS, incluyendo desplazamientos máximos de azotea, distorsiones máximas de entrepiso, reacciones en la base, fuerza axial de compresión en columnas y rotaciones plásticas. Para evaluar la dispersión del F_{dir} en función de la configuración geométrica de los modelos, se desarrollaron diagramas de caja agrupados según la forma geométrica de la planta estructural y su clasificación como regular o irregular. El Cuadro 6.28 muestra un resumen detallado de los valores máximos (x_{max}), la mediana (\tilde{x}) y el tamaño de los rangos intercuartílicos (IQR) del F_{dir} de los casos de estudio, además las Figuras 6.35, 6.36, 6.37 y 6.39 presentan la distribución completa de los F_{dir} correspondientes a los distintos PDS analizados.

El hallazgo más contraintuitivo del análisis es que los modelos regulares presentan los máximos absolutos de F_{dir} en seis de los siete PDS evaluados. La planta "I" Regular (M-VI) concentra los valores extremos en desplazamientos ($x_{max} = 1.28$), distorsiones ($x_{max} = 1.41$), cortante basal ($x_{max} = 1.34$), momento torsionante ($x_{max} = 1.29$) y rotaciones plásticas ($x_{max} = 1.85$, mediana = 1.21). La excepción es la compresión en columnas, donde la planta "T" Regular (M-VIII) registra el máximo de 1.28. Esto se debe a que la simetría ortogonal de estas plantas geométricas concentra toda su rigidez en dos ejes perpendiculares y deja los ejes oblicuos sin resistencia comparable; una AIS diagonal activa simultáneamente los modos de flexión de ambas alas, generando una torsión global que los análisis ortogonales no pueden reproducir.

Cuadro 6.28. Resumen de estadísticos descriptivos del factor de sesgo direccional clasificados por geometría y regularidad.

Geometría	Tipo	Desplazamientos (Δ_x, Δ_y)			Distorsiones (γ_x, γ_y)			Cortantes basales (F_x, F_y)			Momento torsionante (M_z)			Compresión en columnas (C_{col})			Rotaciones plásticas (R_2, R_3)			No. rotulas plásticas (N_{RP})		
		x_{max}	\tilde{x}	IQR	x_{max}	\tilde{x}	IQR	x_{max}	\tilde{x}	IQR	x_{max}	\tilde{x}	IQR	x_{max}	\tilde{x}	IQR	x_{max}	\tilde{x}	IQR	x_{max}	\tilde{x}	IQR
C	Irregular	1.18	1.05	0.09	1.34	1.04	0.11	1.18	1.04	0.11	1.18	1.02	0.10	1.22	1.03	0.05	1.37	1.08	0.16	1.11	1.03	0.03
	Regular	1.19	1.02	0.07	1.32	1.03	0.10	1.19	1.04	0.08	1.19	1.02	0.11	1.27	1.04	0.05	1.54	1.03	0.10	1.14	1.02	0.07
I	Irregular	1.21	1.11	0.12	1.40	1.08	0.14	1.28	1.07	0.15	1.20	1.05	0.08	1.21	1.04	0.05	1.37	1.05	0.20	1.11	1.03	0.02
	Regular	1.28	1.11	0.09	1.41	1.08	0.13	1.34	1.09	0.15	1.29	1.04	0.08	1.23	1.04	0.07	1.85	1.21	0.26	1.50	1.08	0.06
L	Irregular	1.18	1.07	0.10	1.35	1.08	0.12	1.19	1.04	0.11	1.26	1.02	0.09	1.20	1.04	0.04	1.31	1.07	0.18	1.09	1.02	0.05
	Regular	1.21	1.08	0.11	1.37	1.07	0.11	1.29	1.04	0.10	1.24	1.03	0.11	1.20	1.02	0.06	1.35	1.07	0.18	1.04	1.01	0.02
Poligono	Irregular	1.15	1.01	0.07	1.32	1.04	0.11	1.21	1.04	0.13	1.29	1.03	0.11	1.18	1.03	0.05	1.41	1.07	0.15	1.15	1.02	0.04
	Regular	1.27	1.07	0.15	1.38	1.07	0.11	1.27	1.05	0.06	1.22	1.02	0.08	1.19	1.02	0.07	1.33	1.08	0.12	1.13	1.02	0.03
T	Irregular	1.20	1.07	0.10	1.38	1.08	0.13	1.23	1.05	0.10	1.20	1.02	0.09	1.19	1.03	0.06	1.25	1.08	0.10	1.05	1.01	0.01
	Regular	1.21	1.04	0.08	1.31	1.03	0.10	1.18	1.04	0.10	1.16	1.03	0.10	1.28	1.03	0.06	1.52	1.03	0.18	1.12	1.06	0.05
Z	Irregular	1.21	1.11	0.10	1.34	1.09	0.13	1.19	1.04	0.09	1.24	1.03	0.11	1.20	1.04	0.05	1.45	1.15	0.11	1.08	1.04	0.04
	Regular	1.18	1.08	0.09	1.37	1.09	0.13	1.18	1.05	0.11	1.26	1.02	0.08	1.20	1.02	0.06	1.26	1.06	0.07	1.06	1.02	0.03

$x_{max} = F_{dir}$ máximo.

\tilde{x} = valor medio del F_{dir} .

IQR = tamaño de los rangos intercuantiles del F_{dir} .

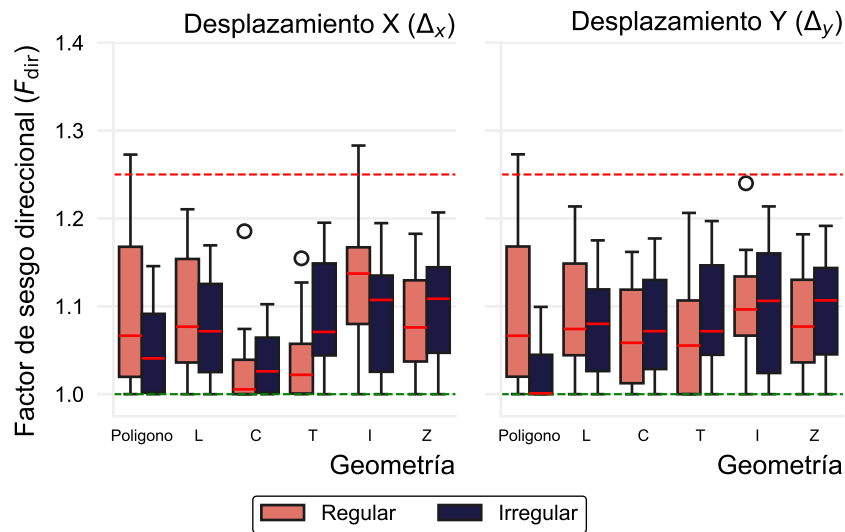


Figura 6.35. Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: desplazamientos máximos de azotea.

La Figura 6.35 muestra que la geometría “I” Regular (M-VI) presenta la caja más desplazada hacia valores altos ($\tilde{x} = 1.11$, $IQR = 0.09$), mientras que el Polígono Irregular (M-XII) registra la menor dispersión y la mediana más baja de todo el conjunto ($\tilde{x} = 1.01$, $IQR = 0.07$). Esta aparente estabilidad del polígono irregular no indica menor vulnerabilidad: sus modos de vibración ya están fuertemente acoplados bajo cualquier dirección, de modo que el barrido rotacional no añade amplificaciones diferenciales significativas.

En la Figura 6.36, se observa que la geometría en “Z” Irregular (M-XI) registra la mediana más alta del conjunto para este parámetro ($\tilde{x} = 1.09$), superando incluso a la “I” Regular ($\tilde{x} = 1.08$): la discontinuidad ortogonal característica de la “Z” provoca que la variación angular amplifique las distorsiones de forma generalizada en los ejes que carecen de continuidad resistente. La geometría “C” Regular (M-IV) exhibe la mediana más baja ($\tilde{x} = 1.03$) y la menor dispersión ($IQR = 0.095$), comportamiento atribuible a que su excentricidad inherente ya genera demandas torsionales máximas bajo incidencia ortogonal, dejando poco margen para amplificaciones adicionales al variar el AIS.

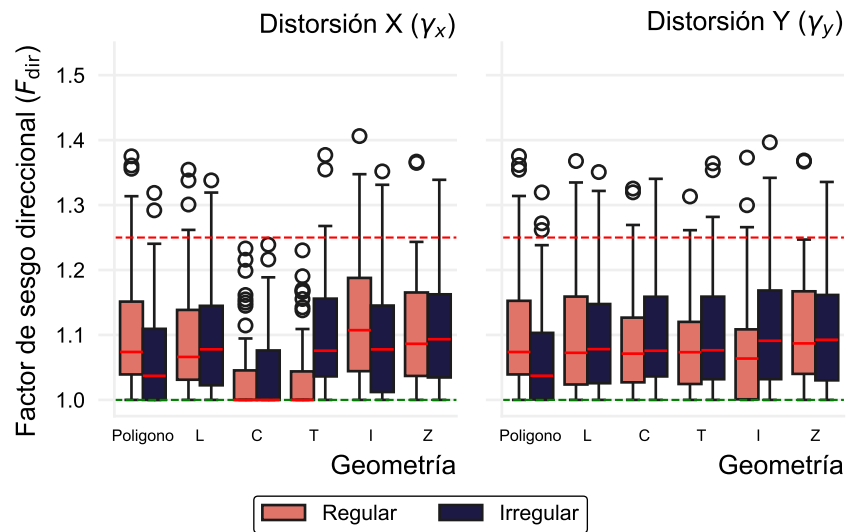


Figura 6.36. Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: distorsiones máximas de entropeso.

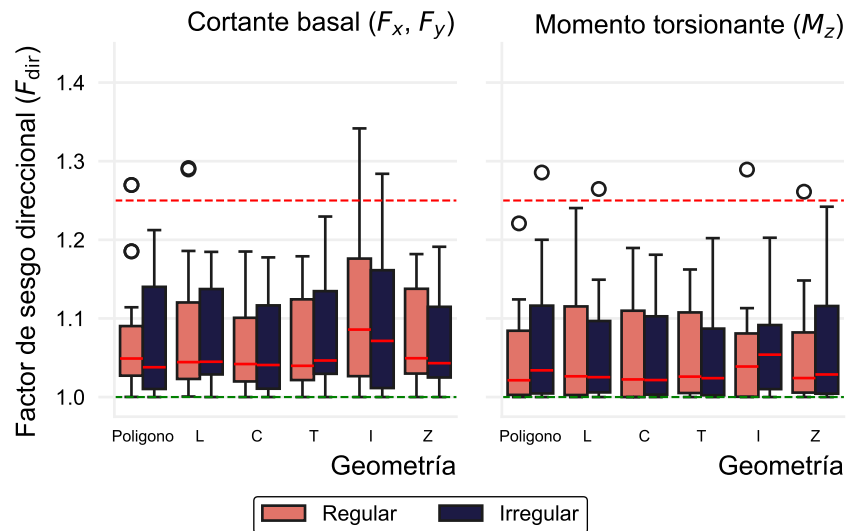


Figura 6.37. Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: reacciones máximas en la base.

La Figura 6.37 confirma que la planta “I” Regular (M-VI) domina también el cortante basal y el momento torsionante, con valores de $\tilde{x} = 1.09$ para el cortante y $x_{max} = 1.29$ en M_z , el mayor del grupo. En cambio, el Polígono Regular (M-I) registra la menor dispersión en cortante ($IQR = 0.063$), debido a que su rigidez mantiene una capacidad resistente similar independientemente de la dirección del AIS.

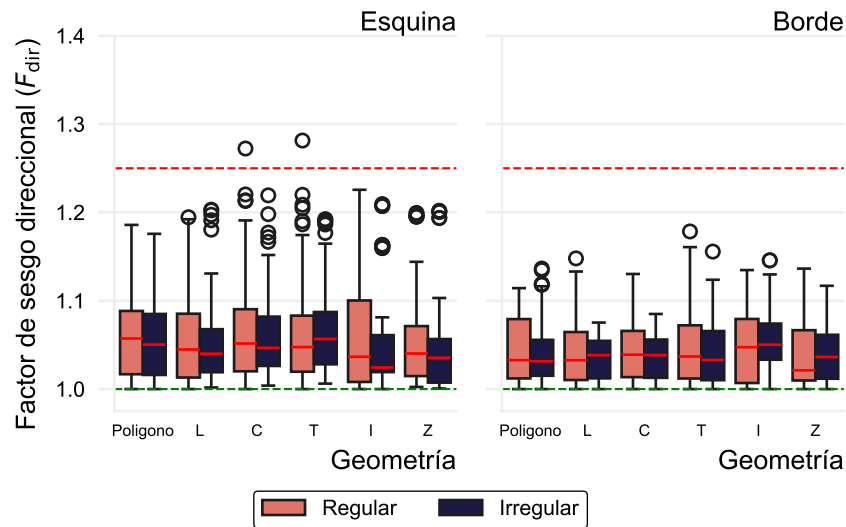


Figura 6.38. Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: fuerza axial de compresión en columnas.

De acuerdo a lo observado en la Figura 6.38, la fuerza de compresión en columnas es el único PDS donde el máximo absoluto no corresponde a la geometría “I”, la geometría “T” Regular (M-VIII) registra un $x_{\max} = 1.28$. En la geometría en “T”, el AIS oblicuo concentra el momento de volteo en los elementos más alejados del centro geométrico, induciendo demandas axiales que los análisis bidireccionales subestiman. El Polígono Regular (M-I) exhibe de nuevo la mediana más baja ($\tilde{x} = 1.02$), confirmando que su redundancia perimetral distribuye los momentos de volteo equitativamente entre columnas.

En el caso de las rotaciones plásticas, la Figura 6.39 revela que la geometría “I” Regular (M-VI) registra el mayor x_{\max} de todo el análisis paramétrico ($F_{dir} = 1.85$, $\tilde{x} = 1.21$, $IQR = 0.26$) bajo un AIS oblicuo, las esquinas entrantes entre el alma y los patines concentran esfuerzos que saturan la capacidad rotacional de los elementos en un rango que el análisis ortogonal no detecta.

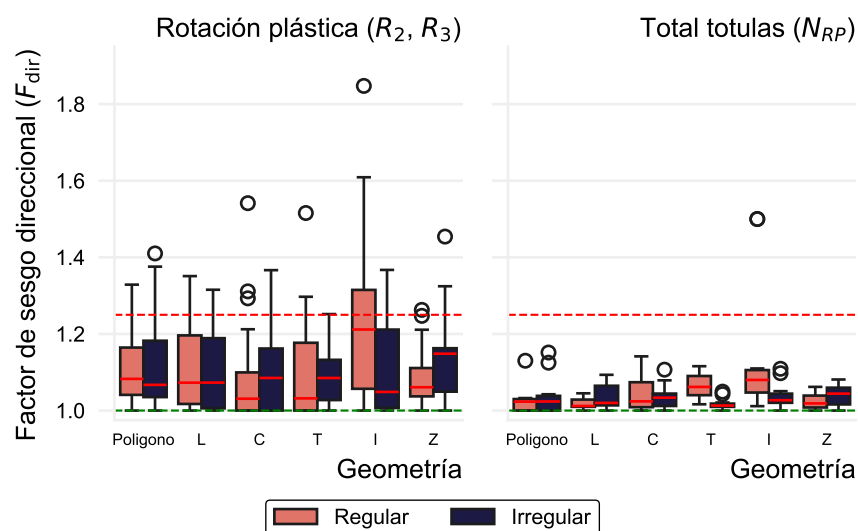


Figura 6.39. Dispersión del factor de sesgo direccional por configuración geométrica: rotulas plásticas máximas.

En el extremo opuesto, la geometría “C” Regular (M-IV) presenta la mediana más baja ($\tilde{x} = 1.03$), al igual que en las distorsiones de entrepiso, la excentricidad lleva a la estructura al rango no lineal desde las direcciones ortogonales, reduciendo el margen de amplificación adicional por la variación del AIS. La geometría “Z” Irregular (M-XI), en cambio, combina una mediana alta en distorsiones ($\tilde{x} = 1.09$) con la menor dispersión en rotaciones plásticas ($IQR = 0.074$), lo que indica que la propagación del daño inelástico es más predecible en esta configuración, por lo que el cambio de AIS amplifica el daño de forma homogénea, sin concentrarlo en elementos puntuales.

Estos resultados establecen una jerarquía consistente: la planta “I” Regular (M-VI) es la configuración más vulnerable a la direccionalidad sísmica en seis de los siete PDS analizados en esta sección; el Polígono Irregular (M-I) muestra la menor sensibilidad diferencial al AIS, aunque no la menor demanda absoluta; y las geometrías “C” y “L” presentan medianas bajas de F_{dir} porque sus excentricidades severas ya saturan la respuesta desde las orientaciones ortogonales de referencia.

Con el propósito de cuantificar la relación entre la sensibilidad direccional y los parámetros geométrico-dinámicos de los modelos, la Figura 6.40 presenta un mapa de calor del coeficiente de correlación de Spearman (r_s) y el coeficiente de determinación de rangos (r_s^2) entre los ocho parámetros estructurales evaluados y el F_{dir} de cada PDS.

Con el propósito de visualizar de manera integral las asociaciones estadísticas entre los parámetros geométrico-dinámicos de los casos de estudio y la sensibilidad direccional a la variación del AIS, se desarrolló un mapa de calor del r_s y el r_s^2 entre los ocho parámetros estructurales evaluados y el F_{dir} de cada PDS. La Figura 6.40 resume gráficamente la magnitud y el signo de las correlaciones obtenidas, permitiendo identificar las tendencias dominantes y los parámetros con mayor influencia sobre la sensibilidad direccional.

En la Figura 6.40 se aprecia que ningún parámetro individual supera un r_s^2 del 14.6 %, lo que confirma que la sensibilidad direccional no puede predecirse adecuadamente desde una sola variable, mientras los parámetros dinámicos (T_x , T_y , T_θ , $\Omega_{\theta x}$, $\Omega_{\theta y}$) presentan correlaciones con r_s^2 máximo del 9.2 % para desplazamientos y distorsiones, la excentricidad estática resultante (e_{xy}) alcanza un r_s^2 del 13.5 % para Δ_x y del 13.0 % para γ_x , esto nos indica que los parámetros geométricos son más informativos que los dinámicos en dichos PDS. La única excepción significativa ocurre en N_{RP} , donde el periodo fundamental torsional T_θ registra el mayor r_s^2 del análisis (14.6 %, $r_s = -0.38$): a mayor periodo torsional, menor número de rótulas plásticas bajo la variación del AIS.



Figura 6.40. Mapa de calor de la coeficiente de correlación de Spearman entre propiedades geométricas y dinámicas de los casos de estudio y el factor de sesgo direccional de los parámetros de demanda sísmica

A partir de las tendencias identificadas en la Figura 6.40, se seleccionaron aquellas relaciones que mostraron coeficientes de correlación más robustos o comportamientos diferenciados entre direcciones ortogonales, con el fin de analizarlas detalladamente mediante diagramas de dispersión. La Figura 6.41 presenta la relación entre el F_{dir} asociado a los desplazamientos F máximos de azotea (Δ_x y Δ_y) y la excentricidad estática resultante (e_{xy}), mientras que la Figura 6.42 muestra la relación entre el F_{dir} asociado a las rotaciones plásticas (R_3 y N_{RP}) y el periodo fundamental torsional (T_θ).

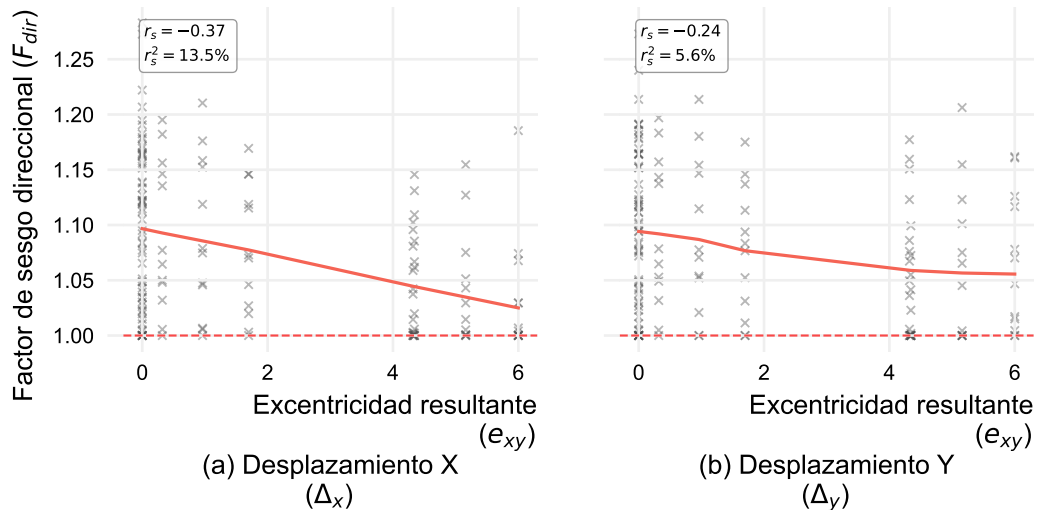


Figura 6.41. Relación entre el factor de sesgo direccional de los desplazamientos máximos (Δ_x y Δ_y) y la excentricidad estática resultante (e_{xy}).

En la Figura 6.41 se puede observar que la correlación entre Δ_x y e_{xy} es negativa ($r_s = -0.37$, $r_s^2 = 13.5\%$), esto nos indica que estructuras con mayor excentricidad tienden a mostrar una menor amplificación direccional en los desplazamientos. Este resultado es contraintuitivo ya que se esperaría que una mayor excentricidad incrementara la sensibilidad a la variación del AIS, sin embargo, debido a que los modelos con excentricidad elevada presentan modos traslacionales y torsionales fuertemente acoplados desde el análisis ortogonal, la estructura opera cerca de su demanda máxima desde los 0° y 90° , provocando que la variación del AIS genere incrementos mínimos.

En cambio, estructuras con excentricidad moderada o baja conservan modos relativamente desacoplados bajo análisis ortogonales, y la variación del AIS los activa conjuntamente, generando la mayor amplificación diferencial en los desplazamientos. Los desplazamientos en la dirección Y (Δ_y) confirma esta tendencia con una correlación aún más débil ($r_s = -0.24$, $r_s^2 = 5.6\%$), indicando que la excentricidad estática no predice de forma universal la sensibilidad a la rotación del AIS.

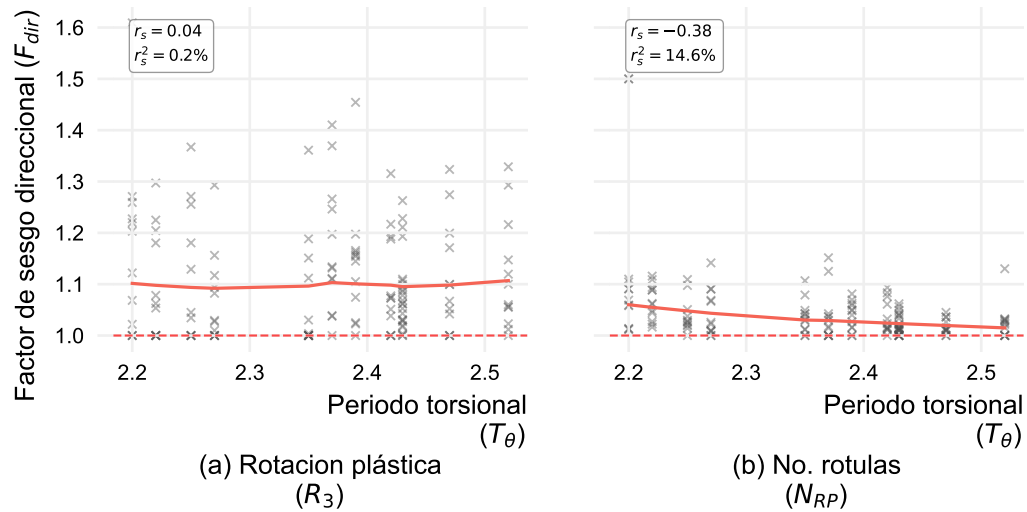


Figura 6.42. Relación entre el factor de sesgo direccional de las rotaciones plásticas (R_3 y N_{RP}) y el periodo fundamental torsional (T_θ).

La Figura 6.42 muestra la correlación casi nula entre el F_{dir} de las rotaciones plásticas R_3 y T_θ , con un $r_s = 0.04$ ($r_s^2 = 0.2\%$) la sensibilidad direccional para las magnitudes en las rotaciones plásticas no se ve afectada por la magnitud de T_θ , sin embargo para el número de rotulas plásticas (N_{RP}) se presenta un valor de $r_s = -0.38$ ($r_s^2 = 14.6\%$). Estos resultados indican que estructuras con mayor periodo torsional (más flexibles al giro) presentan una disminución en el desarrollo de rotulas plásticas ante variaciones del AIS. Esto se debe a que un periodo largo aleja la respuesta torsional del rango de máxima energía de los registros, atenuando así el acoplamiento resonante responsable de las solicitaciones extremas. La dispersión visible en las Figuras 6.41 y 6.42 refleja que otros factores como los parámetros sísmicos propios de los registros también afectan la sensibilidad a la rotación del AIS.

El Cuadro 6.29 resume los r_s y r_s^2 completos entre los ocho parámetros estructurales y el F_{dir} de todos los PDS. La conclusión transversal es que ningún parámetro individual explica más del 15% de la varianza del F_{dir} , la sensibilidad direccional surge de la interacción entre la geometría, la dinámica y el contenido energético del registro sísmico, no de ninguna característica aislada de la estructura.

Cuadro 6.29. Análisis de coeficiente de correlación de Spearman entre propiedades geométricas y dinámicas de los casos de estudio y el factor de sesgo direccional de los parámetros de demanda sísmica

PDS	T_x	T_y	T_θ	$\Omega_{\theta x}$	$\Omega_{\theta y}$	e_x	e_y	e_{xy}
Δ_x	$r_s = -0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.03$ $r_s^2 = 0.1\%$	$r_s = 0.12$ $r_s^2 = 1.4\%$	$r_s = 0.30$ $r_s^2 = 9.2\%$	$r_s = -0.28$ $r_s^2 = 8.1\%$	$r_s = 0.24$ $r_s^2 = 5.8\%$	$r_s = -0.10$ $r_s^2 = 1.1\%$	$r_s = -0.37$ $r_s^2 = 13.5\%$
	$r_s = 0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.05$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = 0.07$ $r_s^2 = 0.5\%$	$r_s = -0.11$ $r_s^2 = 1.2\%$	$r_s = -0.07$ $r_s^2 = 0.5\%$	$r_s = 0.00$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.16$ $r_s^2 = 2.5\%$	$r_s = -0.24$ $r_s^2 = 5.6\%$
γ_x	$r_s = 0.05$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = 0.02$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = 0.20$ $r_s^2 = 3.8\%$	$r_s = 0.30$ $r_s^2 = 9.2\%$	$r_s = 0.29$ $r_s^2 = 8.2\%$	$r_s = 0.26$ $r_s^2 = 6.9\%$	$r_s = -0.11$ $r_s^2 = 1.3\%$	$r_s = -0.36$ $r_s^2 = 13.0\%$
	$r_s = 0.05$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = -0.07$ $r_s^2 = 0.5\%$	$r_s = 0.07$ $r_s^2 = 0.6\%$	$r_s = -0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.03$ $r_s^2 = 0.1\%$	$r_s = -0.04$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = -0.08$ $r_s^2 = 0.7\%$	$r_s = -0.08$ $r_s^2 = 0.6\%$
γ_y	$r_s = 0.05$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = -0.02$ $r_s^2 = 0.1\%$	$r_s = -0.05$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = 0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.06$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = -0.05$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = -0.04$ $r_s^2 = 0.2\%$
	$r_s = -0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.05$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = 0.07$ $r_s^2 = 0.5\%$	$r_s = 0.20$ $r_s^2 = 4.1\%$	$r_s = 0.21$ $r_s^2 = 4.2\%$	$r_s = 0.20$ $r_s^2 = 3.9\%$	$r_s = -0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.18$ $r_s^2 = 3.1\%$
M_z	$r_s = -0.00$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.02$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = 0.02$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = 0.04$ $r_s^2 = 0.1\%$	$r_s = 0.05$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = 0.05$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = -0.02$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = -0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$
	$r_s = -0.10$ $r_s^2 = 1.0\%$	$r_s = -0.10$ $r_s^2 = 0.9\%$	$r_s = -0.09$ $r_s^2 = 0.9\%$	$r_s = 0.05$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = 0.05$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = -0.01$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = 0.00$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = 0.00$ $r_s^2 = 0.0\%$
C_{col}	$r_s = -0.05$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = -0.04$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = -0.02$ $r_s^2 = 0.0\%$	$r_s = 0.17$ $r_s^2 = 2.8\%$	$r_s = -0.17$ $r_s^2 = 2.8\%$	$r_s = 0.08$ $r_s^2 = 0.7\%$	$r_s = -0.06$ $r_s^2 = 0.4\%$	$r_s = -0.22$ $r_s^2 = 4.9\%$
	$r_s = -0.04$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = -0.09$ $r_s^2 = 0.8\%$	$r_s = 0.04$ $r_s^2 = 0.2\%$	$r_s = 0.17$ $r_s^2 = 2.8\%$	$r_s = -0.20$ $r_s^2 = 4.2\%$	$r_s = 0.23$ $r_s^2 = 5.4\%$	$r_s = -0.09$ $r_s^2 = 0.7\%$	$r_s = -0.11$ $r_s^2 = 1.3\%$
N_{RP}	$r_s = -0.34$ $r_s^2 = 11.8\%$	$r_s = -0.32$ $r_s^2 = 10.4\%$	$r_s = -0.38$ $r_s^2 = 14.6\%$	$r_s = 0.07$ $r_s^2 = 0.5\%$	$r_s = -0.07$ $r_s^2 = 0.5\%$	$r_s = -0.06$ $r_s^2 = 0.3\%$	$r_s = -0.06$ $r_s^2 = 0.4\%$	$r_s = 0.04$ $r_s^2 = 0.1\%$

Nota: Los valores reportados corresponden al coeficiente de correlación de Spearman (r_s) y coeficiente de determinación de rangos (r_s^2). Valores cercanos a ± 1.0 denotan una fuerte sensibilidad de la respuesta frente a variaciones en el parámetro analizado.

Sensibilidad direccional en función de la intensidad sísmica: Con el propósito de evaluar la relación entre la sensibilidad a la rotación del AIS y la intensidad del sismo, se correlacionó el F_{dir} de cada PDS analizado con la variación rotacional de distintas medidas de intensidad (*Intensity Measures*, IM), las cuales se muestran en el Cuadro 6.30, cuantificando la variación máxima (Δ_{θ}) que experimenta cada IM al rotar los componentes del acelerograma respecto a las orientaciones ortogonales base (0° , 90° , 180° y 270°). El Cuadro 6.31 resume los r_s y r_s^2 obtenidos entre las distintas métricas de respuesta estructural y la variación máxima de cada IM.

Cuadro 6.30. Medidas de intensidad de los registros sísmicos.

IM	Unidades
Aceleración máxima del suelo (<i>Peak Ground Acceleration</i> , PGA)	cm/s ²
Velocidad máxima del suelo (<i>Peak Ground Velocity</i> , PGV)	cm/s
Desplazamiento máximo del suelo (<i>Peak Ground Displacement</i> , PGD)	cm
Intensidad de Arias (I_A)	m/s
Densidad de energía específica (<i>Specific Energy Density</i> , SED)	cm ² /s
Velocidad absoluta acumulada (<i>Cumulative Absolute Velocity</i> , CAV)	cm/s
Intensidad de aceleración espectral (<i>Acceleration Spectrum Intensity</i> , ASI)	g*s
Intensidad de Housner (<i>Housner Intensity</i> , HI)	cm
Aceleración máxima efectiva (<i>Effective Peak Acceleration</i> , EPA)	% g
Relacion entre la velocidad máxima y aceleración máxima del suelo (PGV/PGA , V_{max}/A_{max})	s
Periodo predominante (<i>Predominant Period</i> , PP)	s

Con el propósito de visualizar de manera integral las correlaciones entre la variación rotacional de las IM sísmicas y la amplificación direccional los distintos PDS, la Figura 6.43 presenta un mapa de calor del r_s y el r_s^2 entre las 11 IM sísmicas evaluadas y el F_{dir} de cada PDS, permitiendo identificar las IM con mayor influencia sobre la sensibilidad direccional de los PDS.

Cuadro 6.31. Análisis de la coeficiente de correlación de Spearman entre las medidas de intensidad sísmicas y el factor de sesgo direccional de los parámetros de demanda sísmica.

	PDS	PGA	PGV	PGD	I_A	SED	CAV	ASI	HI	EPA	V_{max}/A_{max}	PP
Desplazamientos de Azotea												
Δ_x	$r_s = -0.02$	$r_s = -0.10$	$r_s = -0.02$	$r_s = -0.01$	$r_s = -0.14$	$r_s = 0.30$	$r_s = 0.07$	$r_s = 0.31$	$r_s = -0.00$	$r_s = -0.46$	$r_s = -0.47$	
	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 0.9\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 2.1\%$	$r_s^2 = 9.2\%$	$r_s^2 = 0.5\%$	$r_s^2 = 9.7\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 21.5\%$	$r_s^2 = 21.9\%$	
Δ_y	$r_s = -0.03$	$r_s = -0.10$	$r_s = -0.03$	$r_s = -0.03$	$r_s = -0.19$	$r_s = 0.30$	$r_s = 0.05$	$r_s = 0.31$	$r_s = 0.02$	$r_s = -0.49$	$r_s = -0.44$	
	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 1.0\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 3.6\%$	$r_s^2 = 9.0\%$	$r_s^2 = 0.3\%$	$r_s^2 = 9.5\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 24.2\%$	$r_s^2 = 19.7\%$	
Distorsiones de Entrepiso												
γ_x	$r_s = 0.05$	$r_s = 0.26$	$r_s = -0.01$	$r_s = -0.14$	$r_s = 0.20$	$r_s = 0.21$	$r_s = 0.16$	$r_s = 0.35$	$r_s = 0.03$	$r_s = 0.33$	$r_s = -0.39$	
	$r_s^2 = 0.2\%$	$r_s^2 = 6.7\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 2.0\%$	$r_s^2 = 4.2\%$	$r_s^2 = 4.3\%$	$r_s^2 = 2.7\%$	$r_s^2 = 12.4\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 10.6\%$	$r_s^2 = 15.6\%$	
γ_y	$r_s = 0.08$	$r_s = 0.32$	$r_s = -0.05$	$r_s = -0.19$	$r_s = 0.21$	$r_s = 0.25$	$r_s = 0.22$	$r_s = 0.41$	$r_s = 0.05$	$r_s = 0.35$	$r_s = -0.42$	
	$r_s^2 = 0.6\%$	$r_s^2 = 10.4\%$	$r_s^2 = 0.2\%$	$r_s^2 = 3.7\%$	$r_s^2 = 4.6\%$	$r_s^2 = 6.1\%$	$r_s^2 = 4.8\%$	$r_s^2 = 17.2\%$	$r_s^2 = 0.3\%$	$r_s^2 = 12.0\%$	$r_s^2 = 17.7\%$	
Reacciones en la Base												
F_x	$r_s = 0.13$	$r_s = 0.33$	$r_s = -0.06$	$r_s = -0.20$	$r_s = 0.08$	$r_s = 0.02$	$r_s = 0.51$	$r_s = 0.55$	$r_s = -0.05$	$r_s = 0.41$	$r_s = -0.31$	
	$r_s^2 = 1.8\%$	$r_s^2 = 10.9\%$	$r_s^2 = 0.4\%$	$r_s^2 = 3.9\%$	$r_s^2 = 0.6\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 26.3\%$	$r_s^2 = 30.8\%$	$r_s^2 = 0.2\%$	$r_s^2 = 16.6\%$	$r_s^2 = 9.8\%$	
F_y	$r_s = 0.11$	$r_s = 0.33$	$r_s = -0.08$	$r_s = -0.19$	$r_s = 0.07$	$r_s = 0.03$	$r_s = 0.49$	$r_s = 0.55$	$r_s = -0.08$	$r_s = 0.41$	$r_s = -0.34$	
	$r_s^2 = 1.3\%$	$r_s^2 = 11.1\%$	$r_s^2 = 0.6\%$	$r_s^2 = 3.5\%$	$r_s^2 = 0.5\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 24.1\%$	$r_s^2 = 30.3\%$	$r_s^2 = 0.7\%$	$r_s^2 = 16.9\%$	$r_s^2 = 11.3\%$	
M_z	$r_s = -0.24$	$r_s = -0.30$	$r_s = -0.05$	$r_s = -0.28$	$r_s = 0.03$	$r_s = -0.12$	$r_s = -0.56$	$r_s = -0.68$	$r_s = -0.23$	$r_s = -0.41$	$r_s = 0.33$	
	$r_s^2 = 5.8\%$	$r_s^2 = 8.7\%$	$r_s^2 = 0.3\%$	$r_s^2 = 7.6\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 1.4\%$	$r_s^2 = 31.7\%$	$r_s^2 = 46.0\%$	$r_s^2 = 5.1\%$	$r_s^2 = 16.4\%$	$r_s^2 = 11.2\%$	
Fuerza Axial de Compresión en Columnas												
C_{col}	$r_s = -0.02$	$r_s = -0.02$	$r_s = -0.02$	$r_s = -0.03$	$r_s = -0.00$	$r_s = 0.05$	$r_s = -0.06$	$r_s = -0.04$	$r_s = -0.02$	$r_s = 0.01$	$r_s = -0.02$	
	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 0.2\%$	$r_s^2 = 0.3\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	
Rotulas Plásticas												
R_2	$r_s = 0.11$	$r_s = 0.28$	$r_s = -0.03$	$r_s = -0.25$	$r_s = -0.06$	$r_s = 0.23$	$r_s = 0.36$	$r_s = 0.43$	$r_s = 0.04$	$r_s = 0.44$	$r_s = -0.34$	
	$r_s^2 = 1.2\%$	$r_s^2 = 7.7\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 6.2\%$	$r_s^2 = 0.3\%$	$r_s^2 = 5.5\%$	$r_s^2 = 13.0\%$	$r_s^2 = 18.7\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 19.1\%$	$r_s^2 = 11.4\%$	
R_3	$r_s = 0.04$	$r_s = 0.24$	$r_s = -0.12$	$r_s = -0.21$	$r_s = -0.00$	$r_s = 0.19$	$r_s = 0.32$	$r_s = 0.40$	$r_s = -0.02$	$r_s = 0.45$	$r_s = -0.35$	
	$r_s^2 = 0.1\%$	$r_s^2 = 5.7\%$	$r_s^2 = 1.4\%$	$r_s^2 = 4.4\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 3.7\%$	$r_s^2 = 10.1\%$	$r_s^2 = 16.3\%$	$r_s^2 = 0.0\%$	$r_s^2 = 20.2\%$	$r_s^2 = 12.2\%$	
N_{RP}	$r_s = -0.06$	$r_s = -0.06$	$r_s = -0.05$	$r_s = -0.09$	$r_s = 0.17$	$r_s = 0.08$	$r_s = -0.19$	$r_s = -0.09$	$r_s = 0.09$	$r_s = -0.05$	$r_s = -0.02$	
	$r_s^2 = 0.4\%$	$r_s^2 = 0.4\%$	$r_s^2 = 0.3\%$	$r_s^2 = 0.8\%$	$r_s^2 = 2.8\%$	$r_s^2 = 0.7\%$	$r_s^2 = 3.8\%$	$r_s^2 = 0.9\%$	$r_s^2 = 0.7\%$	$r_s^2 = 0.2\%$	$r_s^2 = 0.1\%$	

Nota: Los valores reportados corresponden al coeficiente de correlación de Spearman (r_s) y coeficiente de determinación de rangos (r_s^2). Valores cercanos a ± 1.0 denotan una fuerte sensibilidad de la respuesta frente a variaciones en el parámetro analizado.

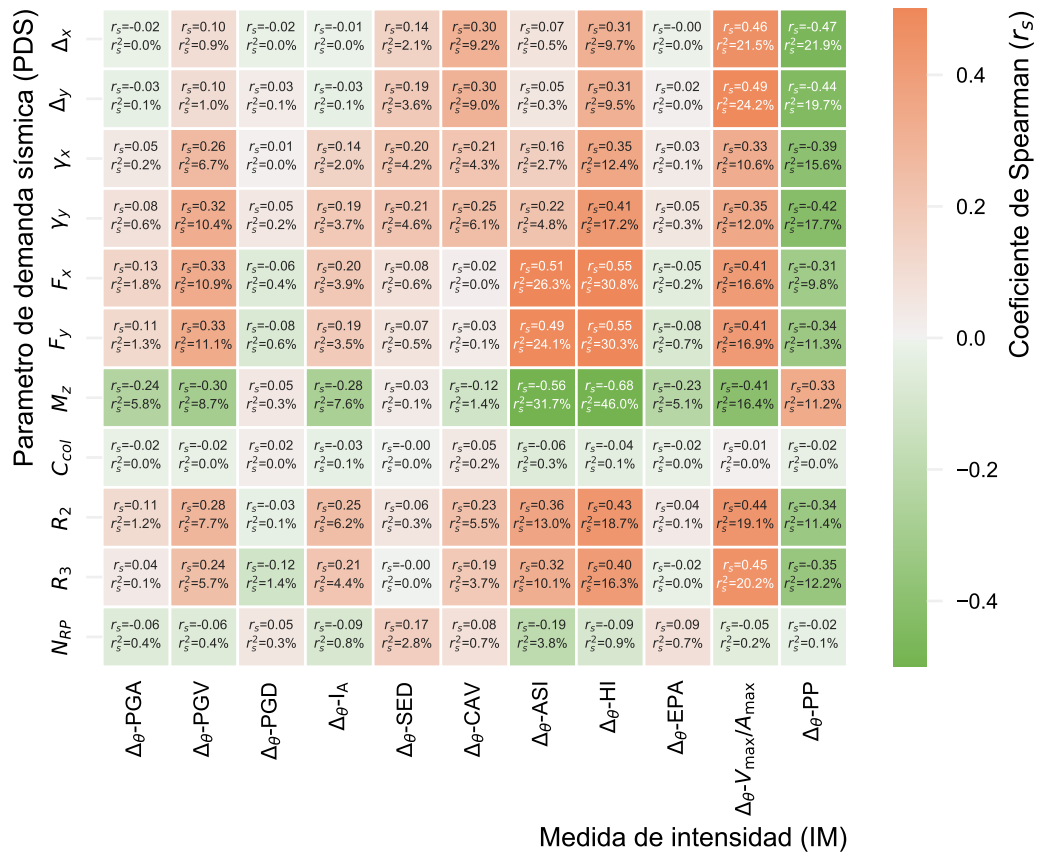


Figura 6.43. Mapa de calor de la coeficiente de correlación de Spearman entre las medidas de intensidad sísmicas y el factor de sesgo direccional de los parámetros de demanda sísmica.

En la Figura 6.43 se puede observar que de las IM evaluadas, la V_{max}/A_{max} y el PP mostraron las correlaciones más fuertes para los desplazamientos en azotea (Δ_x, Δ_y) con el F_{dir} , con valores de r_s^2 entre 21.5-24.2 % para V_{max}/A_{max} y entre 21.9-19.7 %, por otro lado la ASI y la HI mostraron dominancia en los cortantes basales (F_x, F_y) y el momento torsionante (M_z) alcanzando valores de r_s^2 de 31.7 % para ASI y 46.0 % para HI, el resto de PDS se mantienen en $r_s^2 < 20\%$. En contraste, la PGA y el PGD presentaron correlaciones cercanas a cero, con valores de $r_s^2 < 6\%$ (r_s de -0.24 a 0.13), lo que confirma que las IM basadas en los valores pico de los registros acelerograficos no afecta la sensibilidad direccional.

Dos casos particulares se pueden extraer de la Figura 6.43, los PDS de la compresión en columnas (C_{col}) y el número de rótulas plásticas (N_{RP}) no correlacionan con ninguna IM evaluada (r_s^2 máximo del 3.8%), esto se debe a que estos parámetros responden a mecanismos locales de fluencia que dependen de la historia de carga ciclo a ciclo, no de los valores globales de intensidad capturados por las once métricas analizadas. A partir del Cuadro 6.31 y la Figura 6.43, se seleccionaron para análisis detallado las relaciones de mayor r_s^2 en cada grupo de PDS. La Figura 6.44 muestra la relación entre el F_{dir} de los desplazamientos y la V_{max}/A_{max} ; la Figura 6.45 muestra la relación con el PP.

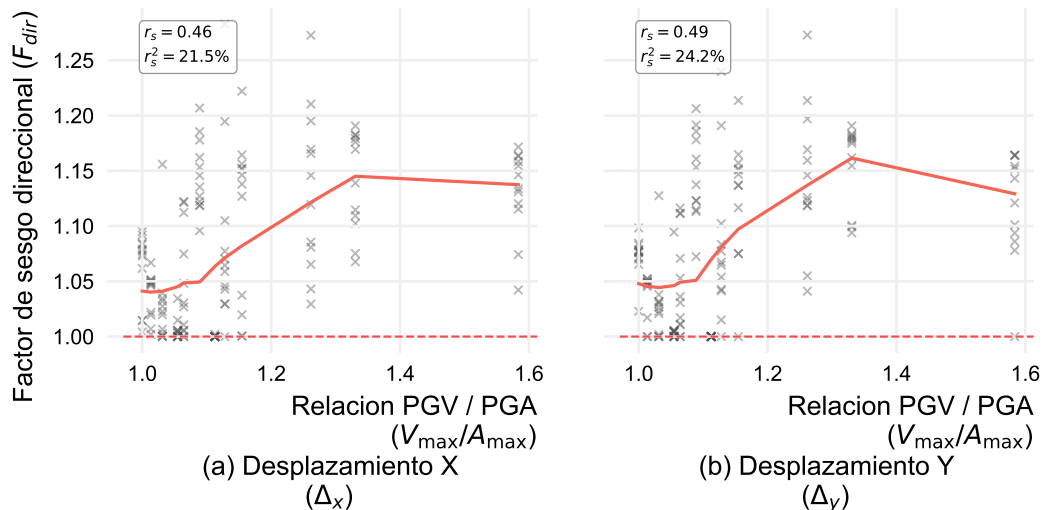


Figura 6.44. Relación entre el factor de sesgo direccional de los desplazamientos máximos de azotea (Δ_x y Δ_y) y la variación rotacional de la relación entre la velocidad máxima y aceleración máxima del suelo.

En la Figura 6.44, la correlación positiva entre Δ_y y la V_{max}/A_{max} ($r_s = 0.49$, $r_s^2 = 24.2\%$) indica que registros sísmicos cuya V_{max}/A_{max} varía más al rotar el acelerograma producen mayores amplificaciones de desplazamientos bajo la rotación del AIS. La dispersión visible en la nube de puntos refleja que el 75.8% de la varianza no explicada depende del modelo estructural y del contenido espectral específico del registro, lo que confirma que la V_{max}/A_{max} es un predictor parcial pero el más informativo disponible para este PDS.

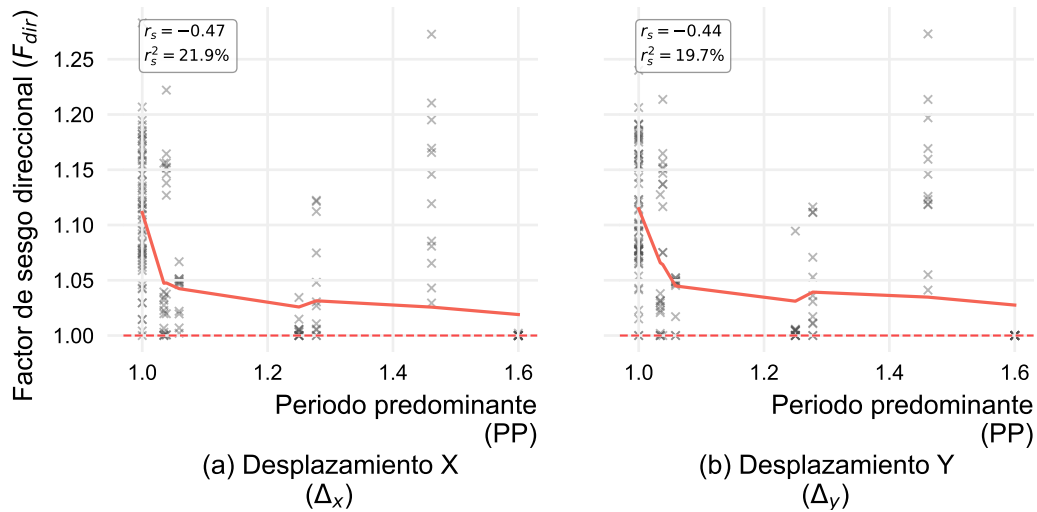


Figura 6.45. Relación entre el factor de sesgo direccional de los desplazamientos máximos de azotea (Δ_x y Δ_y) y la variación rotacional del periodo predominante.

En la Figura 6.45, el PP muestra una correlación negativa con los desplazamientos ($r_s = -0.47$ para Δ_x , $r_s^2 = 21.9\%$), lo que indica que registros con mayor variación en su periodo predominante al rotar sus componentes tienden a producir menor amplificación direccional de desplazamientos. Este comportamiento es consistente con la naturaleza de los modelos evaluados, cuando el PP del registro se aproxima al periodo estructural, la excitación es cuasi-resonante desde cualquier dirección y la variación del AIS añade poca amplificación diferencial; cuando el PP es corto, la respuesta fuera de resonancia es más sensible a la orientación de la componente de mayor energía. La combinación de la Figura 6.44 y la Figura 6.45 revela que el sesgo direccional de los desplazamientos es máximo cuando el registro tiene alta variación de V_{\max}/A_{\max} y un PP corto respecto al sistema estructural.

De forma consistente, las demandas globales también exhibieron asociaciones importantes con las IM; la Figura 6.46 detalla la relación entre el F_{dir} de las reacciones en la base y la ASI; la Figura 6.47 muestra la relación con la HI.

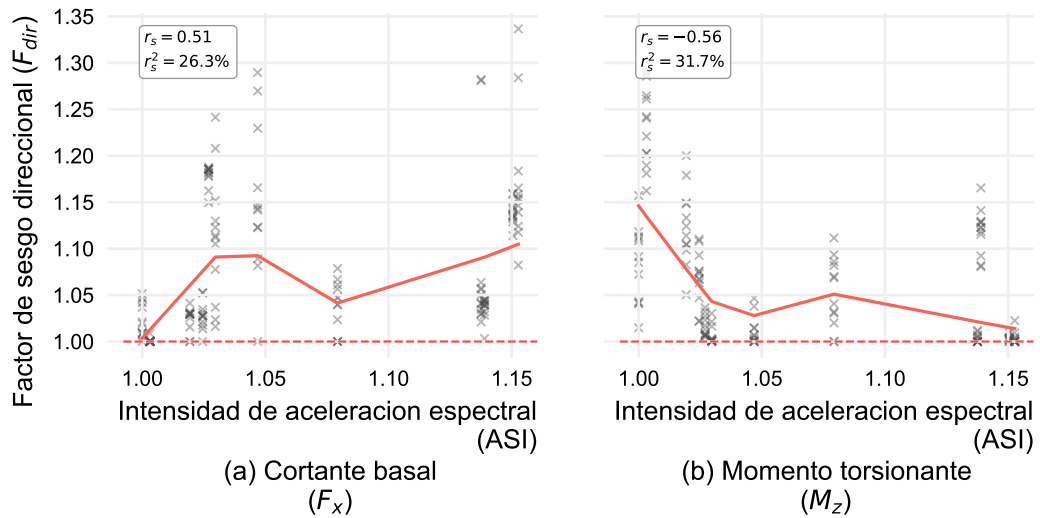


Figura 6.46. Relación entre el factor de sesgo direccional de las reacciones máximas en la base (F_x y M_z) y la variación rotacional de la intensidad de aceleración espectral.

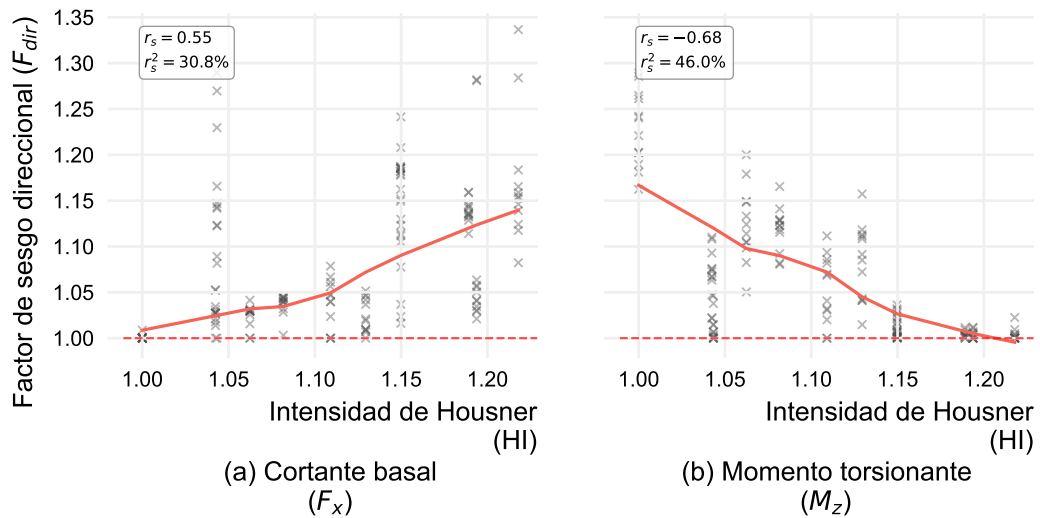


Figura 6.47. Relación entre el factor de sesgo direccional de las reacciones máximas en la base (F_x y M_z) y la variación rotacional de la intensidad de Housner.

En las Figuras 6.46 y 6.47 se aprecia que para el cortante basal, la relación con la ASI ($r_s = 0.51$, $r_s^2 = 26.3\%$ en F_x) y con la HI ($r_s = 0.55$, $r_s^2 = 30.8\%$ en F_x) es positiva y consistente en ambas direcciones, eso quiere decir que a mayor variación rotacional de energía acumulada se traduce en mayor amplificación del cortante basal bajo AIS oblicuos. Sin embargo, el momento torsionante invierte esta tendencia con $r_s = -0.56$ con ASI ($r_s^2 = 31.7\%$) y $r_s = -0.68$ con HI ($r_s^2 = 46.0\%$).

Esta inversión indica que los registros energéticamente intensos movilizan la masa de forma más uniforme en todas las direcciones, reduciendo la concentración torsional que el ángulo crítico maximiza. En los diagramas, las nubes de puntos de F_x y M_z muestran pendientes de signo opuesto con dispersión similar, lo que refleja que la HI captura el mismo mecanismo de base pero con efectos estructurales opuestos según el tipo de reacción evaluado.

Los resultados demuestran que la sensibilidad direccional no es una propiedad uniforme de la excitación sísmica: cada grupo de PDS responde a IM distintas, y ninguna métrica predice simultáneamente la amplificación de desplazamientos, corrientes y daño inelástico. La evaluación rigurosa del sesgo direccional requiere considerar al menos la V_{\max}/A_{\max} para parámetros traslacionales y la HI para parámetros de fuerza.

Análisis de sensibilidad multivariable del efecto combinado: Para determinar si la vulnerabilidad geométrica y la variabilidad energética del sismo interactúan de forma sinérgica o simplemente se suman, se implementó un análisis de sensibilidad multivariable con los factores: geometría de la planta (F1, 6 niveles), condición de regularidad (F2, 2 niveles) y variabilidad rotacional de la V_{\max}/A_{\max} (F3, 5 niveles de Baja a Alta). El Cuadro 6.32 reporta el índice de sensibilidad Eta-cuadrado (η^2) de cada factor y sus acoplamientos sobre el F_{dir} de todos los PDS y la Figura 6.48 presenta el mapa de calor correspondiente.

En la Figura 6.48 y el Cuadro 6.32 se identifican tres patrones que definen el comportamiento del sistema. El primero es la dominancia de F3 sobre los parámetros globales, se observa que la V_{\max}/A_{\max} explica entre el 20.4 % (γ_x) y el 39.0 % (Δ_y) de la varianza del F_{dir} , superando a la geometría ($\eta^2 < 11.4\%$) en todos los PDS de traslación, distorsión y reacción.

Cuadro 6.32. Análisis paramétrico de sensibilidad: contribución porcentual a la varianza de los factores de control sobre el sesgo direccional.

PDS	Geometría (F1)	Irregularidad (F2)	V_{\max}/A_{\max} (F3)	F1 x F2	F1 x F3	F2 x F3	F1 x F2 x F3
Desplazamientos de Azotea							
Δ_x	11.4 %	0.1 %	33.8 %	5.4 %	5.8 %	0.4 %	6.4 %
Δ_y	3.4 %	0.2 %	39.0 %	5.9 %	4.6 %	0.2 %	7.6 %
Distorsiones de Entrepiso							
γ_x	7.1 %	0.0 %	20.4 %	4.0 %	1.2 %	0.1 %	1.4 %
γ_y	0.5 %	0.0 %	24.8 %	1.8 %	0.6 %	0.2 %	1.1 %
Reacciones en la Base							
F_x	3.3 %	0.2 %	31.1 %	0.1 %	5.2 %	0.5 %	4.1 %
F_y	5.7 %	0.0 %	33.1 %	1.1 %	5.6 %	0.3 %	3.8 %
M_z	0.5 %	0.1 %	28.4 %	0.3 %	2.1 %	0.2 %	0.6 %
Fuerza Axial de Compresión en Columnas							
C_{col}	0.9 %	0.0 %	1.1 %	0.2 %	0.6 %	0.1 %	0.5 %
Rotulas Plásticas							
R_2	7.9 %	0.6 %	21.2 %	5.8 %	7.8 %	3.9 %	8.7 %
R_3	5.4 %	0.1 %	23.2 %	3.0 %	14.6 %	1.5 %	8.3 %
N_{RP}	10.7 %	1.5 %	1.8 %	8.8 %	10.7 %	0.4 %	7.9 %

Nota: Los valores corresponden al índice de sensibilidad Eta-cuadrado, expresado en porcentaje. Representa la proporción de la variabilidad total de la respuesta estructural.

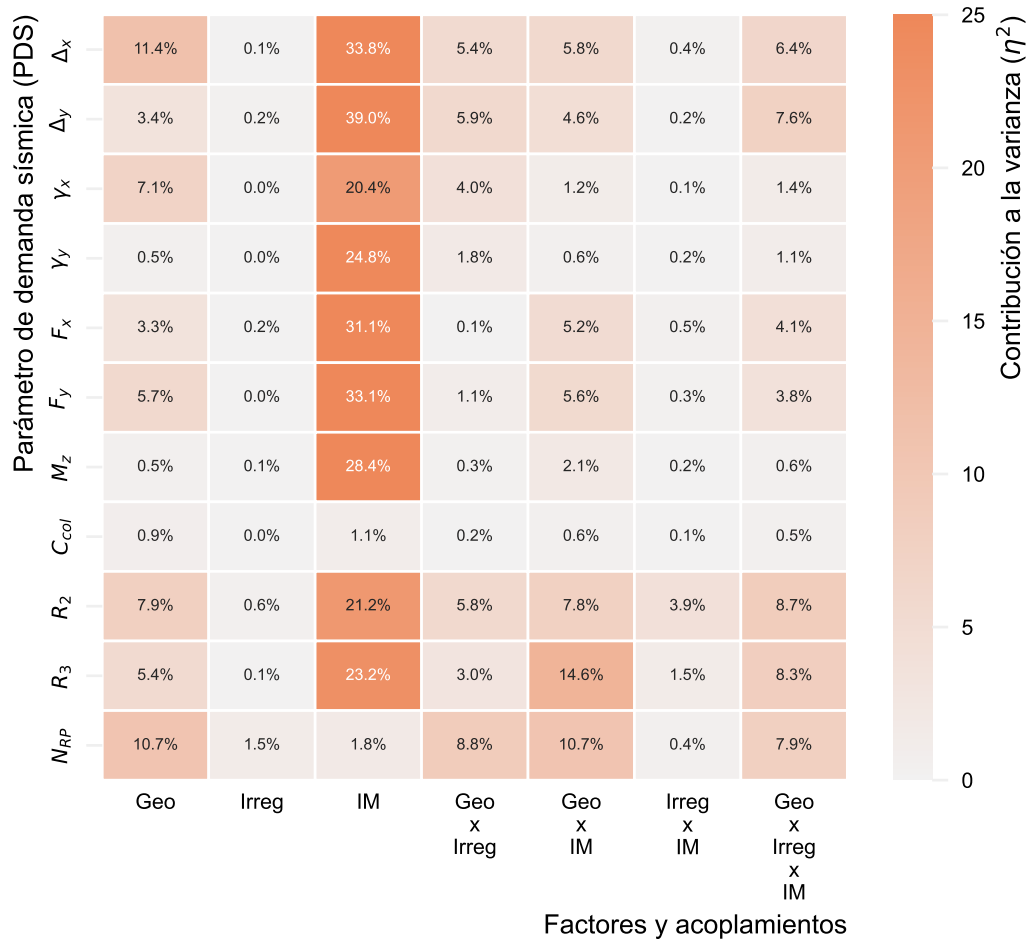


Figura 6.48. Mapa de calor del grado de sensibilidad e impacto paramétrico multivariable para los efectos individuales y de acoplamiento.

El segundo es la insignificancia de F2, donde la condición de regularidad contribuye menos del 1.5 % en todos los PDS sin excepción, en conclusión clasificar un edificio como regular o irregular según los criterios normativos no predice cuánta amplificación adicional producirá la variación del AIS del sismo. El tercer patrón es que el número de rótulas plásticas (N_{RP}) es el único PDS donde F3 es irrelevante ($\eta^2 = 1.8\%$) y donde la geometría ($F1 = 10.7\%$) y sus acoplamientos ($F1 \times F2 = 8.8\%$, $F1 \times F3 = 10.7\%$) gobiernan la respuesta; el mecanismo de propagación del daño depende de la distribución específica de rigidez en planta, no exclusivamente de la intensidad energética del sismo.

El hallazgo más importante del análisis de sensibilidad reside en el acoplamiento triple $F1 \times F2 \times F3$. En este escenario el η^2 no supera el 8.7 % en ningún PDS, y en la mayoría es inferior al 8 %. Un η^2 triple bajo implica que las líneas de tendencia del F_{dir} en función de $F3$ son aproximadamente paralelas entre modelos regulares e irregulares de la misma geometría. La penalización por irregularidad no amplifica exponencialmente el castigo impuesto por la variabilidad rotacional de la V_{max}/A_{max} del sismo; se suma a él con una magnitud prácticamente independiente del nivel de variabilidad. La única excepción es R_3 , donde el acoplamiento $F1 \times F3$ alcanza $\eta^2 = 14.6 \%$, esto implica que la geometría de la planta sí afecta la forma en que la variabilidad rotacional de la IM incrementa el daño local. La Figura 6.49 ilustra estas tendencias para los desplazamientos de azotea.

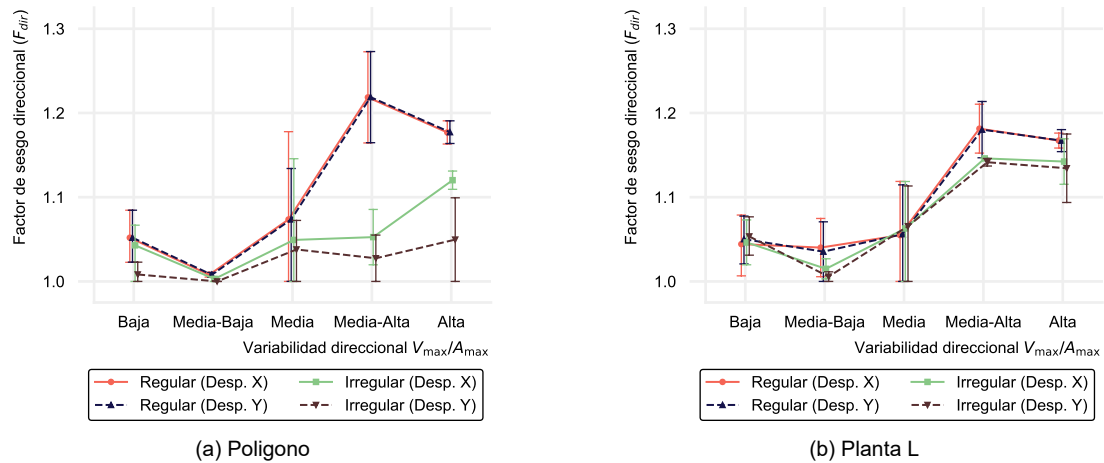
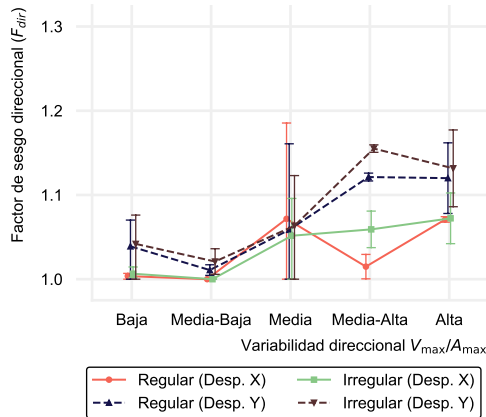
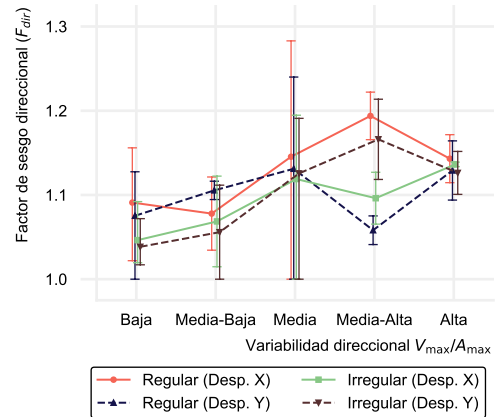


Figura 6.49. Gráfica de interacción del factor de sesgo direccional de desplazamientos máximos en azotea en función de la geometría, irregularidad y los niveles de variabilidad rotacional de la medida de intensidad sísmica: (a - f) configuraciones geométricas.

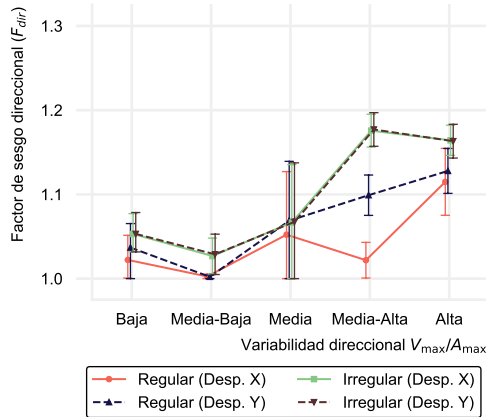
En las Figuras 6.49a y 6.49b, las líneas de los modelos regular e irregular son aproximadamente paralelas. La geometría en forma de “L” Irregular mantiene \bar{x} entre 1.05 y 1.14 frente a 1.04–1.17 de la Regular (Cuadro 6.33), y el Polígono muestra el mismo patrón con diferencias máximas de 0.05 entre tipologías en cualquier nivel de la variabilidad rotacional de la V_{max}/A_{max} . Este paralelismo es la representación visual del efecto aditivo entre la irregularidad y la variación rotacional de las IM.



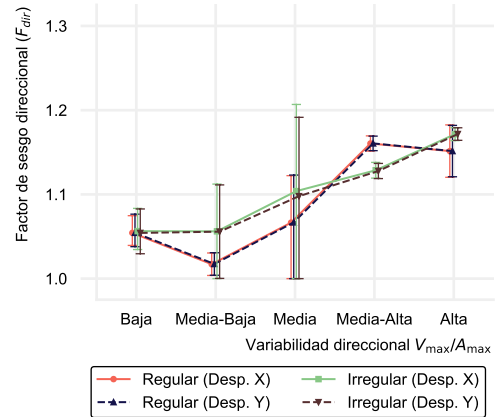
(c) Planta C



(d) Planta I



(e) Planta T



(f) Planta Z

Figura 6.49. Gráfica de interacción del factor de sesgo direccional de desplazamientos máximos en azotea en función de la geometría, irregularidad y los niveles de variabilidad rotacional de la medida de intensidad sísmica (continuación).

Las Figuras 6.49c, 6.49d, 6.49e y 6.49f muestran que en la planta “I” (Figura 6.49d), la Regular alcanza $\bar{x} = 1.19$ en el nivel Media-Alta frente a 1.10 de la Irregular, logrando una diferencia de 0.09 que es la mayor del conjunto; en la “T” (Figura 6.49e), la Irregular es más sensible a la variabilidad direccional de la V_{max}/A_{max} que la Regular ($\bar{x} = 1.16$ vs. 1.11 en el nivel Alto). Sin embargo, regular e irregular responden al incremento de F_3 con la misma tasa de amplificación, lo que confirma que la separación entre ellas es una constante aditiva, no un efecto diferencial que crezca con la variabilidad rotacional sísmica. El Cuadro 6.33 permite verificar estos valores para todas las geometrías y niveles de variabilidad rotacional de la IM.

Cuadro 6.33. Resumen de estadísticos descriptivos del factor de sesgo direccional de los desplazamientos máximos de azotea clasificados por geometría, regularidad y variabilidad rotacional de la relación entre la velocidad máxima y aceleración máxima del suelo.

Geometría	Tipo	Comp.	Baja			Media-Baja			Media			Media-Alta			Alta		
			\bar{x}	x_{\max}	CV	\bar{x}	x_{\max}	CV	\bar{x}	x_{\max}	CV	\bar{x}	x_{\max}	CV	\bar{x}	x_{\max}	CV
C	Irregular	Δ_x	1.01	1.01	0.01	1.00	1.00	0.00	1.05	1.10	0.05	1.06	1.08	0.03	1.07	1.10	0.04
		Δ_y	1.04	1.08	0.04	1.02	1.04	0.02	1.06	1.12	0.06	1.16	1.16	0.01	1.13	1.18	0.06
	Regular	Δ_x	1.00	1.01	0.00	1.00	1.00	0.00	1.07	1.19	0.09	1.01	1.03	0.02	1.07	1.07	0.00
		Δ_y	1.04	1.07	0.03	1.01	1.02	0.01	1.06	1.16	0.08	1.12	1.13	0.01	1.12	1.16	0.05
I	Irregular	Δ_x	1.05	1.09	0.04	1.07	1.12	0.07	1.12	1.20	0.09	1.10	1.13	0.04	1.14	1.14	0.00
		Δ_y	1.04	1.07	0.03	1.06	1.11	0.07	1.13	1.19	0.10	1.17	1.21	0.06	1.13	1.15	0.03
	Regular	Δ_x	1.09	1.16	0.06	1.08	1.12	0.06	1.15	1.28	0.12	1.19	1.22	0.03	1.14	1.17	0.04
		Δ_y	1.07	1.13	0.06	1.10	1.12	0.01	1.13	1.24	0.11	1.06	1.07	0.02	1.13	1.16	0.04
L	Irregular	Δ_x	1.05	1.07	0.03	1.01	1.03	0.02	1.06	1.12	0.06	1.15	1.15	0.00	1.14	1.17	0.03
		Δ_y	1.05	1.08	0.02	1.01	1.01	0.01	1.07	1.11	0.06	1.14	1.15	0.01	1.13	1.18	0.05
	Regular	Δ_x	1.04	1.08	0.04	1.04	1.07	0.05	1.05	1.12	0.06	1.18	1.21	0.04	1.17	1.18	0.01
		Δ_y	1.05	1.08	0.03	1.03	1.07	0.05	1.06	1.11	0.05	1.18	1.21	0.04	1.17	1.18	0.02
Poligono	Irregular	Δ_x	1.04	1.07	0.04	1.00	1.01	0.00	1.05	1.15	0.08	1.05	1.08	0.04	1.12	1.13	0.01
		Δ_y	1.01	1.02	0.01	1.00	1.00	0.00	1.04	1.07	0.04	1.03	1.05	0.04	1.05	1.10	0.07
	Regular	Δ_x	1.05	1.08	0.03	1.01	1.01	0.00	1.07	1.18	0.09	1.22	1.27	0.06	1.18	1.19	0.02
		Δ_y	1.05	1.08	0.03	1.01	1.01	0.00	1.07	1.18	0.09	1.22	1.27	0.06	1.18	1.19	0.02
T	Irregular	Δ_x	1.05	1.08	0.02	1.03	1.05	0.03	1.07	1.14	0.06	1.18	1.20	0.02	1.16	1.18	0.02
		Δ_y	1.05	1.08	0.02	1.03	1.05	0.03	1.07	1.14	0.06	1.18	1.20	0.02	1.16	1.18	0.02
	Regular	Δ_x	1.02	1.05	0.03	1.00	1.00	0.00	1.05	1.13	0.06	1.02	1.04	0.03	1.11	1.16	0.05
		Δ_y	1.04	1.06	0.03	1.00	1.00	0.00	1.07	1.21	0.11	1.10	1.12	0.03	1.13	1.16	0.03
Z	Irregular	Δ_x	1.06	1.08	0.02	1.06	1.11	0.07	1.10	1.21	0.09	1.13	1.14	0.01	1.17	1.18	0.01
		Δ_y	1.05	1.08	0.03	1.06	1.11	0.07	1.10	1.19	0.09	1.13	1.14	0.01	1.17	1.18	0.01
	Regular	Δ_x	1.05	1.07	0.02	1.02	1.03	0.02	1.07	1.12	0.06	1.16	1.17	0.01	1.15	1.18	0.04
		Δ_y	1.05	1.08	0.02	1.02	1.03	0.02	1.07	1.12	0.06	1.16	1.17	0.01	1.15	1.18	0.04

Nota: Los valores corresponden al factor de sesgo direccional.

El resultado del análisis de sensibilidad multivariable establece tres conclusiones principales. La variabilidad rotacional de la V_{\max}/A_{\max} del sismo es el factor que más debe considerarse al seleccionar el conjunto de registros sísmicos para el análisis rotacional, un conjunto dominado por registros de baja variabilidad direccional subestimarán sistemáticamente el F_{dir} . La clasificación normativa de regularidad estructural no predice la sensibilidad al rotar el AIS; dos edificios con la misma geometría pero distinta condición de regularidad experimentan amplificaciones direccionales prácticamente idénticas. El efecto combinado de irregularidad y alta variabilidad rotacional de la IM sísmica es aditivo, debido a que las penalizaciones de cada factor pueden cuantificarse por separado e incorporarse independientemente, lo que simplifica considerablemente su implementación práctica.

6.5. Discusión de los resultados

El análisis ortogonal convencional subestimó la demanda máxima en todos los modelos estudiados. El barrido rotacional produjo amplificaciones superiores al 33 % en cortante basal y cercanas al 30 % en momento torsionante. Estos valores se alinean con la advertencia cualitativa de Kalkan y Kwong (2014) sobre cómo omitir las direcciones críticas subestima las fuerzas reales, y resultan consistentes con el rango de incrementos empíricos de entre el 20 % y el 60 % reportados por Altunişik y Kalkan (2017), Amarloo y Emami (2019) y Khanal y Chaulagain (2020).

Los desplazamientos y distorsiones máximas ocurrieron en AIS oblicuos en el 95.7 % de los casos evaluados, sin coincidencia con las orientaciones ortogonales (0° , 90° , 180° , 270°), confirmando lo reportado por Cantagallo et al. (2015) y Kalkan y Kwong (2014): no existe un AIS crítico único que maximice todos los PDS. Cada parámetro alcanzó su máximo en orientaciones distintas según el registro y el caso de estudio, lo que invalida cualquier regla angular simplificada para estructuras irregulares.

Al revisar la geometría de los edificios, los modelos regulares presentaron los máximos absolutos del F_{dir} en seis de los siete PDS evaluados, con la planta "I" Regular (M-VI) registrando los valores extremos en desplazamientos, distorsiones, cortante, torsión y rotaciones plásticas. Este resultado contradice la expectativa de que la irregularidad geométrica implique necesariamente mayor sensibilidad al cambio de AIS, y tiene una explicación mecánica que la literatura no había articulado de forma explícita: las plantas con ejes ortogonales de alta rigidez conservan modos traslacionales y torsionales relativamente desacoplados bajo carga ortogonal; la incidencia oblicua los activa conjuntamente, generando la mayor amplificación diferencial.

Las plantas con alta excentricidad estructural, en cambio, operan en un régimen de acoplamiento modal severo desde las orientaciones ortogonales de referencia, dejando poco margen de amplificación adicional al variar el AIS. Esto es consistente con la correlación negativa $e_{xy}-F_{dir}$ identificada en el Cuadro 6.29 ($r_s = -0.37$, $r_s^2 = 13.5\%$) y no había sido documentada previamente para estructuras de acero. Las Figuras 6.35, 6.36, 6.37, 6.38 y 6.39 confirmaron que las plantas "C", "I" y "T" presentan mayor dispersión del F_{dir} que las configuraciones poligonales, lo que respalda a Altunişik y Kalkan (2017) y Madhuri y Kumar (2024) sobre el incremento de incertidumbre con la irregularidad. Además, estos hallazgos aportan evidencia cuantitativa en el rango inelástico profundo que complementa el estudio elástico de Khanal y Chaulagain (2020) y extiende las observaciones dinámicas de Amarloo y Emami (2019) y Mullapudi y Rao (2016) hacia múltiples indicadores de daño local.

La incorporación de la componente sísmica vertical produjo amplificaciones de Δ_z con \bar{x} del 52 % y x_{max} del 643 %, amplificaciones de F_z con \bar{x} del 124 % y x_{max} del 722 %, y fuerzas axiales en columnas interiores con \bar{x} del 569 % bajo los ADNLTH rotacionales que incorporaban la componente vertical.

Estos incrementos reflejan los ciclos de descompresión descritos por Di Michele et al. (2020) y el riesgo de superar los límites de seguridad advertido por Paucar Natividad y Carpio Vera (2024). El efecto de la componente vertical sobre los parámetros verticales (Δ_z, F_z, M_x, M_y) es prácticamente independiente del la rotación del AIS, debido a que la diferencia entre los ADNLTH con y sin la incorporación de la componente vertical es inferior al 2 % en estos PDS, lo que indica que ambos mecanismos actúan sobre dominios de respuesta distintos.

Sin embargo, los valores extremos de amplificación axial incorporan el efecto del sobre-escalamiento de la componente vertical, producto de aplicar el factor de escala horizontal a la componente vertical. Este artefacto no invalida el hallazgo central de que la componente vertical invierte el signo de la fuerza axial en columnas de esquina, condición que el análisis bicomponente no detecta, pero evidencia la necesidad de que las normativas adopten Espectros de Peligro Uniforme Verticales específicos para el sitio, independientes del escalamiento horizontal.

Al revisar el daño inelástico, el análisis rotacional modificó el nivel de desempeño de cinco modelos (M-III, M-IV, M-V, M-VI, M-XI), llevándolos del estado de SV a PC o colapso (C) bajo un AIS oblicuo. Este resultado aporta evidencia empírica en el rango no lineal que sustenta los modelos probabilísticos de Skoulidou et al. (2019) y confirma la insuficiencia de las reglas de combinación ortogonal documentada por Eser Aydemir et al. (2022) y Khosravi Larijani y Tehrani (2024).

La variación de rotaciones plásticas en función del ángulo de incidencia mostró amplificaciones máximas del 458.65 % en R_2 y medianas del 56.06 %. La separación de 29 % entre los ADNLTH con y sin la incorporación de la componente vertical en R_2 , ausente en los parámetros de reacción vertical, confirma que la variación rotacional del AIS contribuye de forma activa a la demanda inelástica local, independientemente de la excitación vertical.

El análisis de correlación identificó que la HI y la V_{\max}/A_{\max} son los predictores más eficaces del sesgo direccional, con valores de r_s^2 máximos del 46.0 % para HI en M_z y 24.2 % para V_{\max}/A_{\max} en Δ_y , frente a valores próximos a cero para la PGA y el PGD. Este resultado indica que la duración y la energía sostenida del evento sísmico agotan la ductilidad acumulada de forma diferenciada según la orientación del sismo. La magnitud del r_s^2 máximo de 46 % indica que el 54 % de la varianza del sesgo direccional responde a factores no capturados por ninguna de las once IM evaluadas, lo que refuerza la necesidad de los ADNLTH rotacionales frente a cualquier regla de escala basada en IM únicas.

Un hallazgo no reportado previamente es que la compresión en columnas (C_{col}) y el número de rótulas plásticas (N_{RP}) no correlacionan con ninguna de las once IM evaluadas. Estos parámetros responden a la historia de carga ciclo a ciclo y a la distribución específica de rigidez en planta, mecanismos que las métricas escalares de intensidad no capturan. Para N_{RP} , el análisis de sensibilidad multivariable identificó que la geometría ($F1$, $\eta^2 = 10.7$ %) y sus acoplamientos con la irregularidad y la variabilidad rotacional de la V_{\max}/A_{\max} gobiernan la respuesta, no la intensidad sísmica individual del registro.

El análisis de sensibilidad multivariable confirmó que la vulnerabilidad geométrica y la variabilidad rotacional de las IM del sismo actúan de forma aditiva, demostrando que el acoplamiento triple $F1 \times F2 \times F3$ no supera el 8.7 % de η^2 en ningún PDS. Este comportamiento simplifica el problema de diseño logrando que las penalizaciones por irregularidad y por direccionalidad pueden cuantificarse por separado, sin embargo esto también significa que la condición de regularidad normativa ($F2$, $\eta^2 < 1.5$ %) no predice la amplificación direccional, en otras palabras, dos edificios de la misma geometría pero distinta clasificación de regularidad normativa experimentan prácticamente el mismo F_{dir} .

En el contexto de la práctica sísmica mexicana, este trabajo supera las limitaciones de los estudios regionales previos al integrar la rotación del AIS en los ADNLTH. El enfoque elástico de Ramírez Castañeda (2015) identifica la orientación de máxima rigidez pero no captura cómo la degradación progresiva desplaza los ejes principales de respuesta durante el evento. Por otra parte, aunque Valenzuela Beltrán et al. (2015) y Jara Díaz et al. (2022) implementaron ADNLTH, sus evaluaciones se limitaron a escenarios específicos (estructuras de baja altura o espectros reducidos en campo cercano) sin reproducir de forma explícita la interacción tridimensional simultánea entre el acoplamiento torsional inelástico y el barrido angular completo de las tres componentes. Finalmente, los métodos de bajo costo computacional como el de Patlán Manjarrez y Hernández Barrios (2025) aproximan la respuesta en rango elástico, pero carecen de validez y convergencia demostrada para estructuras de acero con irregularidad severa, acoplamiento torsional inelástico y degradación histerética bajo las tres componentes sísmicas en orientaciones oblicuas.

7. CONCLUSIONES

Esta investigación permitió evaluar de manera crítica las limitaciones de los procedimientos normativos vigentes para el análisis sísmico de edificaciones irregulares de acero. Los resultados de los análisis dinámicos no lineales tiempo-historia (ADNLTH) rotacionales confirman la hipótesis central, bajo el ángulo de incidencia sísmica (AIS) crítico, los parámetros de demanda sísmica (PDS) superan en más del 33 % las estimadas por los ADNLTH ortogonales, rebasando el umbral mínimo del 25 % planteado, además se observó que en el 95.7 % de los escenarios críticos, el AIS no coincidió con alguna orientación ortogonal. Por otro lado, en cinco de los 12 casos de estudio (M-III, M-IV, M-V, M-VI y M-XI), esta amplificación modificó el nivel de desempeño de seguridad de vida (SV) a un nivel superior a prevención de colapso (PC).

Al analizar la geometría en planta de los casos de estudio, se determinó que, contrario a la intuición, los modelos geoméricamente más irregulares no siempre fueron los más vulnerables a la variación de la dirección sísmica. De hecho, el modelo M-VI con planta en "I" (catalogada como Regular) concentró los picos máximos de daño direccional, alcanzando un factor de sesgo direccional (F_{dir}) de 1.85 en las rotaciones plásticas. Este fenómeno ocurre porque las plantas regulares, al ser atacadas en ángulos oblicuos, acoplan repentinamente sus modos de vibración. A nivel local, este sesgo tridimensional incrementó la formación de rótulas plásticas en casi un 100 %, demostrando que guiarse únicamente por la etiqueta normativa de regularidad no predice el riesgo direccional.

Por su parte, la inclusión de la componente sísmica vertical reveló una jerarquía destructiva, debido a que su impacto dominó por completo las reacciones de base, incrementando los momentos de volteo en más de un 500 %. El hallazgo más crítico fue que las columnas de esquina que teóricamente solo trabajarían a compresión sufrieron masivas fuerzas de tensión neta por levantamiento.

Aunque se reconoce que una fracción de esta sobredemanda local proviene del artefacto numérico de usar el mismo factor de escala horizontal para el sismo vertical, el peligro físico es innegable.

A nivel estadístico, el análisis de sensibilidad multivariable demostró que los efectos de la irregularidad y la direccionalidad son aditivos e independientes. Además, quedó claro que las medidas de intensidad tradicionales, como la aceleración máxima del suelo (*Peak Ground Acceleration*, PGA) o el desplazamiento máximo del suelo (*Peak Ground Displacement*, PGD), son incapaces de predecir esta sensibilidad direccional. Solo las métricas basadas en la energía y duración del sismo, como la intensidad de Housner (*Housner Intensity*, HI) y relación entre la velocidad máxima y aceleración máxima del suelo (PGV/PGA , V_{max}/A_{max}) lograron explicar hasta un 39 % de la varianza en la respuesta de los PDS, indicando que la cantidad de energía inyectada a la estructura es el verdadero detonante de la falla.

A partir de estos descubrimientos, es imperativo que la práctica profesional abandone el análisis ortogonal en edificios irregulares o de riesgo, transitando hacia análisis dinámicos rotacionales con incrementos de 5° a 15°. Además, las normativas deben implementar el uso de espectros de peligro uniforme verticales de sitio para evitar los sobre-escalamientos de la componente sísmica vertical, y el diseño de columnas perimetrales debe contemplar escenarios de tensión pura.

Finalmente, este trabajo abre la puerta a tres líneas de investigación futura. La integración de la interacción suelo-estructura para evaluar su efecto ante las respuestas rotacionales. Replicar los ADNLTH rotacionales en una variación mas grande de tipologías estructurales y con diferente comportamiento de degradación histórica. Por ultimo, estudiar cómo los diferentes mecanismos de ruptura, como sismos de subducción vs. fallas locales, alteran este fenómeno de la variación del AIS.

8. REFERENCIAS

- Abdel Raheem, S. E., M. Ahmed, M. M., M. Ahmed, M., & A. Abdel-Shafy, A. G. (2018). Seismic performance of L-shaped multi-storey buildings with moment-resisting frames. *Proc Inst Civ Eng - Struct Build*, 171(5), 395-408. <https://doi.org/10.1680/jstbu.16.00122>
- Abd-Elhamed, A. M., & Mahmoud, S. (2017). Linear and nonlinear dynamic analysis of masonry infill RC framed buildings. *Civ. Eng. J.*, 3(10), 881-896. <https://doi.org/10.28991/cej-030922>
- Abdulsadah Mohammed, H., & Shawky Abdulsahib, W. (2024). Investigation of seismic response of irregular steel buildings: A case study of U-shaped structures. *BIO Web of Conferences*, 97, Article No. 00079. <https://doi.org/10.1051/bioconf/20249700079>
- Acharjya, A., Santra, A., & Roy, R. (2024). Response of Structures to Bidirectional Seismic Excitation Using Spectrum Compatible Records: Evolution of a Pair of Spectra from Newmark's Sliding Block. *J Struct Eng*, 150(7), 04024061. <https://doi.org/10.1061/JSENDH.STENG-13249>
- Alam, Z., Zhang, C., & Samali, B. (2020). Influence of seismic incident angle on response uncertainty and structural performance of tall asymmetric structure. *Struct Design Tall Spec Build*, 29(12), e1750. <https://doi.org/10.1002/tal.1750>
- Altunışik, A. C., & Kalkan, E. (2017). Earthquake incidence angle influence on seismic performance of reinforced concrete buildings. *Sigma J Eng & Nat Sci*, 35, 609-631. <https://www.researchgate.net/publication/324278509>
- Amarloo, N., & Emami, A. R. (2019). A 3-dimensional perspective for inter-storey drift, ductility and damage distributions in plan-irregular RC buildings considering seismic orientation effect. *Bull Earthquake Eng*, 17(6), 3447-3474. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00595-3>
- American Society of Civil Engineers. (2021, 30 de noviembre). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-22). Structural Engineering Institute. Reston, VA. <https://doi.org/10.1061/9780784415788>
- American Society of Civil Engineers. (2023, 15 de diciembre). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-23). Structural Engineering Institute. Reston, VA. <https://doi.org/10.1061/9780784416112>
- Anagnostopoulos, S., Kyrkos, M., & Stathopoulos, K. (2015). Earthquake induced torsion in buildings: Critical review and state of the art. *Earthquakes Struct*, 8(2), 305-377. <https://doi.org/10.12989/eas.2015.8.2.305>
- Ancheta, T. D., Darragh, R. B., Stewart, J. P., Seyhan, E., Silva, W. J., Chiou, B. S.-J., Wooddell, K. E., Graves, R. W., Kottke, A. R., Boore, D. M., Kishida, T., & Donahue, J. L. (2014). PEER NGA West2 Database. *Earthq Spectra*, 30(3), 989-1005. <https://doi.org/10.1193/070913EQS197M>
- Ansari, M. G., Dutta, S. C., Dwivedi, A. S., & Jha, I. (2024). Impact of incidence angle of seismic excitation on vertically irregular structures. *Earthq Struct*, 27(3), 227-237. <https://doi.org/10.12989/eas.2024.27.3.227>
- Antoniou, S. (2025). Linear vs. nonlinear procedures for the seismic assessment and retrofit of existing RC buildings. *Eccomas Proceedia COMPDYN 2025*, 4848-4865. <https://doi.org/10.7712/120125.12778.27254>
- Arias, A. (1970). Measure of Earthquake Intensity. *Seism Des Nucl Power Plants*, 438-83. <https://www.osti.gov/biblio/4167721>

- Ávila Barrientos, L. (2021). Una revisión general acerca de las características y consecuencias de grandes sismos en México. *GEOS*, 41(2), 165-180. <https://geos.cicese.mx/index.php/geos/article/view/64>
- Bañuelos García, F. H., Ayala Milián, A. G., & Escamilla García, M. A. (2023). Una aproximación de la curva de capacidad dinámica y su aplicación a la evaluación sísmica de estructuras. *Rev Ing Sísmica*, (110), 1-18. <https://doi.org/10.18867/ris.110.620>
- Bazán Zurita, E., & Meli Piralla, R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios* (1.ª ed.). Limusa.
- Bazán Zurita, E., & Meli Piralla, R. (2021). *Diseño Sísmico de Estructuras*. Limusa.
- Belejo, A., & Bento, R. (2016). Improved modal pushover analysis in seismic assessment of asymmetric plan buildings under the influence of one and two horizontal components of ground motions. *Soil Dyn Earthq Eng*, 87, 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.04.011>
- Boore, D. M. (2010). Orientation-Independent, Nongeometric-Mean Measures of Seismic Intensity from Two Horizontal Components of Motion. *Bull Seismol Soc Am*, 100(4), 1830-1835. <https://doi.org/10.1785/0120090400>
- Bugueño, I., Carvallo, J., & Vielma, J. C. (2022). Influence of directionality on the seismic response of typical RC buildings. *Appl Sci*, 12(3), Article No. 1534. <https://doi.org/10.3390/app12031534>
- Cantagallo, C., Camata, G., & Spacone, E. (2015). Influence of ground motion selection methods on seismic directionality effects. *Earthq Struct*, 8(1), 185-204. <https://doi.org/10.12989/EAS.2015.8.1.185>
- Cantagallo, C., Terrenzi, M., Camata, G., & Spacone, E. (2024). Historical evolution of the impact of seismic incident angles on the safety assessment of various building construction typologies. *Buildings*, 14(6), Article No. 1490. <https://doi.org/10.3390/buildings14061490>
- Cantagallo, C., Terrenzi, M., Spacone, E., & Camata, G. (2023). Effects of multi-directional seismic input on non-linear static analysis of existing reinforced concrete structures. *Buildings*, 13(7), Article No. 1656. <https://doi.org/10.3390/buildings13071656>
- Casino Calles, L. M. (2019, junio). *Evaluación de Los Métodos Aproximados de Análisis Sísmico Estático No Lineal Para Edificios de Concreto* [Tesis de maestría]. Benemérita Universidad Autónoma de Puebla. Facultad de Ingeniería. <https://hdl.handle.net/20.500.12371/15380>
- Comisión Federal de Electricidad. (2015a). *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo (Recomendaciones)* (MDOC-C.1.3-DS(R)). Instituto de Investigaciones Eléctricas. México.
- Comisión Federal de Electricidad. (2015b). *PRODISIS* (Ver. 4.1). México.
- Computers and Structures, Inc. (2025). *SAP2000* (Ver. 26.2.0). Walnut Creek, California. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- Danish, A., & Mangulkar, M. (2016). Evaluation of angle of excitation for torsion by using irregularities in R.C.C frame. *IOSR J Mech Civ Eng*, 13(04), 46-52. <https://doi.org/10.9790/1684-1304064652>
- Darwin, D., & Dolan, C. W. (2021). *Design of Concrete Structures* (16.ª ed.). McGraw-Hill.
- Das, P. K., Dutta, S. C., & Datta, T. K. (2021). Seismic behavior of plan and vertically irregular structures: State of art and future challenges. *Nat Hazards Rev*, 22(2), Article No. 04020062. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)NH.1527-6996.0000440](https://doi.org/10.1061/(ASCE)NH.1527-6996.0000440)
- Daza Acevedo, A. T., & Ocampo Bedon, M. A. (2022). *Incidencia de la componente vertical sísmica en la respuesta dinámica de una estructura de pórticos ubicada en la ciudad de Armenia - revisión bibliográfica y caso estudio* [Tesis de especialidad]. Universidad de Antioquia. <https://hdl.handle.net/10495/32603>

- Departamento del Distrito Federal. (1987, 5 de noviembre). *Norma Tecnica Complementaria Para Diseño Por Sismo* (NTC-DS-1987). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, D.F.
- Di Michele, F., Cantagallo, C., & Spacone, E. (2020). Effects of the vertical seismic component on seismic performance of an unreinforced masonry structures. *Bull Earthquake Eng*, 18(4), 1635-1656. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00765-3>
- Di Sarno, L., Amiri, S., & Garakaninezhad, A. (2020). Effects of incident angles of earthquake sequences on seismic demands of structures. *Structures*, 28, 1244-1251. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.09.064>
- Dilek, H., & Sadeghpour, A. (2022). A comparison of different linear and non-linear structural analysis methods. *ENG Trans*, 3, 1-9. <https://doi.org/10.52547/engt.3.2208102112805>
- Dutta, S. C., Das, P. K., & Sengupta, P. (2017). Seismic behaviour of irregular structures. *Struct Eng Int*, 27(4), 526-545. <https://doi.org/10.2749/222137917X14881938989765>
- Emami, A. R., & Halabian, A. M. (2015). Spatial distribution of ductility demand and damage index in 3D RC frame structures considering directionality effects: Spatial distribution of ductility demand and damage index. *Struct Design Tall Spec Build*, 24(16), 941-961. <https://doi.org/10.1002/tal.1219>
- Eser Aydemir, M., Evliyaoglu, U., & Malkoc, F. (2022). The effects of ground motion Incident angle for orthogonal and non-orthogonal structures. *Iran J Sci Technol Trans Civ Eng*, 46(6), 4051-4065. <https://doi.org/10.1007/s40996-022-00873-2>
- European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings* (EN 1998-1). CEN.
- Fan, Y., Wang, H., Xiang, Y., & Chen, C. (2026). Empirical model for vertical-to-horizontal spectral amplitude ratio of seismic design spectra considering incident angle effect. *Cogent Eng.*, 13(1), Article No. 2639240. <https://doi.org/10.1080/23311916.2026.2639240>
- Federal Emergency Management Agency. (2018, diciembre). *Seismic Performance Assessment of Buildings - Vol. I: Methodology* (FEMA P-58-1). FEMA. Washington, D.C.
- Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D., & Aschheim, M. (2014). Application of nonlinear static procedures for the seismic assessment of regular RC moment frame buildings. *Earthq Spectra*, 30(2), 767-794. <https://doi.org/10.1193/111511EQS281M>
- Giannopoulos, D., & Vamvatsikos, D. (2018). Ground motion records for seismic performance assessment: To rotate or not to rotate? *Earthquake Engng Struct Dyn*, 47(12), 2410-2425. <https://doi.org/10.1002/eqe.3090>
- Girmay, N., Poulos, A., & Miranda, E. (2024). Directionality and polarization of response spectral ordinates in the 2023 Kahramanmaras, Türkiye earthquake doublet. *Earthq Spectra*, 40(1), 486-504. <https://doi.org/10.1177/87552930231203989>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2023a). *Norma Tecnica Complementaria para Diseño por Sismo* (NTC-DS-2023). Gaceta Oficial de la Ciudad de México. CDMX, México.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2023b). *Norma Tecnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero* (NTC-DCEA-2023). Gaceta Oficial de la Ciudad de México. CDMX, México.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2023c). *Norma Tecnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones* (NTC-CADEE-2023). Gaceta Oficial de la Ciudad de México. CDMX, México.

- Gobierno de la Ciudad de México. (2023d). *Normas Técnicas Complementarias de CDMX* (NTC-2023). Gaceta Oficial de la Ciudad de México. CDMX, México. https://data.consejeria.cdmx.gob.mx/portal_old/uploads/gacetas/b3c4f4ff37241d0a93cc6742a8b0bf2f.pdf
- Gokdemir, H., Ozbasaran, H., Dogan, M., Unluoglu, E., & Albayrak, U. (2013). Effects of torsional irregularity to structures during earthquakes. *Eng Fail Anal*, 35, 713-717. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.06.028>
- Gudainiyan, J., & Gupta, P. K. (2024). Effect of Incidence Angle of Seismic Loading on an Isolated Building. *Recent Developments in Structural Engineering*, 5, 193-204. https://doi.org/10.1007/978-981-97-7043-4_19
- Haque, M. N., Zisan, M. B., Kibria, M. G., & Dey, A. K. (2021). Influence of planar irregularities on seismic responses of RC building. *Asian J Civ Eng*, 22, 995-1009. <https://doi.org/10.1007/s42107-021-00360-5>
- Hassoun, M. N., & Al-Manaseer, A. A. (2020). *Structural concrete: Theory and design* (7.^a ed.). Wiley.
- Hernández Silin, O. R. (2013, mayo). *Consideración del efecto de la componente vertical sísmica en el diseño de concreto reforzado*. <https://biblos.usac.edu.gt/opac/record/579479?&mode=advanced&query=@field1=encabezamiento@value1=%20%20%20%20%20%20%20%20%20%20%20%20%20MATERIALES&recnum=547#inventory>
- Hernández Vázquez, I. (2023). *Aislamiento sísmico en estructuras asimétricas para reducción de efecto de torsión* [Tesis de maestría]. Universidad Autónoma de Querétaro. Facultad de Ingeniería. <https://ri-ng.uaq.mx/handle/123456789/7857>
- Inel, M., Cayci, B. T., & Meral, E. (2018). Nonlinear static and dynamic analyses of RC buildings. *Int J Civ Eng*, 16, 1241-1259. <https://doi.org/10.1007/s40999-018-0285-0>
- Jara Díaz, M., Hernández Barrios, H., & Álvarez Mosqueda, O. (2022). Efecto del componente sísmico vertical en puentes. *Rev. Ing. Sísmica*, (108), 79-107. <https://doi.org/10.18867/ris.108.602>
- Kalkan, E., & Kwong, N. S. (2014). Pros and cons of rotating ground motion records to fault-normal/parallel directions for response history analysis of buildings. *J Struct Eng*, 140(3), 04013062. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000845](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000845)
- Khanal, B., & Chaulagain, H. (2020). Seismic elastic performance of L-shaped building frames through plan irregularities. *Structures*, 27, 22-36. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.05.017>
- Khosravi Larijani, A., & Tehrani, P. (2024). Investigating the effect of earthquake incident angle on seismic response and fragility analysis of irregular RC buildings with nonparallel systems. *Structures*, 68, Article No. 107135. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107135>
- Kostinakis, K. G., Manoukas, G. E., & Athanatopoulou, A. M. (2018). Influence of seismic incident angle on response of symmetric in plan buildings. *KSCE J Civ Eng*, 22(2), 725-735. <https://doi.org/10.1007/s12205-017-1279-1>
- Kote, P. B., Gupta, I. D., Madhekar, S. N., & Dawari, V. B. (2026). A response spectrum-based method for critical response of simple symmetrical buildings under bidirectional seismic excitation with uncertain angle of incidence. *Earthq Eng Resilience*, 5(1), 60-77. <https://doi.org/10.1002/eer2.70036>
- Kumar, A., & Jain, A. K. (2019). Performance of vertically irregular multi-storey structure with influence of angle under seismic displacement demand by 2D ground motion. *Int J Eng Dev Res*, 7(4), 332-340. <https://rjwave.org/IJEDR/papers/IJEDR1904059.pdf>
- Lagunas Muñoz, J. A., & Ayala, G. (2025). Un nuevo método de diseño sísmico basado en control de desplazamientos locales y distribución de daño. *Rev Ing Sísmica*, (114), e689. <https://doi.org/10.18867/ris.114.689>

- Lemus Rojano, J. L. (2021). *Relación entre la componente sísmica vertical y horizontal y efecto de la componente sísmica vertical en pórticos y sistemas combinados de concreto reforzado* [Tesis de maestría]. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. <https://repositorio.escuelaing.edu.co/handle/001/2012>
- Li, S., Zuo, Z., Zhai, C., & Xie, L. (2017). Comparison of static pushover and dynamic analyses using RC building shaking table experiment. *Eng Struct*, 136, 430-440. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.033>
- López Moreno, E. S. (2016). *Estudio de relaciones espectrales v/h asociado al sistema de fallas de Quito* [Tesis de maestría]. Escuela Politécnica Nacional. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/16699>
- Madhuri, S., & Kumar, P. (2024). Response of Asymmetric Reinforced Concrete Buildings under Directional Seismic Loads. *Asian J Civ Eng*, 25(2), 1625-1640. <https://doi.org/10.1007/s42107-023-00867-z>
- Mavronicola, E. A., Polycarpou, P. C., & Komodromos, P. (2020). Effect of ground motion directionality on the seismic response of base isolated buildings pounding against adjacent structures. *Eng Struct*, 207, Article No. 110202. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110202>
- Mazza, F. (2014). Modelling and nonlinear static analysis of reinforced concrete framed buildings irregular in plan. *Eng Struct*, 80, 98-108. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.08.026>
- Medina, C., & Galarza, D. (2020). Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA. *Rev Ing Constr*, 35(3), 257-274. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732020000300257>
- Meli Piralla, R. (2002). *Diseño Estructural* (2.^a ed.). Limusa.
- Meral, E., Tanik Cayci, B., & Inel, M. (2024). Comparative study on the linear and nonlinear dynamic analysis of typical RC buildings. *Rev Constr*, 23(3), 587-607. <https://doi.org/10.7764/RDLC.23.3.587>
- Mohod, M. V. (2015). Pushover analysis of structures with plan irregularity. *IOSR J Mech Civ Eng*, 12(4), 46-55. <https://doi.org/10.9790/1684-12474655>
- Morfidis, K., & Kostinakis, K. (2022). Rapid prediction of seismic incident angle's influence on the damage level of RC buildings using artificial neural networks. *Appl Sci*, 12(3), Article No. 1055. <https://doi.org/10.3390/app12031055>
- Mullapudi, S. kanya, & Rao, B. D. V. C. M. (2016). Influence of earthquake incidence angle on seismic response of irregular RC buildings. *i-manag J Struct Eng*, 4(4), 10-16. <https://doi.org/10.26634/jste.4.4.4851>
- National Institute of Standards and Technology. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design* (NIST GCR 10-917-5). National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, MD.
- Naveen, S. E., Abraham, N. M., & Kumari, A. S. D. (2019). Analysis of irregular structures under earthquake loads. *Procedia Structural Integrity*, 14, 806-819. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2019.07.059>
- Parab, N. M., & Bhusare, V. P. (2017). Review analysis on seismic performance of torsional irregular RC structures. *Int J Sci Technol Eng*, 3(9), 438-439.
- Patlán Manjarrez, C. M., & Hernández Barrios, H. (2025). El fam, una alternativa de análisis dinámico no lineal. *Rev Ing Sísmica*, (114), e663. <https://doi.org/10.18867/ris.114.663>
- Pattar, C. S., & Gokak, S. V. (2018). Analysis of diagrid structures with plan irregularity. *Int Res J Eng Technol*, 5(8), 435-438.

- Paucar Natividad, G. K., & Carpio Vera, G. R. (2024, 5 de enero). *Consideración del efecto tridireccional del movimiento sísmico para el análisis estructural de edificaciones de concreto armado con sistema dual en el Perú* [Tesis de licenciatura]. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Facultad de Ingeniería. <https://doi.org/10.19083/tesis/674085>
- Paul, A., Morshed, A. Z., & Parvez, Z. (2023). Study on seismic responses of plan irregular buildings due to torsional irregularity and re-entrant corners. *7th International Conference on Engineering Research, Innovation and Education (ICERIE 2023)*, 111-116.
- Pavel, F., & Nica, G. (2019). Influence of rotating strong ground motions on the response of doubly symmetrical RC wall structures in Romania and its implication on code provisions. *Int J Civ Eng*, 17(7), 969-979. <https://doi.org/10.1007/s40999-018-0346-4>
- Peña, L. A. P., & De Carvalho, G. N. D. (2015). Influence of the concrete structural configuration in the seismic response. *Rev IBRACON Estrut Mater*, 8(6), 800-826. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000600005>
- Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre, J., & Ramírez, L. (2018). Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México. *Salud Pública Méx*, 60, S41-251. <https://doi.org/10.21149/9300>
- Pillai, S. U., & Menon, D. (2007). *Reinforced Concrete Design* (2.ª ed.). Tata McGraw Hill.
- Pinzón, L. A., Pujades, L. G., Díaz, S. A., & Alva, R. E. (2018). Do directionality effects influence expected damage? A case study of the 2017 central Mexico earthquake. *Bull Seismol Soc Am*, 108, 2543-2555. <https://doi.org/10.1785/0120180049>
- Pinzón, L. A., Pujades, L. G., Medranda, I., & Alva, R. E. (2021). Case study of a heavily damaged building during the 2016 MW 7.8 Ecuador earthquake: Directionality effects in seismic actions and damage assessment. *Geosciences*, 11(2), 74-94. <https://doi.org/10.3390/geosciences11020074>
- Pinzon, L. A., Diaz, S. A., Pujades, L. G., & Vargas, Y. F. (2021). An efficient method for considering the directionality effect of earthquakes on structures. *J Earthq Eng*, 25(9), 1679-1708. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1597783>
- Prajwal, T., Parvez, I. A., & Kamath, K. (2017). Nonlinear analysis of irregular buildings considering the direction of seismic waves. *Materials Today: Proceedings*, 4(9), 9828-9832. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2017.06.275>
- Python Software Foundation. (2025). *Python Language Reference* (Ver. 3.12.10). <http://www.python.org>
- Ramírez Castañeda, J. E. (2015). *Obtención de las direcciones principales de análisis en edificios irregulares en planta* [Maestría]. Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería. <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/handle/132.248.52.100/8413>
- Rochel Awad, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios* (2.ª ed.). EAFIT.
- Rosenblueth, E. (1977). Efectos Del Componente Sísmico Vertical En Edificios Altos. *Rev Ing Sísmica*, (18), 1-18. <https://doi.org/10.18867/ris.18.387>
- Roy, A., Santra, A., & Roy, R. (2018). Estimating seismic response under bi-directional shaking per uni-directional analysis: Identification of preferred angle of incidence. *Soil Dyn Earthq Eng*, 106, 163-181. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.12.022>
- Rupali, J., & Abhishek, J. (2017). Study of effect of seismic excitation angle for the analysis of regular and irregular RC frame. *IOSR J Mech Civ Eng*, 14(02), 80-83. <https://doi.org/10.9790/1684-1402078083>

- Sangtarash, H., Banan, M. R., & Banan, M. R. (2018). Error estimation of nonlinear equivalent static analysis for 3D-BRB frames. *KSCE J Civ Eng*, 22(5), 1911-1919. <https://doi.org/10.1007/s12205-017-0142-8>
- Shahi, S. K., & Baker, J. W. (2014). NGA-West2 models for ground motion directionality. *Earthq Spectra*, 30(3), 1285-1300. <https://doi.org/10.1193/040913EQS097M>
- Skoulidou, D., & Romão, X. (2020). The significance of considering multiple angles of seismic incidence for estimating engineering demand parameters. *Bull Earthquake Eng*, 18(1), 139-163. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00724-y>
- Skoulidou, D., Romão, X., & Franchin, P. (2019). How is collapse risk of RC buildings affected by the angle of seismic incidence? *Earthquake Engng Struct Dyn*, 48(14), 1575-1594. <https://doi.org/10.1002/eqe.3214>
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. (2026). *Código Modelo Mexicano para el Diseño Sísmico de Edificaciones*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. México. <https://smis.org.mx/codigomodelo/>
- Sun, M., Fan, F., Sun, B., & Zhi, X. (2016). Study on the effect of ground motion direction on the response of engineering structure. *Earthq Engng Vib*, 15(4), 649-656. <https://doi.org/10.1007/s11803-016-0355-8>
- Tena-Colunga, A. (2010). Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios, 1-57. https://www.researchgate.net/publication/262180547_Irregularidad_estructural_y_su_efecto_en_la_respuesta_sismica_de_edificios
- Tena-Colunga, A. (2021). Conditions of structural irregularity. Relationships with observed earthquake damage in Mexico city in 2017. *Soil Dyn Earthq Eng*, 143, Article No. 106630. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106630>
- Trifunac, M. D., & Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bull Seismol Soc Am*, 65(3), 581-626. <https://doi.org/10.1785/BSSA0650030581>
- Valdés Vázquez, J. G., García-Soto, A. D., & Jaimes, M. Á. (2021). Impact of the vertical component of earthquake ground motion in the performance level of steel buildings. *Appl Sci*, 11(4), Article No. 1925. <https://doi.org/10.3390/app11041925>
- Valenzuela Beltrán, F., Reyes Salazar, A., De León Escobedo, D., Bojórquez Mora, E., & López Barraza, A. (2015). Reglas de combinación de los efectos de las tres componentes de terremotos y respuesta crítica. *Rev Ing Sísmica*, (92), 65-94. <https://doi.org/10.18867/ris.92.240>
- Vats, F., & Basu, D. (2025). Capturing the peak response over all possible orientations for direction of arrival of multicomponent seismic excitation. *Earthquake Engng Struct Dyn*, 54(12), 3108-3129. <https://doi.org/10.1002/eqe.70018>
- Velásquez Aroquipa, H. (2016, diciembre). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en concreto reforzado mediante análisis dinámico no lineal simplificado* [Magister]. Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería. <https://doi.org/10.71590/1992/13900>
- Villafuerte Lujano, I. A., & Fernández-Dávila González, V. I. (2024). Respuesta sísmica de edificios de 8 niveles de concreto armado con irregularidad en planta. *Ingeniería*, 34(2), 21-37. <https://doi.org/10.15517/ri.v34i2.56413>

APÉNDICE A: ACELEROGRAMAS

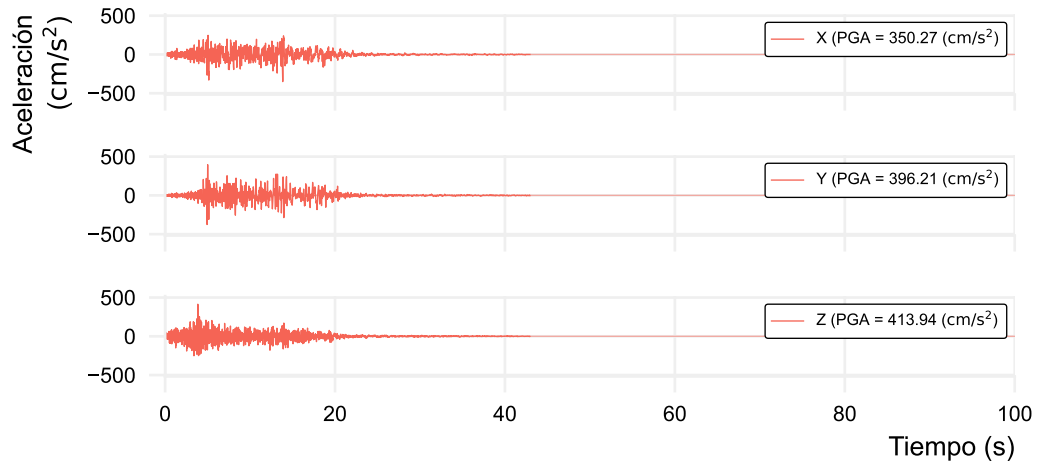


Figura A.1. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-01 (CALE9701.111).

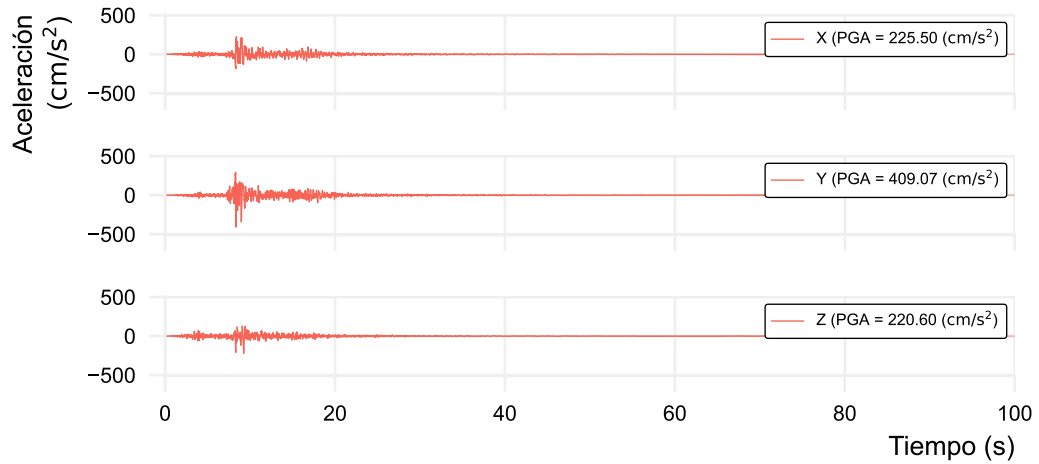


Figura A.2. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-02 (HUAM2006.232).

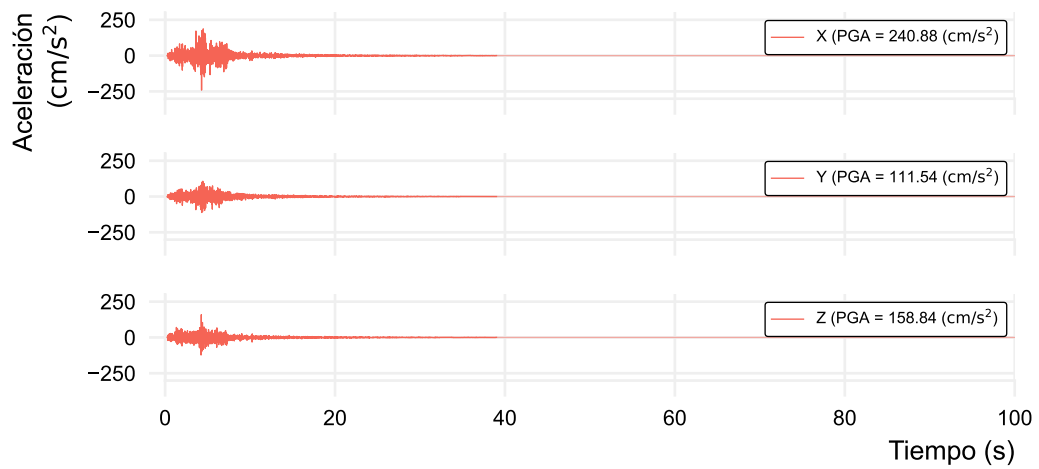


Figura A.3. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-03 (JAMI1802.198).

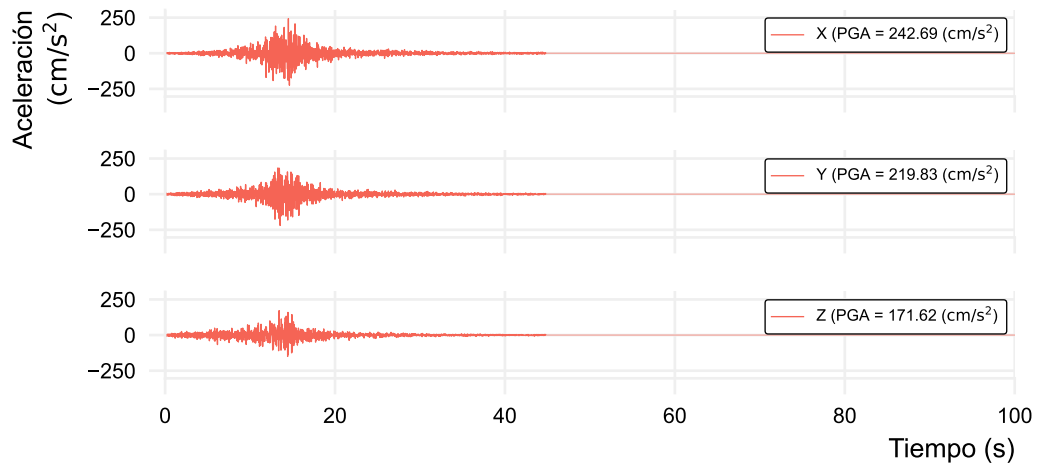


Figura A.4. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-04 (PAPN8509.211).

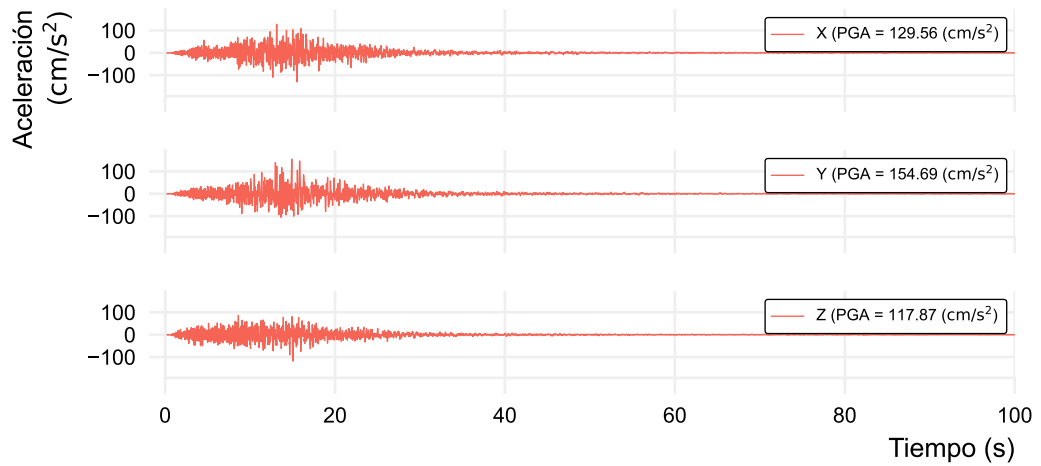


Figura A.5. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-05 (RABO1709.191).

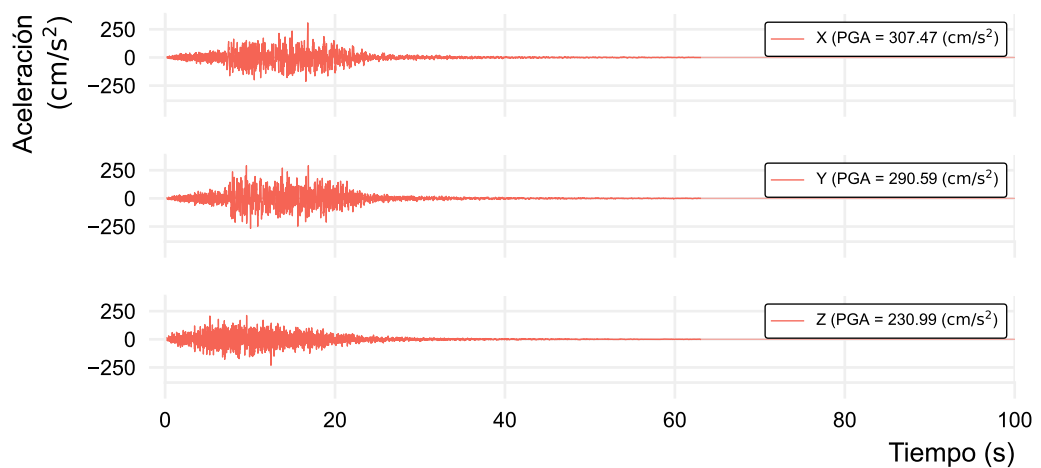


Figura A.6. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-06 (RIOG9909.301).

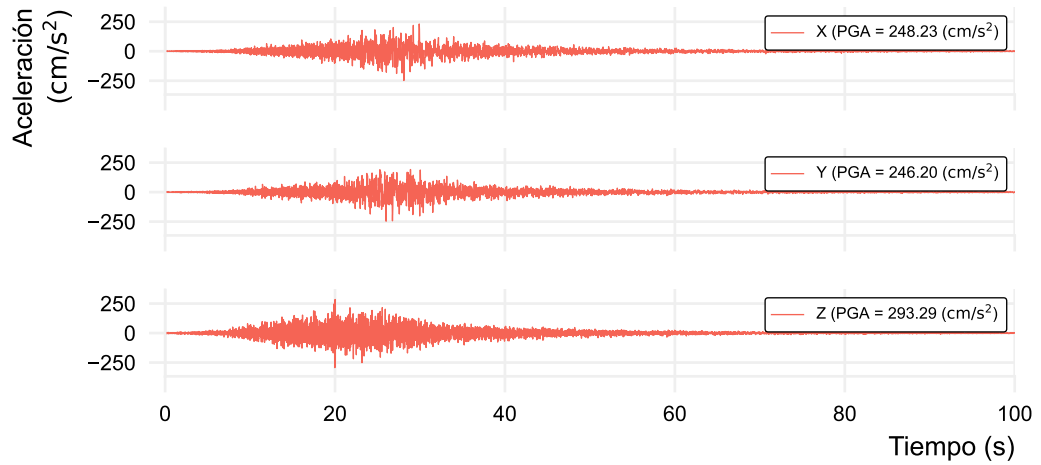


Figura A.7. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-07 (SCRU1709.081).

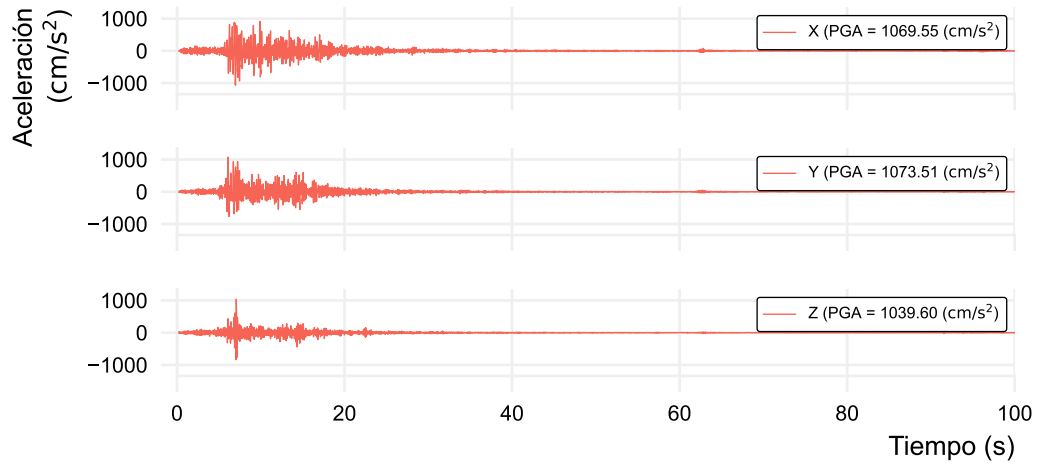


Figura A.8. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-08 (SJLL1203.202).

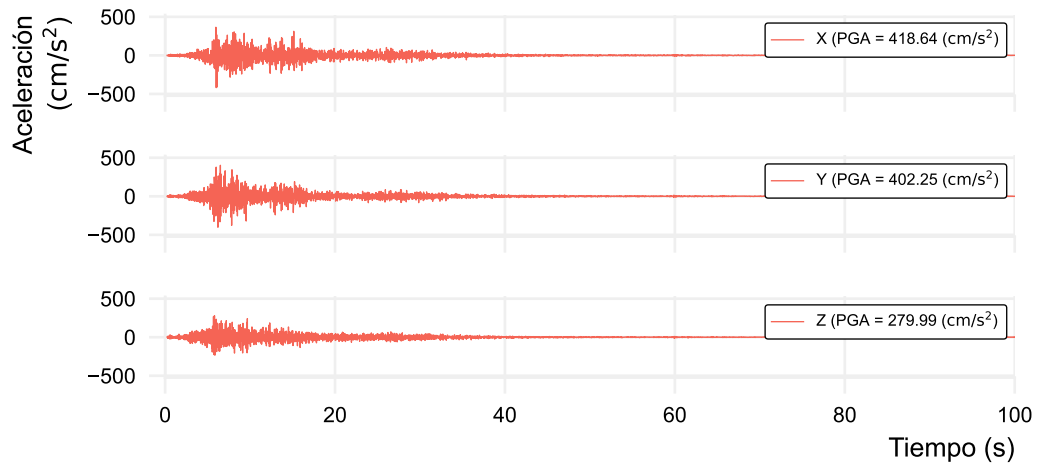


Figura A.9. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-09 (SLU21404.182).

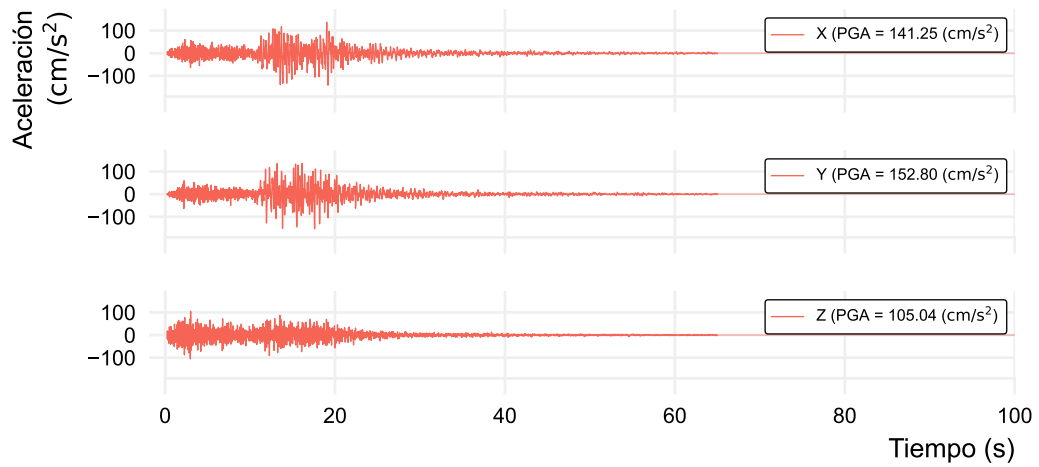


Figura A.10. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-10 (TAJN1706.141).

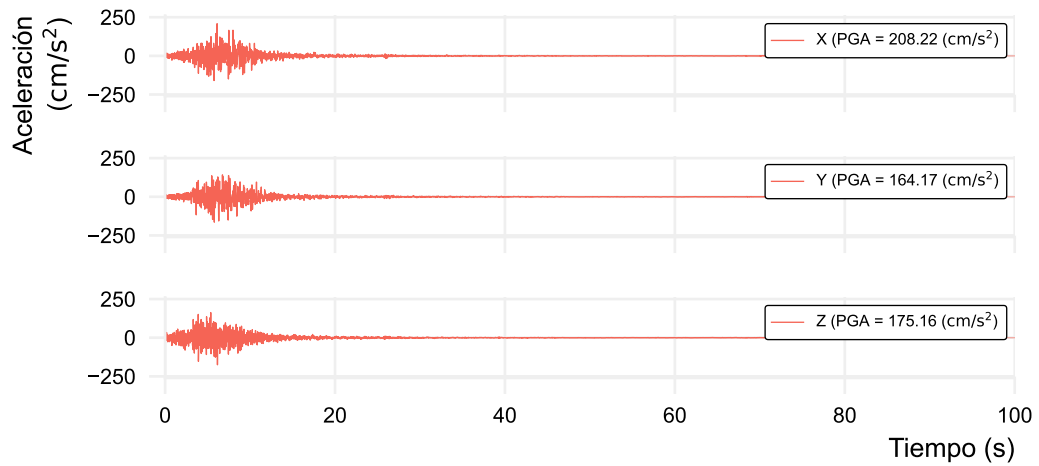


Figura A.11. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-11 (VNTA2109.082).

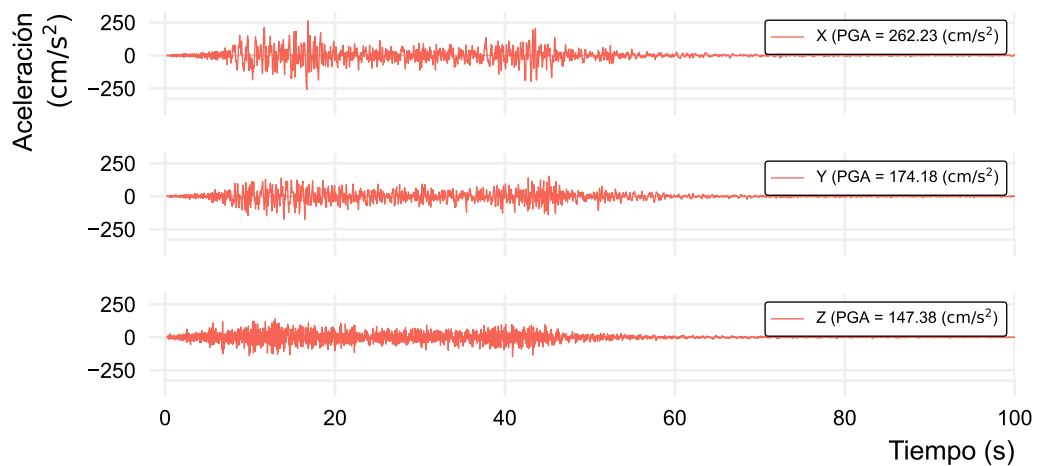


Figura A.12. Acelerograma de las tres componentes del registro sísmico REG-12 (ZACA8509.191).

APÉNDICE B: FACTORES DE SESGO DIRECCIONAL

Cuadro B.1. Variación del factor de sesgo direccional: desplazamientos máximos de azotea.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
Δ_x	REG-01	1.01	1.07	1.03	1.00	1.05	1.00	1.12	1.12	1.01	1.03	1.11	1.01
	REG-02	1.02	1.01	1.02	1.00	1.03	1.00	1.16	1.03	1.00	1.04	1.03	1.00
	REG-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-04	1.04	1.05	1.07	1.03	1.06	1.06	1.28	1.19	1.03	1.08	1.10	1.00
	REG-05	1.08	1.08	1.07	1.00	1.08	1.01	1.10	1.09	1.01	1.07	1.08	1.06
	REG-06	1.18	1.12	1.12	1.19	1.14	1.10	1.15	1.16	1.13	1.12	1.21	1.15
	REG-07	1.27	1.21	1.15	1.03	1.20	1.08	1.17	1.07	1.04	1.17	1.12	1.09
	REG-08	1.16	1.16	1.12	1.07	1.15	1.04	1.17	1.13	1.15	1.12	1.16	1.13
	REG-09	1.01	1.01	1.00	1.00	1.01	1.00	1.03	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-10	1.16	1.15	1.15	1.00	1.16	1.04	1.22	1.13	1.00	1.15	1.14	1.02
	REG-11	1.19	1.18	1.17	1.07	1.18	1.10	1.11	1.14	1.08	1.18	1.18	1.11
	REG-12	1.05	1.05	1.05	1.01	1.05	1.00	1.02	1.02	1.05	1.05	1.05	1.07
Δ_y	REG-01	1.01	1.07	1.01	1.02	1.05	1.04	1.12	1.11	1.00	1.03	1.11	1.00
	REG-02	1.02	1.02	1.03	1.00	1.03	1.00	1.13	1.03	1.00	1.04	1.03	1.00
	REG-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-04	1.04	1.05	1.08	1.02	1.06	1.07	1.24	1.19	1.00	1.08	1.10	1.04
	REG-05	1.08	1.08	1.08	1.07	1.08	1.08	1.10	1.07	1.07	1.08	1.08	1.02
	REG-06	1.18	1.11	1.11	1.16	1.14	1.12	1.15	1.19	1.21	1.12	1.19	1.07
	REG-07	1.27	1.21	1.15	1.13	1.20	1.16	1.04	1.12	1.12	1.17	1.12	1.06
	REG-08	1.16	1.15	1.09	1.08	1.14	1.09	1.16	1.15	1.10	1.12	1.16	1.00
	REG-09	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-10	1.16	1.15	1.14	1.12	1.16	1.15	1.08	1.21	1.08	1.15	1.14	1.00
	REG-11	1.19	1.18	1.18	1.16	1.18	1.18	1.09	1.10	1.15	1.18	1.18	1.10
	REG-12	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.00	1.02	1.05	1.05	1.05	1.00

Cuadro B.2. Variación del factor de sesgo direccional: distorsiones máximas de entropiso.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII	
γ_x	REG-01	1.04-1.08	1.01-1.05	1.0-1.1	1.0	1.0-1.06	1.0-1.03	1.0-1.24	1.0-1.28	1.0	1.01-1.11	1.03-1.09	1.0-1.05	
	REG-02	1.0-1.3	1.0-1.25	1.0-1.24	1.0	1.0-1.25	1.0-1.03	1.06-1.31	1.01-1.32	1.0	1.0-1.24	1.01-1.29	1.03-1.13	
	REG-03	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.03	1.0-1.02	1.0	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0
	REG-04	1.03-1.08	1.01-1.08	1.01-1.17	1.0-1.15	1.03-1.1	1.0-1.19	1.0-1.19	1.02-1.15	1.0-1.14	1.0-1.09	1.02-1.12	1.04-1.17	1.0-1.11
	REG-05	1.03-1.16	1.02-1.14	1.0-1.14	1.0-1.06	1.01-1.16	1.0-1.07	1.0-1.07	1.0-1.15	1.0-1.17	1.02-1.11	1.04-1.16	1.0-1.14	1.0-1.12
	REG-06	1.04-1.38	1.04-1.25	1.04-1.19	1.0-1.11	1.07-1.27	1.0-1.13	1.16-1.34	1.12-1.18	1.0-1.16	1.0-1.16	1.04-1.22	1.08-1.19	1.02-1.32
	REG-07	1.0-1.36	1.04-1.35	1.0-1.34	1.0-1.22	1.0-1.38	1.0-1.22	1.1-1.2	1.0-1.2	1.0-1.2	1.0-1.14	1.0-1.36	1.01-1.25	1.0-1.11
	REG-08	1.06-1.21	1.05-1.2	1.05-1.22	1.0-1.2	1.06-1.23	1.0-1.17	1.12-1.35	1.07-1.33	1.0-1.19	1.0-1.19	1.07-1.23	1.09-1.24	1.08-1.2
	REG-09	1.02-1.06	1.02-1.16	1.01-1.21	1.0-1.05	1.02-1.26	1.0-1.11	1.0-1.14	1.0-1.12	1.0-1.12	1.0-1.02	1.01-1.24	1.0-1.19	1.0-1.11
	REG-10	1.1-1.21	1.09-1.2	1.11-1.24	1.0-1.05	1.11-1.21	1.0-1.1	1.02-1.41	1.01-1.35	1.0-1.04	1.0-1.04	1.11-1.21	1.12-1.2	1.0-1.24
	REG-11	1.23-1.31	1.21-1.34	1.19-1.32	1.04-1.23	1.2-1.35	1.07-1.24	1.11-1.22	1.12-1.19	1.04-1.23	1.04-1.23	1.2-1.37	1.18-1.34	1.09-1.29
	REG-12	1.0-1.11	1.0-1.1	1.0-1.09	1.0	1.0-1.1	1.0	1.0-1.06	1.0-1.05	1.0	1.0-1.1	1.0-1.1	1.0-1.09	1.0-1.05
γ_y	REG-01	1.04-1.08	1.0-1.04	1.0-1.1	1.03-1.09	1.01-1.06	1.01-1.07	1.0-1.09	1.01-1.2	1.03-1.07	1.01-1.11	1.02-1.09	1.0-1.13	
	REG-02	1.0-1.3	1.0-1.28	1.0-1.27	1.01-1.22	1.0-1.25	1.01-1.22	1.0-1.27	1.05-1.31	1.01-1.23	1.0-1.25	1.0-1.3	1.0	
	REG-03	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0	1.0-1.02	1.0-1.01	1.0-1.01	1.0-1.05	
	REG-04	1.03-1.08	1.02-1.08	1.03-1.14	1.05-1.2	1.02-1.09	1.04-1.16	1.0-1.12	1.01-1.15	1.06-1.18	1.02-1.12	1.03-1.16	1.0-1.16	
	REG-05	1.03-1.16	1.0-1.16	1.0-1.15	1.0-1.15	1.02-1.17	1.02-1.16	1.0-1.15	1.0-1.16	1.0-1.15	1.0-1.15	1.04-1.16	1.0-1.13	1.0-1.09
	REG-06	1.04-1.38	1.05-1.25	1.03-1.19	1.03-1.14	1.06-1.28	1.05-1.18	1.01-1.17	1.11-1.21	1.03-1.16	1.04-1.22	1.07-1.19	1.0-1.21	
	REG-07	1.0-1.36	1.04-1.37	1.0-1.35	1.0-1.32	1.0-1.36	1.0-1.34	1.0-1.14	1.02-1.23	1.0-1.22	1.0-1.22	1.0-1.37	1.0-1.25	1.01-1.12
	REG-08	1.06-1.21	1.06-1.19	1.07-1.22	1.09-1.22	1.07-1.22	1.07-1.19	1.09-1.37	1.11-1.34	1.08-1.24	1.08-1.24	1.07-1.23	1.09-1.25	1.0-1.24
	REG-09	1.02-1.06	1.02-1.14	1.01-1.19	1.01-1.08	1.02-1.26	1.01-1.13	1.0-1.1	1.0-1.16	1.01-1.08	1.01-1.08	1.01-1.24	1.01-1.18	1.0-1.15
	REG-10	1.1-1.21	1.1-1.21	1.12-1.25	1.0-1.26	1.1-1.22	1.08-1.26	1.0-1.3	1.05-1.4	1.0-1.22	1.12-1.21	1.11-1.2	1.01-1.26	
	REG-11	1.23-1.31	1.21-1.33	1.19-1.32	1.19-1.33	1.21-1.35	1.19-1.32	1.03-1.23	1.12-1.23	1.2-1.31	1.21-1.37	1.17-1.34	1.0-1.32	
	REG-12	1.0-1.11	1.0-1.1	1.0-1.1	1.0-1.07	1.0-1.1	1.0-1.1	1.0-1.1	1.0-1.06	1.02-1.06	1.0-1.08	1.0-1.1	1.0-1.08	1.0-1.08

Cuadro B.3. Variación del factor de sesgo direccional: reacciones máximas en la base.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
F_x	REG-01	1.08	1.07	1.05	1.04	1.06	1.05	1.00	1.00	1.04	1.06	1.02	1.00
	REG-02	1.08	1.12	1.15	1.15	1.14	1.12	1.34	1.28	1.17	1.15	1.18	1.16
	REG-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-04	1.03	1.05	1.03	1.01	1.05	1.03	1.03	1.03	1.02	1.03	1.02	1.00
	REG-05	1.01	1.01	1.00	1.05	1.01	1.02	1.05	1.05	1.04	1.01	1.04	1.02
	REG-06	1.02	1.02	1.12	1.15	1.04	1.11	1.24	1.11	1.13	1.08	1.11	1.21
	REG-07	1.27	1.29	1.14	1.09	1.23	1.14	1.12	1.15	1.12	1.17	1.08	1.00
	REG-08	1.11	1.13	1.14	1.15	1.13	1.14	1.16	1.16	1.14	1.14	1.14	1.13
	REG-09	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.03	1.03	1.05	1.04	1.04	1.00
	REG-10	1.06	1.02	1.04	1.06	1.03	1.04	1.28	1.28	1.05	1.03	1.03	1.06
	REG-11	1.19	1.19	1.18	1.19	1.19	1.18	1.16	1.19	1.18	1.18	1.19	1.15
	REG-12	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.00	1.00	1.03	1.03	1.03	1.02
F_y	REG-01	1.08	1.07	1.05	1.00	1.06	1.00	1.03	1.01	1.00	1.06	1.02	1.01
	REG-02	1.08	1.12	1.15	1.07	1.14	1.09	1.34	1.26	1.09	1.15	1.18	1.17
	REG-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-04	1.03	1.05	1.03	1.00	1.05	1.01	1.02	1.01	1.00	1.03	1.02	1.02
	REG-05	1.01	1.01	1.01	1.03	1.01	1.00	1.03	1.00	1.04	1.01	1.04	1.04
	REG-06	1.02	1.03	1.12	1.09	1.04	1.09	1.21	1.10	1.07	1.08	1.10	1.21
	REG-07	1.27	1.29	1.14	1.03	1.23	1.09	1.12	1.12	1.03	1.17	1.08	1.07
	REG-08	1.11	1.13	1.14	1.13	1.13	1.13	1.16	1.16	1.13	1.13	1.14	1.14
	REG-09	1.04	1.04	1.04	1.02	1.04	1.01	1.02	1.02	1.02	1.04	1.04	1.03
	REG-10	1.06	1.02	1.04	1.04	1.03	1.01	1.28	1.27	1.04	1.03	1.03	1.08
	REG-11	1.19	1.19	1.18	1.15	1.18	1.16	1.16	1.17	1.15	1.18	1.19	1.18
	REG-12	1.04	1.03	1.03	1.00	1.03	1.01	1.06	1.02	1.00	1.03	1.03	1.03
F_z	REG-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-07	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Cuadro B.3. Variación del factor de sesgo direccional: reacciones máximas en la base (continuación).

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII	
M_x	REG-01	1.00	1.00	1.01	1.02	1.00	1.00	1.02	1.01	1.02	1.00	1.02	1.02	
	REG-02	1.00	1.00	1.00	1.01	1.00	1.00	1.03	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	
	REG-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	REG-04	1.01	1.01	1.02	1.01	1.01	1.01	1.06	1.04	1.01	1.02	1.02	1.03	
	REG-05	1.01	1.02	1.02	1.02	1.01	1.02	1.02	1.02	1.01	1.02	1.01	1.02	1.02
	REG-06	1.03	1.02	1.03	1.05	1.02	1.02	1.04	1.03	1.04	1.04	1.02	1.04	1.05
	REG-07	1.04	1.04	1.04	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.03	1.03	1.02	1.03
	REG-08	1.02	1.02	1.03	1.02	1.02	1.02	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
	REG-09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	REG-10	1.03	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02
	REG-11	1.03	1.03	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.04
	REG-12	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01
M_y	REG-01	1.00	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00	1.01	1.02	1.00	1.00	1.02	1.00	
	REG-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.03	1.02	1.00	1.00	1.00	
	REG-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	REG-04	1.01	1.01	1.02	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.00	1.02	1.03	1.01	
	REG-05	1.01	1.02	1.02	1.00	1.00	1.00	1.01	1.02	1.00	1.01	1.02	1.00	
	REG-06	1.03	1.02	1.03	1.00	1.00	1.00	1.04	1.04	1.00	1.02	1.04	1.01	
	REG-07	1.04	1.04	1.04	1.00	1.00	1.00	1.04	1.02	1.00	1.03	1.02	1.00	
	REG-08	1.02	1.02	1.03	1.00	1.00	1.00	1.02	1.02	1.00	1.02	1.02	1.00	
	REG-09	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	
	REG-10	1.03	1.03	1.03	1.00	1.00	1.00	1.03	1.03	1.00	1.02	1.02	1.00	
	REG-11	1.03	1.03	1.04	1.00	1.00	1.00	1.02	1.03	1.00	1.03	1.03	1.01	
	REG-12	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.00
M_z	REG-01	1.03	1.04	1.09	1.00	1.03	1.02	1.08	1.07	1.00	1.07	1.11	1.09	
	REG-02	1.00	1.00	1.01	1.02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	REG-03	1.22	1.24	1.26	1.19	1.20	1.18	1.29	1.20	1.16	1.26	1.24	1.29	
	REG-04	1.07	1.07	1.08	1.02	1.09	1.05	1.06	1.11	1.02	1.07	1.08	1.11	
	REG-05	1.07	1.11	1.04	1.11	1.09	1.16	1.11	1.09	1.12	1.04	1.04	1.01	
	REG-06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.02	1.03	1.00	1.00	1.02	
	REG-07	1.00	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00	1.02	1.04	1.00	1.01	1.01	1.05	
	REG-08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00	
	REG-09	1.12	1.13	1.13	1.17	1.08	1.12	1.08	1.09	1.12	1.12	1.13	1.14	
	REG-10	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.00	1.00	
	REG-11	1.01	1.01	1.01	1.03	1.02	1.02	1.03	1.01	1.04	1.01	1.01	1.00	
	REG-12	1.12	1.13	1.15	1.11	1.10	1.10	1.05	1.08	1.10	1.15	1.18	1.20	

Cuadro B.4. Variación del factor de sesgo direccional: fuerza axial de compresión en columnas.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
	REG-01	1.01	1.0-1.04	1.01-1.02	1.0-1.05	1.0-1.04	1.01-1.03	1.0-1.08	1.05-1.06	1.01-1.08	1.0-1.04	1.03-1.07	1.01-1.06
	REG-02	1.01	1.0-1.03	1.01	1.0-1.02	1.0-1.04	1.0-1.01	1.0-1.06	1.01	1.0-1.03	1.0-1.04	1.0-1.01	1.0-1.06
	REG-03	1.0	1.0-1.02	1.0	1.0-1.09	1.0-1.02	1.0	1.0-1.08	1.0	1.0-1.16	1.01	1.0-1.01	1.0-1.13
	REG-04	1.02	1.0-1.08	1.04-1.05	1.01-1.09	1.01-1.09	1.03-1.06	1.01-1.12	1.12-1.15	1.0-1.18	1.01-1.1	1.02-1.07	1.0-1.06
	REG-05	1.04	1.01-1.09	1.03-1.04	1.01-1.08	1.01-1.1	1.03-1.05	1.0-1.13	1.04-1.06	1.01-1.09	1.01-1.09	1.01-1.05	1.02-1.09
	REG-06	1.07-1.08	1.01-1.11	1.05-1.06	1.0-1.13	1.01-1.1	1.04-1.06	1.0-1.08	1.09-1.11	1.0-1.11	1.01-1.12	1.06-1.11	1.0-1.14
	REG-07	1.11	1.04-1.15	1.06-1.07	1.0-1.08	1.03-1.16	1.05-1.08	1.0-1.08	1.05-1.06	1.0-1.13	1.03-1.14	1.01-1.05	1.01-1.12
	REG-08	1.04	1.01-1.06	1.03-1.04	1.01-1.06	1.01-1.06	1.03-1.05	1.0-1.1	1.04-1.05	1.01-1.08	1.01-1.06	1.01-1.04	1.01-1.09
	REG-09	1.0	1.0-1.02	1.0	1.0-1.08	1.0-1.02	1.0	1.0-1.08	1.04-1.05	1.0-1.13	1.0-1.02	1.01-1.03	1.0-1.08
	REG-10	1.08-1.09	1.03-1.13	1.05-1.06	1.0-1.07	1.03-1.12	1.05-1.08	1.01-1.09	1.08-1.1	1.0-1.14	1.03-1.11	1.05-1.12	1.0-1.11
	REG-11	1.09	1.04-1.1	1.07-1.08	1.0-1.09	1.04-1.11	1.07-1.09	1.0-1.1	1.06-1.07	1.01-1.12	1.04-1.13	1.03-1.08	1.0-1.12
	REG-12	1.03	1.0-1.06	1.02-1.03	1.02-1.07	1.0-1.07	1.02-1.04	1.01-1.12	1.01	1.0-1.09	1.0-1.07	1.02-1.07	1.01-1.05
	REG-01	1.09	1.02-1.09	1.01-1.05	1.0-1.21	1.08-1.09	1.02-1.06	1.0-1.19	1.02-1.06	1.0-1.21	1.01-1.08	1.03-1.04	1.0-1.15
	REG-02	1.09	1.0-1.09	1.01-1.1	1.05-1.09	1.08-1.09	1.04-1.1	1.01-1.07	1.02	1.05-1.13	1.0-1.09	1.0-1.1	1.0-1.09
	REG-03	1.18-1.19	1.02-1.19	1.02-1.2	1.05-1.21	1.18-1.19	1.12-1.22	1.08-1.22	1.16-1.21	1.04-1.2	1.02-1.2	1.01-1.2	1.0-1.18
	REG-04	1.08	1.01-1.07	1.01-1.06	1.03-1.1	1.06	1.04-1.08	1.0-1.08	1.0-1.01	1.03-1.08	1.01-1.05	1.0-1.03	1.0-1.12
	REG-05	1.05	1.01-1.05	1.0-1.05	1.0-1.27	1.05-1.06	1.02-1.09	1.0-1.22	1.03-1.07	1.0-1.28	1.01-1.05	1.01-1.05	1.0-1.17
	REG-06	1.02	1.0-1.03	1.0-1.04	1.0-1.1	1.03	1.01-1.05	1.01-1.15	1.01-1.03	1.0-1.08	1.0-1.04	1.0	1.0-1.16
	REG-07	1.0	1.0-1.01	1.01-1.03	1.01-1.09	1.01-1.02	1.01-1.04	1.0-1.11	1.02-1.08	1.01-1.06	1.01-1.03	1.0-1.05	1.0-1.11
	REG-08	1.04-1.05	1.01-1.05	1.02-1.05	1.0-1.22	1.04-1.05	1.02-1.08	1.0-1.19	1.02-1.07	1.0-1.22	1.01-1.05	1.0-1.05	1.0-1.14
	REG-09	1.16	1.03-1.17	1.0-1.13	1.01-1.11	1.15-1.16	1.11-1.18	1.0-1.23	1.02-1.05	1.02-1.14	1.02-1.14	1.01-1.09	1.0-1.13
	REG-10	1.01	1.01-1.02	1.0-1.02	1.0-1.06	1.01-1.02	1.0-1.03	1.0-1.03	1.0-1.02	1.0-1.08	1.0-1.02	1.01-1.04	1.0-1.13
	REG-11	1.0	1.0	1.0-1.02	1.0-1.16	1.01	1.01-1.03	1.0-1.2	1.01-1.04	1.0-1.13	1.0-1.02	1.0-1.02	1.01-1.11
	REG-12	1.06	1.01-1.07	1.01-1.07	1.02-1.17	1.06-1.07	1.05-1.09	1.04-1.22	1.06-1.16	1.01-1.17	1.01-1.07	1.04-1.07	1.01-1.14

C_{borde}

$C_{esquina}$

Cuadro B.4. Variación del factor de sesgo direccional: fuerza axial de compresión en columnas (continuación).

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
	REG-01	1.0	1.0	0	1.01	1.0-1.01	1.0-1.01	0	0	1.0-1.04	1.01	0	1.0
	REG-02	1.0	1.0-1.01	0	1.01	1.0-1.01	1.01	0	0	1.0-1.01	1.0	0	1.0-1.01
	REG-03	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.0	0	0	1.0	1.01	0	1.0
	REG-04	1.0	1.0	0	1.02-1.03	1.0-1.01	1.01	0	0	1.0-1.03	1.0	0	1.0-1.03
	REG-05	1.0	1.0-1.01	0	1.01	1.0-1.01	1.01	0	0	1.0-1.04	1.0	0	1.0-1.02
	REG-06	1.0	1.0-1.01	0	1.02	1.0-1.02	1.02-1.03	0	0	1.01-1.06	1.0	0	1.01-1.02
	REG-07	1.0	1.0-1.02	0	1.01-1.03	1.0-1.03	1.02-1.03	0	0	1.01-1.08	1.0	0	1.01-1.02
	REG-08	1.0	1.0-1.01	0	1.01-1.02	1.0-1.01	1.01	0	0	1.0-1.04	1.0	0	1.0-1.01
	REG-09	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.0	0	0	1.0	1.01	0	1.0-1.01
	REG-10	1.0	1.0-1.01	0	1.02	1.0-1.02	1.01-1.02	0	0	1.0-1.05	1.0	0	1.01-1.03
	REG-11	1.0	1.0-1.01	0	1.02-1.03	1.01-1.04	1.02-1.03	0	0	1.01-1.06	1.0	0	1.01-1.02
	REG-12	1.0	1.0	0	1.0-1.02	1.0-1.01	1.01	0	0	1.0-1.03	1.0	0	1.01

Cuadro B.5. Variación del factor de sesgo direccional: rotaciones plásticas.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
R_2	REG-01	1.12	1.08	1.06	1.01	1.08	1.08	1.85	1.00	1.00	1.06	1.04	1.00
	REG-02	1.10	1.20	1.18	1.00	1.13	1.16	1.31	1.18	1.00	1.13	1.15	1.38
	REG-03	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.03	1.00	1.00	1.00	1.03
	REG-04	1.05	1.07	1.11	1.04	1.07	1.17	1.13	1.05	1.08	1.04	1.09	1.00
	REG-05	1.05	1.00	1.04	1.00	1.04	1.10	1.25	1.04	1.00	1.07	1.17	1.00
	REG-06	1.00	1.02	1.19	1.03	1.09	1.37	1.42	1.0	1.01	1.10	1.29	1.18
	REG-07	1.33	1.35	1.22	1.06	1.25	1.01	1.07	1.2	1.07	1.12	1.15	1.04
	REG-08	1.22	1.20	1.18	1.21	1.19	1.20	1.33	1.32	1.21	1.21	1.16	1.05
	REG-09	1.07	1.04	1.01	1.09	1.02	1.07	1.00	1.05	1.00	1.04	1.08	1.00
	REG-10	1.30	1.23	1.00	1.31	1.14	1.09	1.57	1.21	1.18	1.00	1.05	1.07
	REG-11	1.14	1.10	1.29	1.54	1.14	1.25	1.40	1.28	1.52	1.25	1.32	1.06
	REG-12	1.02	1.01	1.00	1.00	1.02	1.09	1.12	1.0	1.00	1.06	1.04	1.04
R_3	REG-01	1.12	1.10	1.08	1.00	1.08	1.00	1.00	1.00	1.00	1.06	1.02	1.11
	REG-02	1.10	1.17	1.19	1.03	1.09	1.00	1.23	1.27	1.06	1.11	1.20	1.27
	REG-03	1.01	1.00	1.00	1.03	1.00	1.03	1.02	1.0	1.05	1.00	1.00	1.04
	REG-04	1.06	1.07	1.07	1.16	1.10	1.11	1.07	1.0	1.22	1.04	1.11	1.00
	REG-05	1.06	1.00	1.04	1.00	1.07	1.00	1.00	1.03	1.00	1.06	1.14	1.37
	REG-06	1.00	1.00	1.07	1.08	1.00	1.36	1.61	1.37	1.20	1.03	1.16	1.13
	REG-07	1.33	1.32	1.22	1.00	1.23	1.00	1.20	1.18	1.00	1.10	1.16	1.04
	REG-08	1.22	1.20	1.19	1.12	1.19	1.15	1.27	1.26	1.18	1.21	1.17	1.20
	REG-09	1.05	1.05	1.00	1.00	1.02	1.00	1.12	1.0	1.00	1.03	1.07	1.11
	REG-10	1.29	1.27	1.05	1.09	1.11	1.00	1.26	1.05	1.08	1.02	1.15	1.41
	REG-11	1.15	1.10	1.32	1.29	1.09	1.19	1.22	1.13	1.30	1.26	1.45	1.25
	REG-12	1.02	1.04	1.00	1.01	1.03	1.00	1.00	1.0	1.00	1.05	1.03	1.13
N_{RP}	REG-01	1.03	1.04	1.08	1.00	1.01	1.08	1.50	1.00	1.05	1.00	1.06	1.15
	REG-02	1.00	1.01	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.02	1.06	1.00	1.06	1.02
	REG-03	1.03	1.01	1.01	1.07	1.04	1.04	1.06	1.01	1.02	1.01	1.05	1.04
	REG-04	1.00	1.05	1.06	1.14	1.00	1.03	1.11	1.05	1.06	1.06	1.03	1.00
	REG-05	1.03	1.04	1.09	1.01	1.05	1.00	1.06	1.04	1.03	1.04	1.04	1.04
	REG-06	1.13	1.03	1.02	1.09	1.01	1.05	1.01	1.03	1.09	1.02	1.07	1.00
	REG-07	1.00	1.01	1.01	1.01	1.02	1.00	1.09	1.1	1.12	1.01	1.00	1.00
	REG-08	1.03	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	1.10	1.03	1.04	1.00	1.02	1.01
	REG-09	1.02	1.01	1.02	1.03	1.01	1.04	1.01	1.11	1.09	1.02	1.00	1.04
	REG-10	1.02	1.00	1.03	1.07	1.02	1.11	1.07	1.02	1.09	1.06	1.02	1.03
	REG-11	1.02	1.01	1.01	1.09	1.01	1.03	1.09	1.03	1.11	1.03	1.08	1.00
	REG-12	1.00	1.01	1.08	1.02	1.01	1.04	1.50	1.0	1.02	1.04	1.05	1.12

APÉNDICE C: DIAGRAMAS POLARES

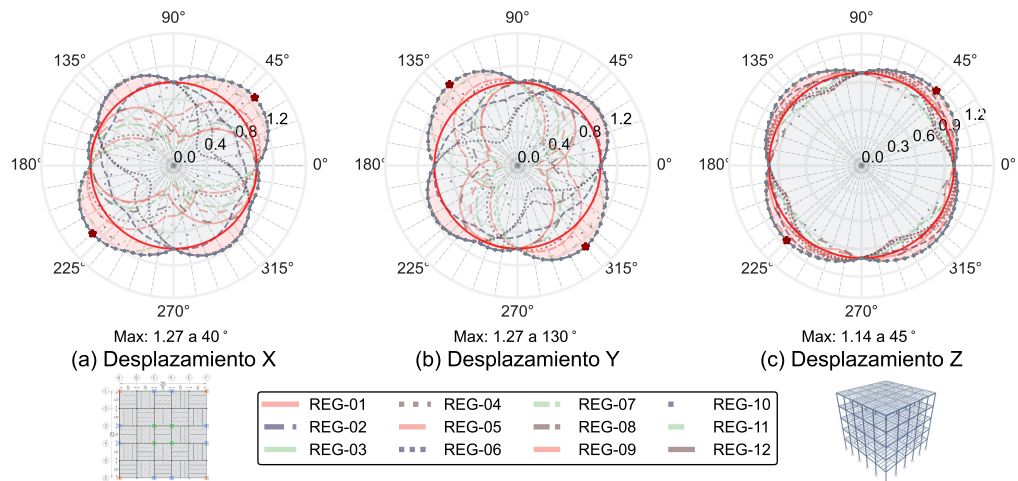


Figura C.1. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-I.

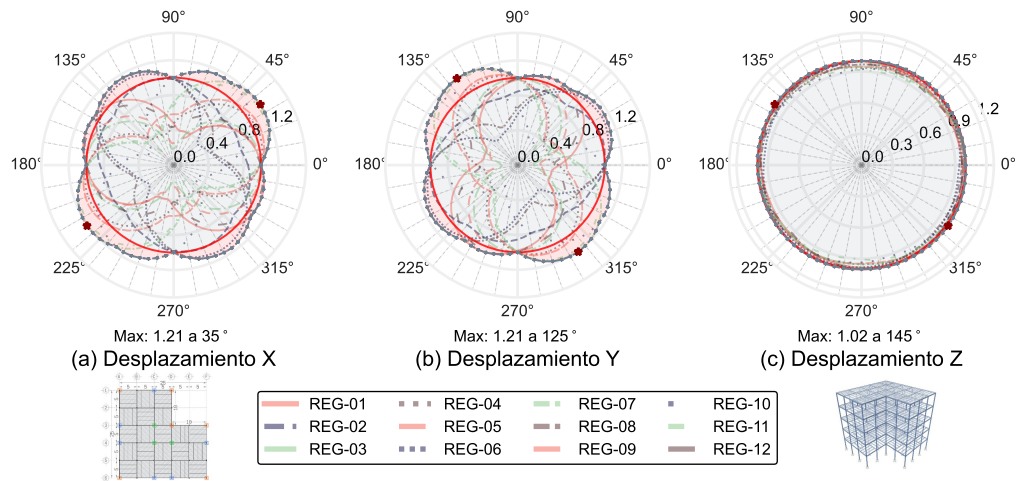


Figura C.2. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-II.

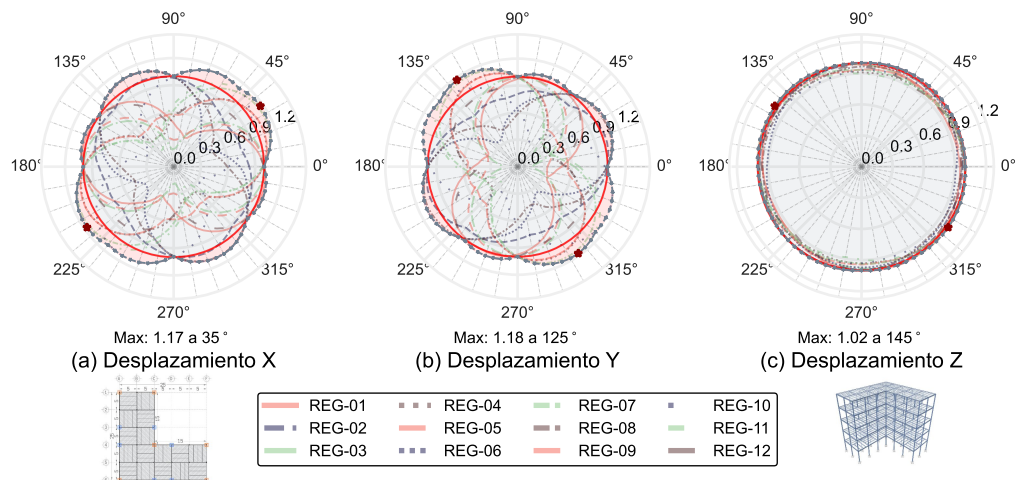


Figura C.3. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-III.

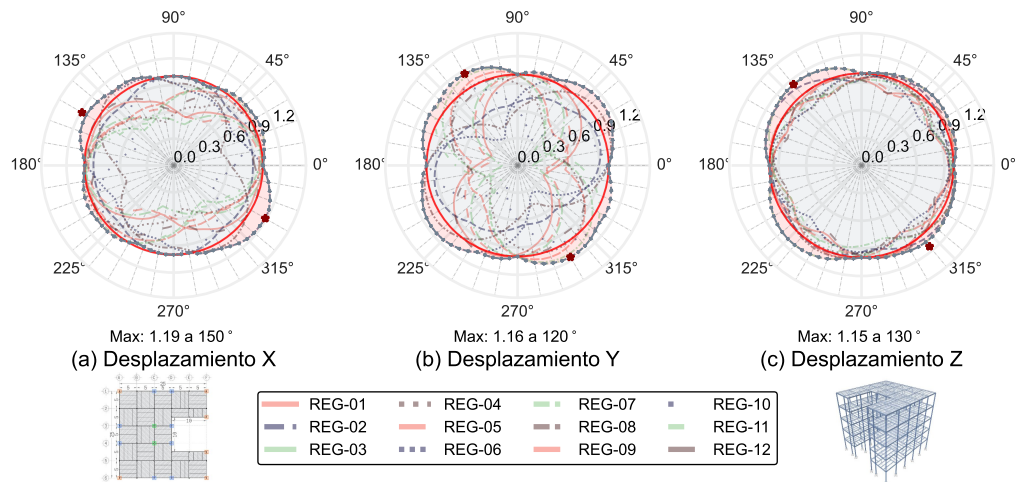


Figura C.4. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-IV.

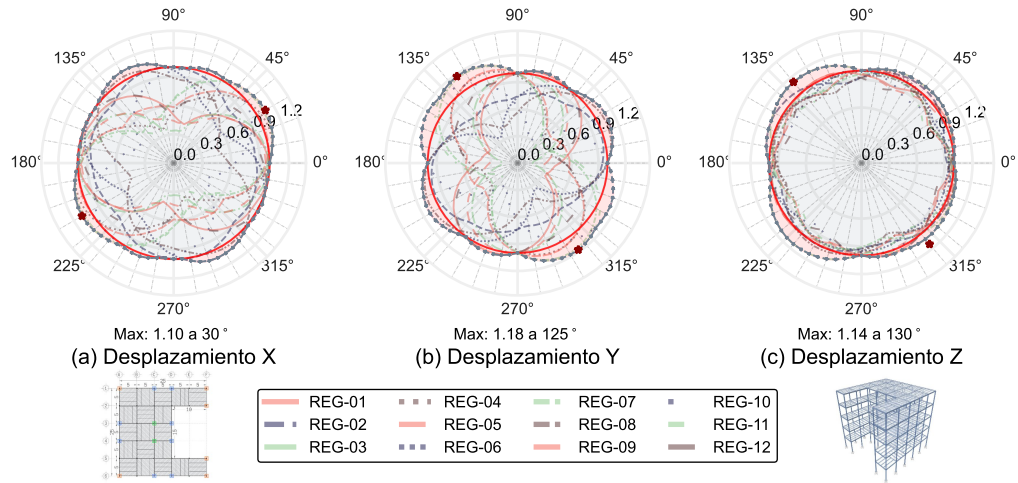


Figura C.5. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-V.

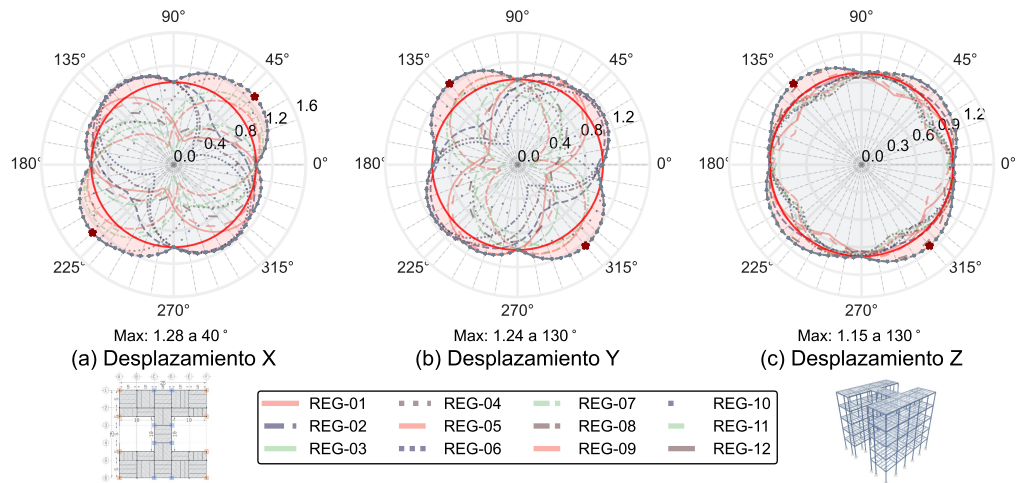


Figura C.6. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-VI.

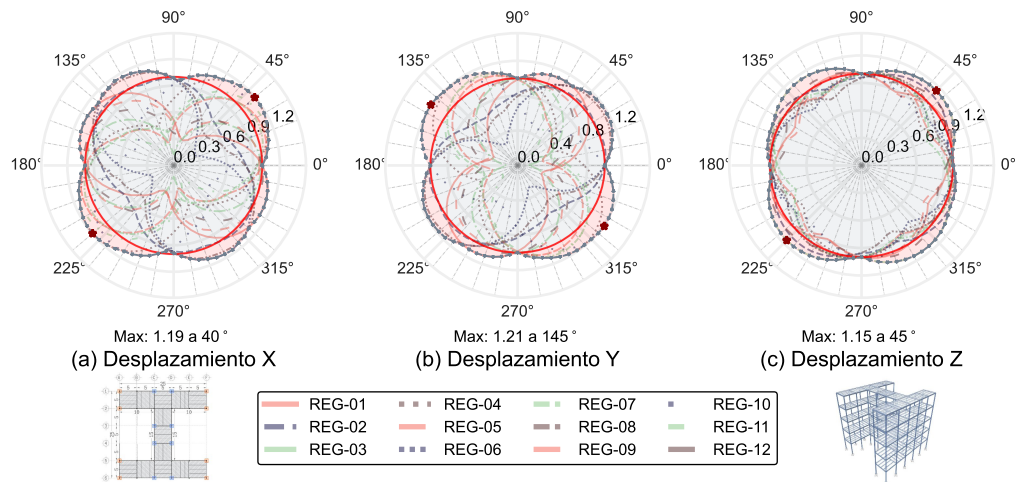


Figura C.7. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-VII.

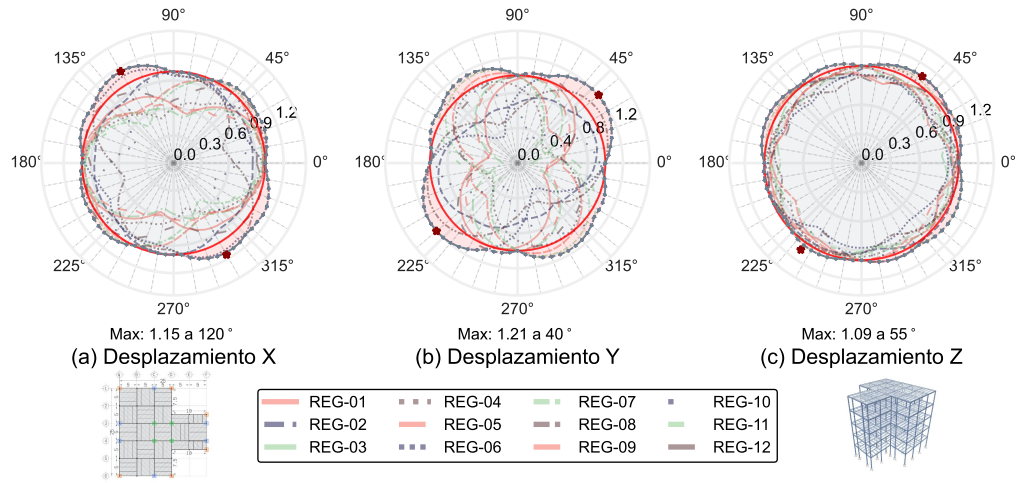


Figura C.8. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-VIII.

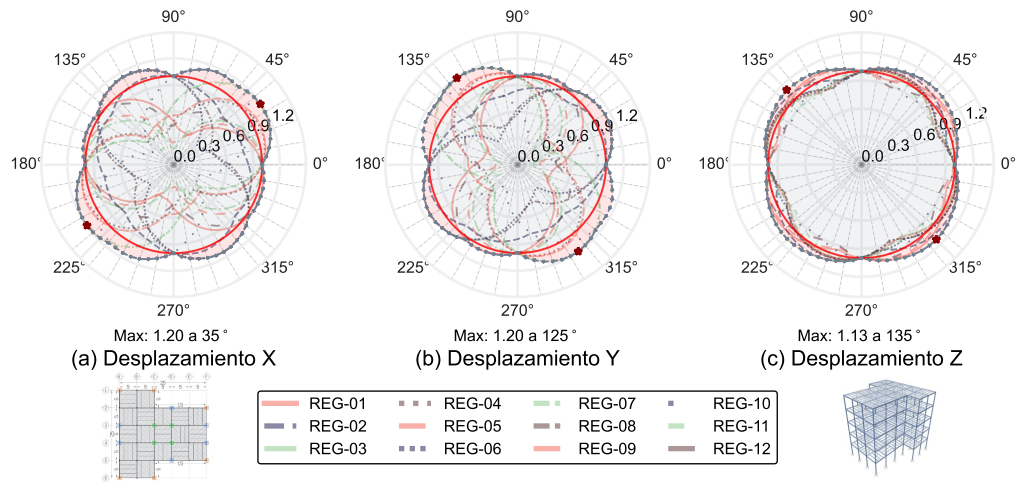


Figura C.9. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-IX.

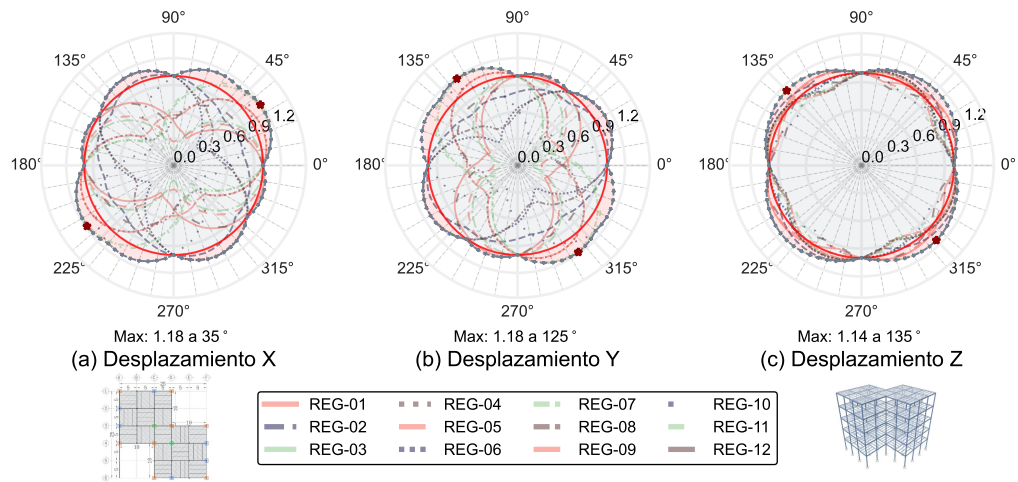


Figura C.10. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-X.

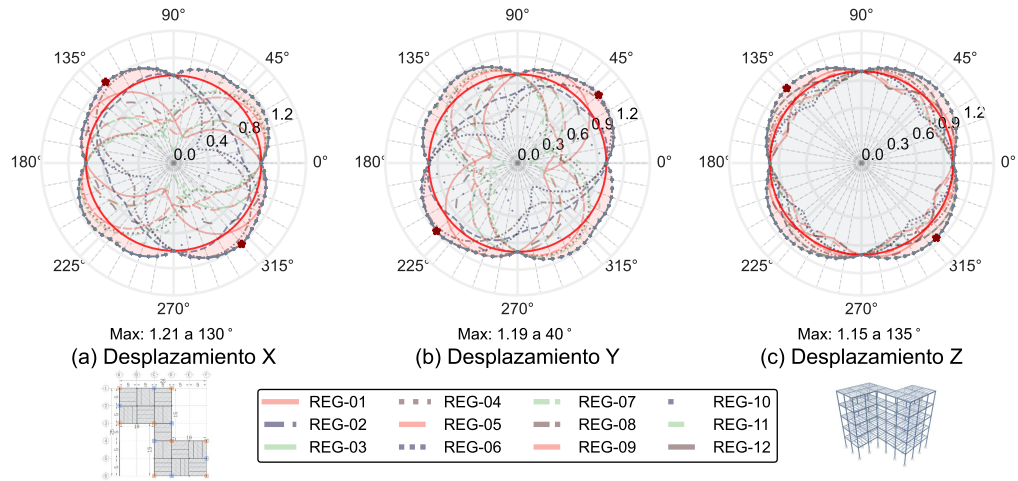


Figura C.11. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-XI.

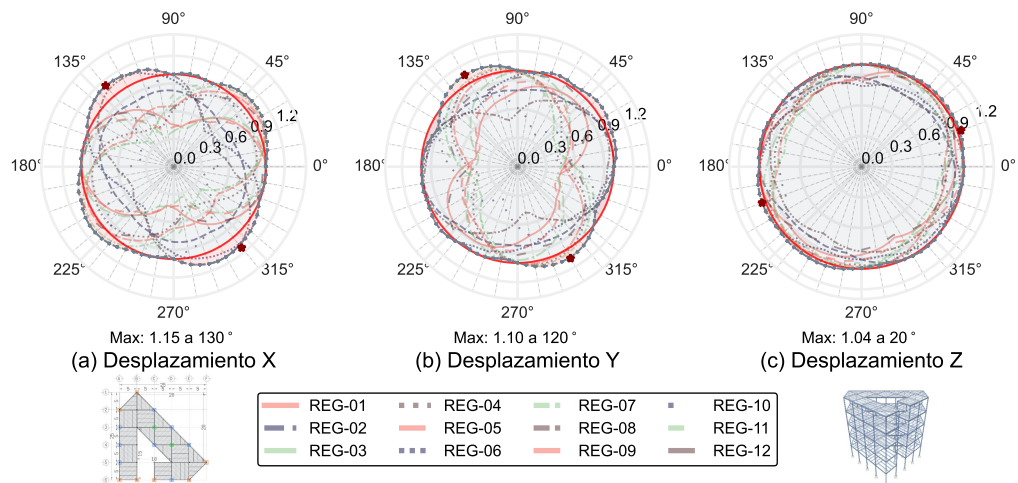


Figura C.12. Análisis rotacional: desplazamientos máximos de azotea (normalizados): M-XII.

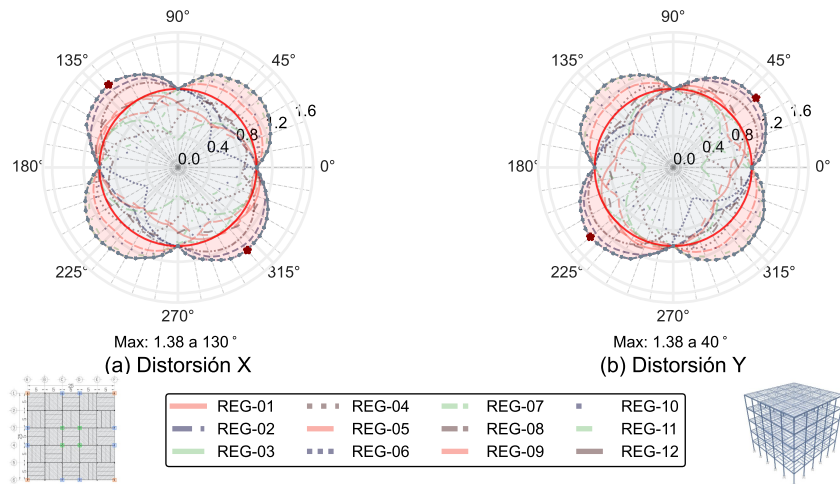


Figura C.13. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-I.

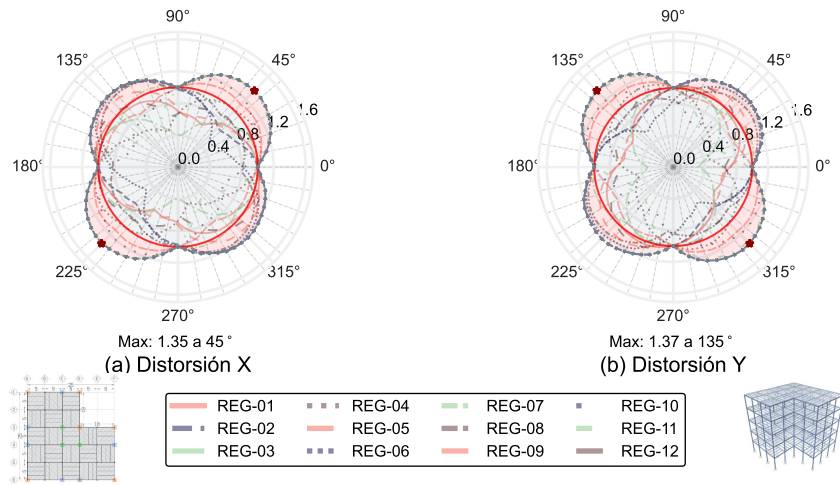


Figura C.14. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-II.

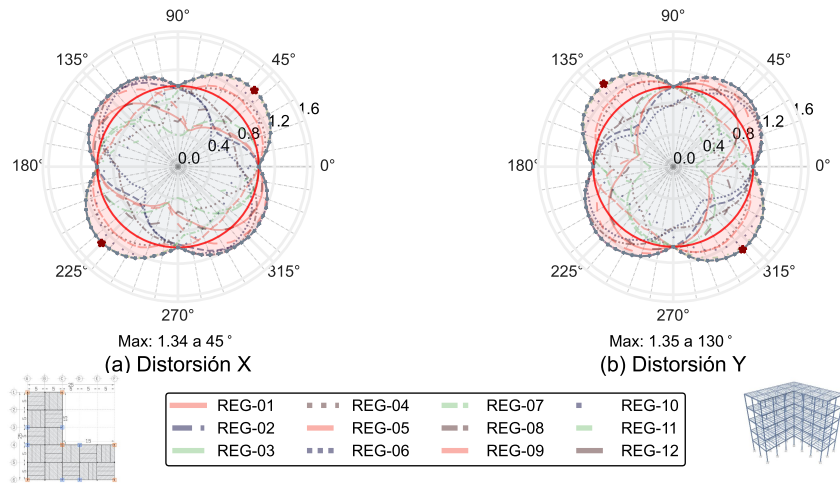


Figura C.15. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-III.

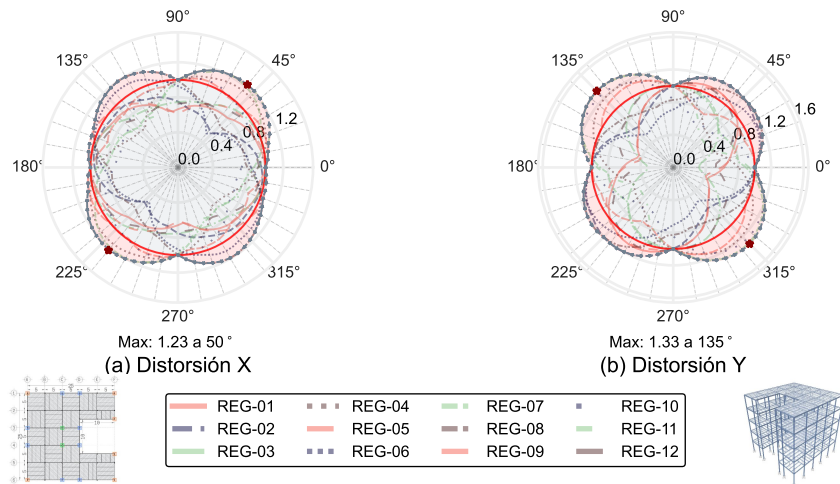


Figura C.16. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-IV.

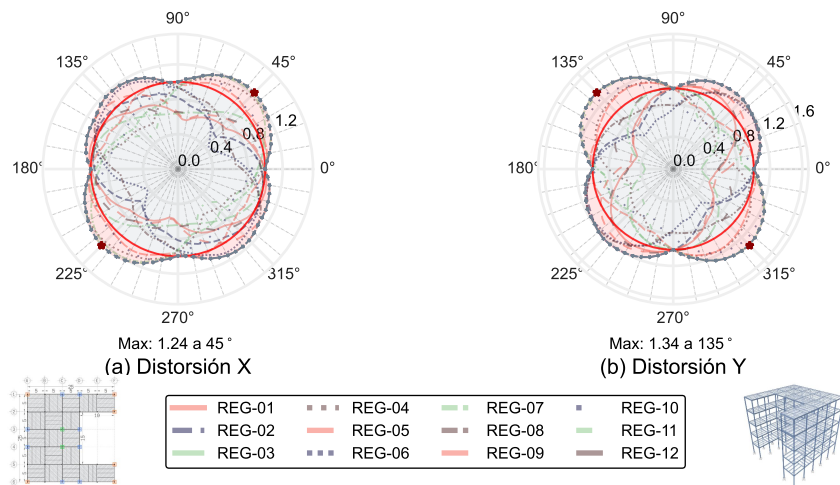


Figura C.17. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-V.

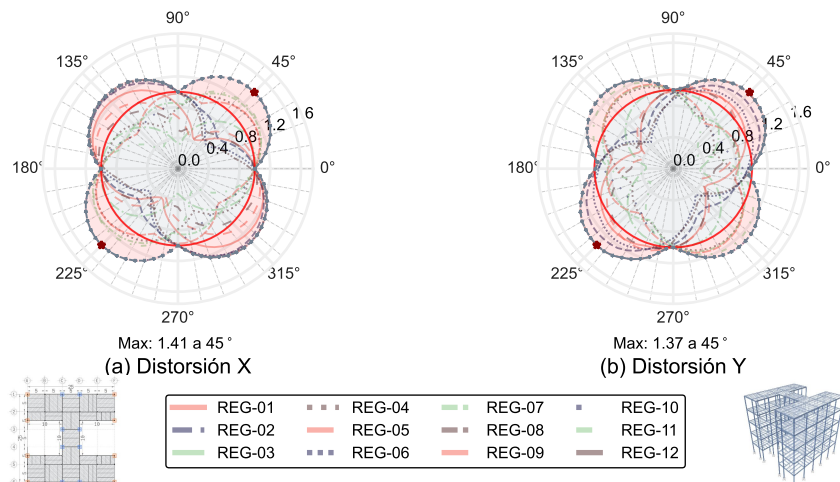


Figura C.18. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-VI.

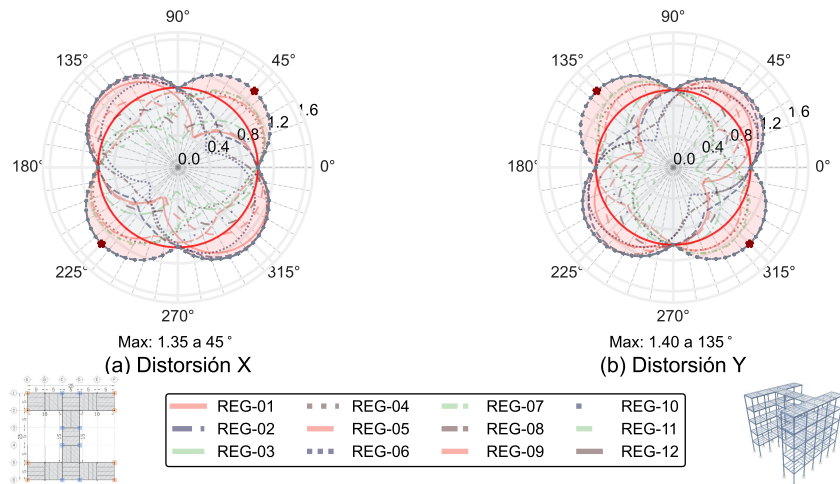


Figura C.19. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-VII.

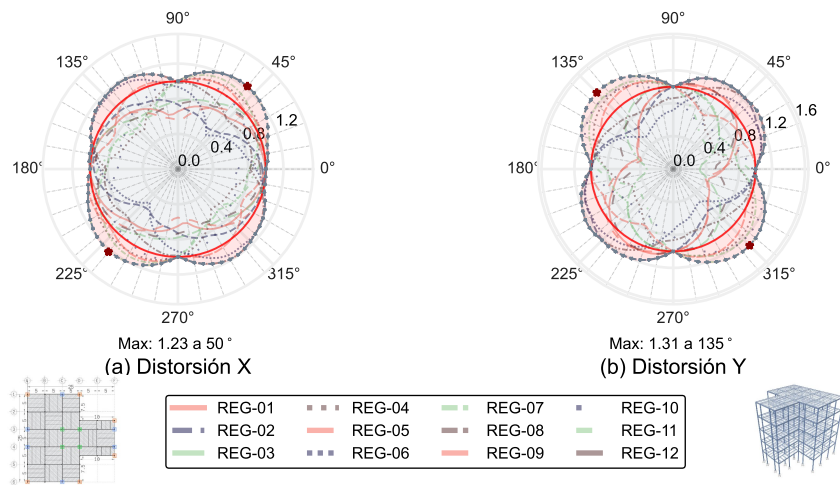


Figura C.20. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-VIII.

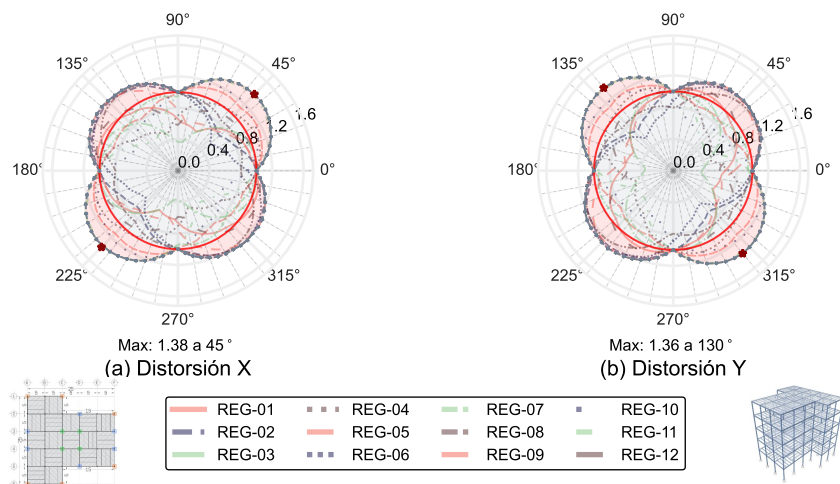


Figura C.21. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-IX.

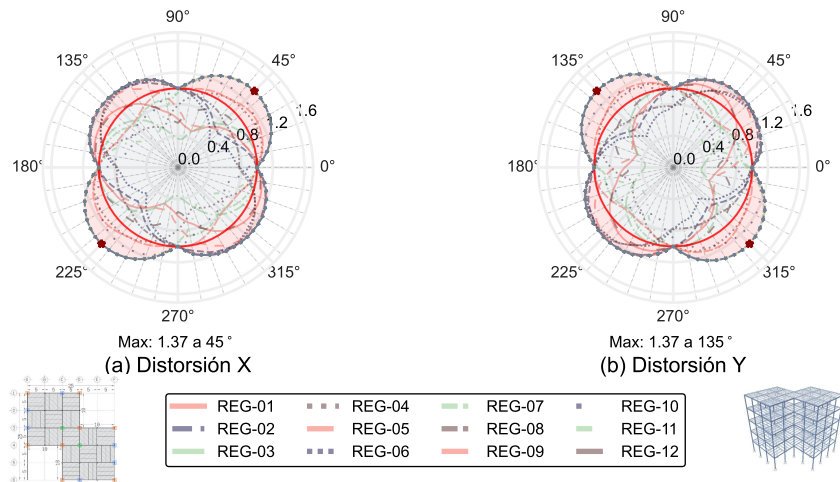


Figura C.22. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-X.

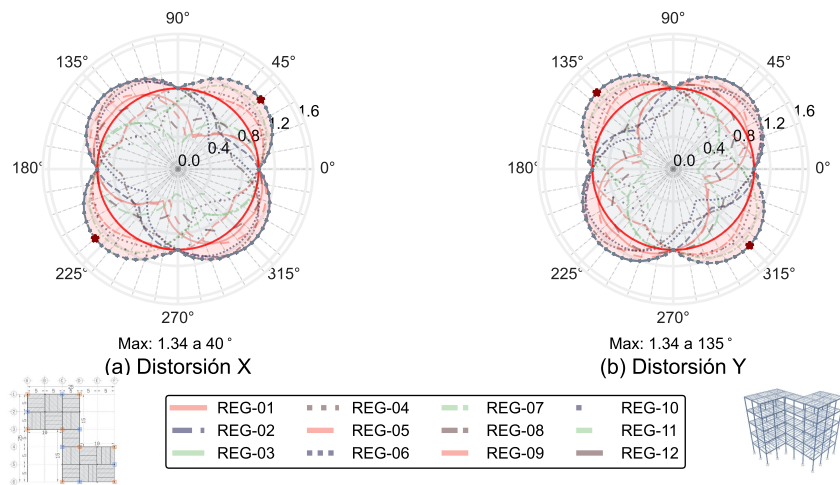


Figura C.23. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-XI.

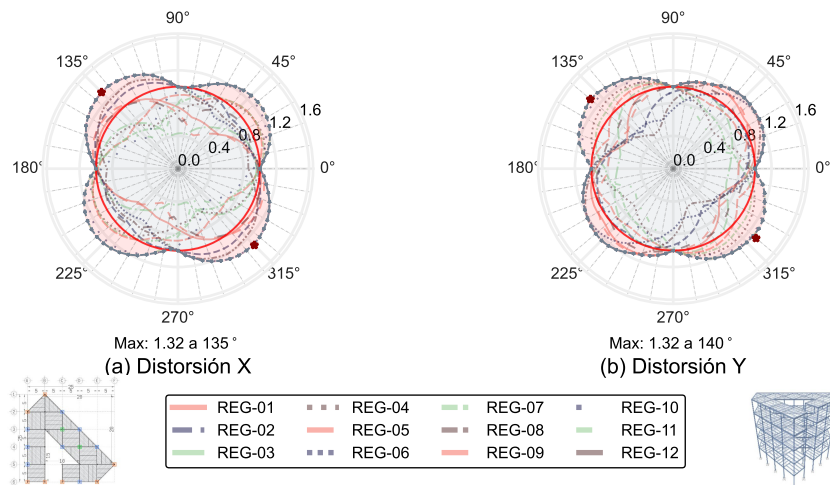


Figura C.24. Análisis rotacional: distorsiones máximas de entrepiso (normalizadas): M-XII.

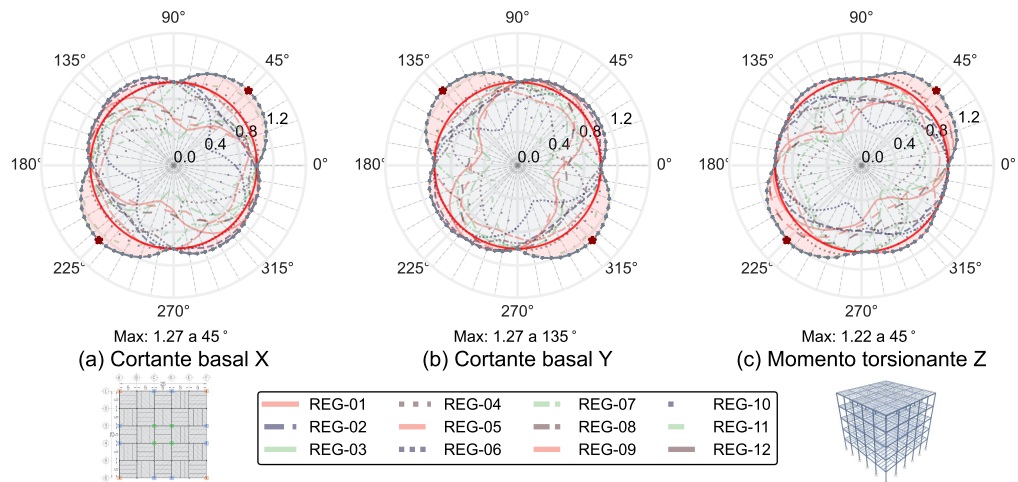


Figura C.25. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-I

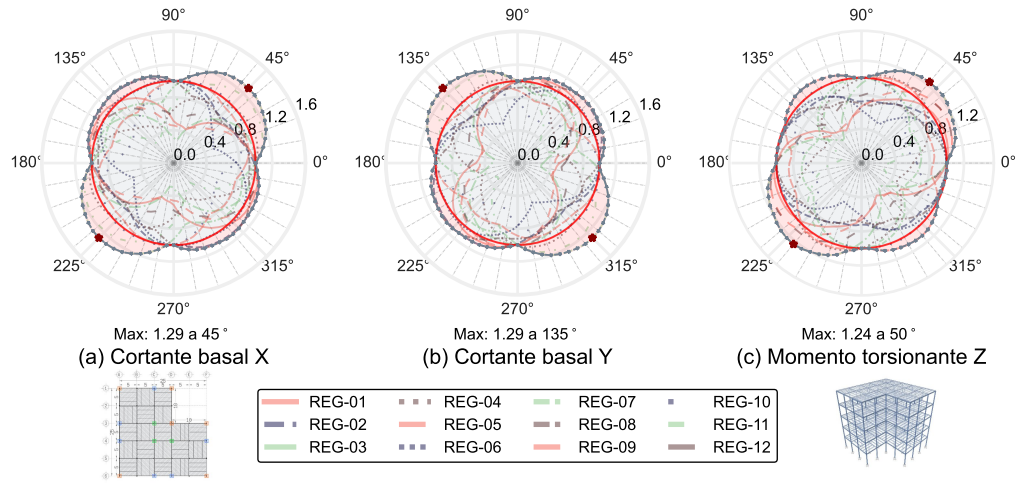


Figura C.26. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-II

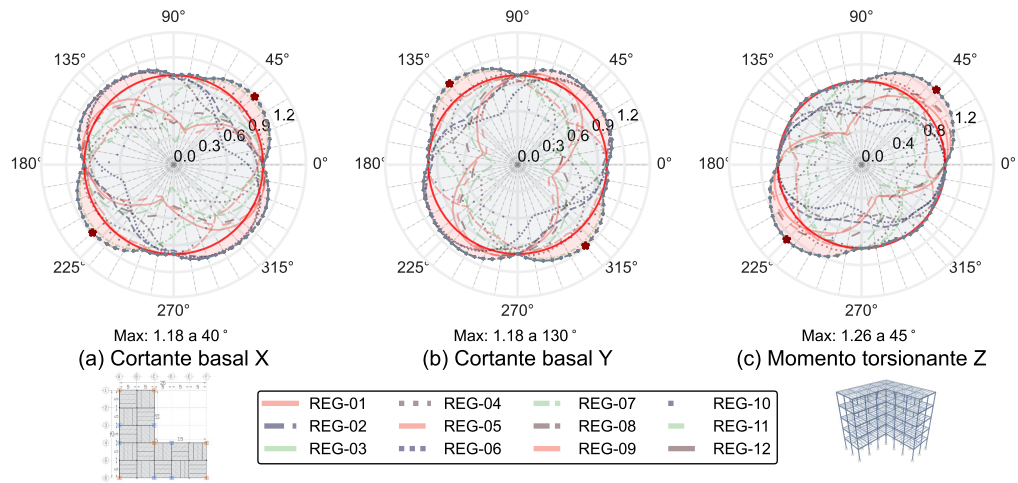


Figura C.27. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-III

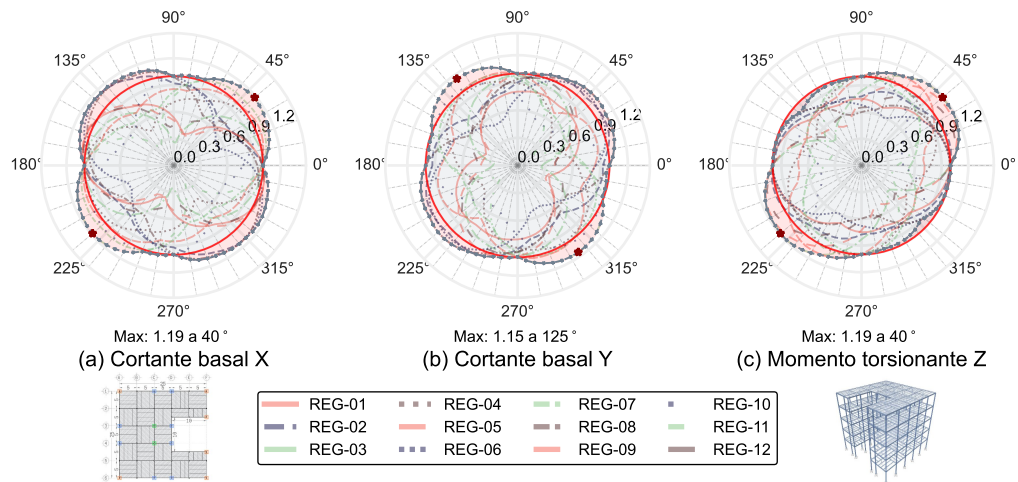


Figura C.28. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-IV

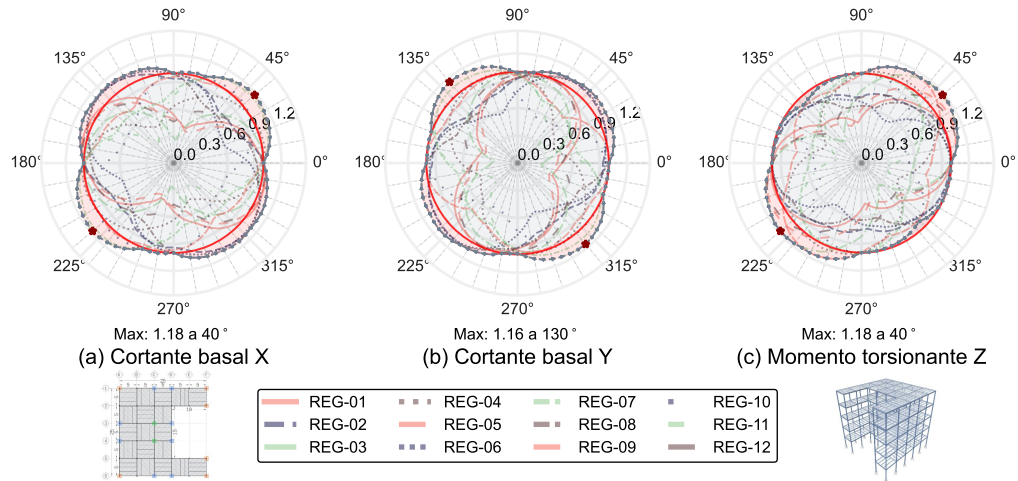


Figura C.29. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-V

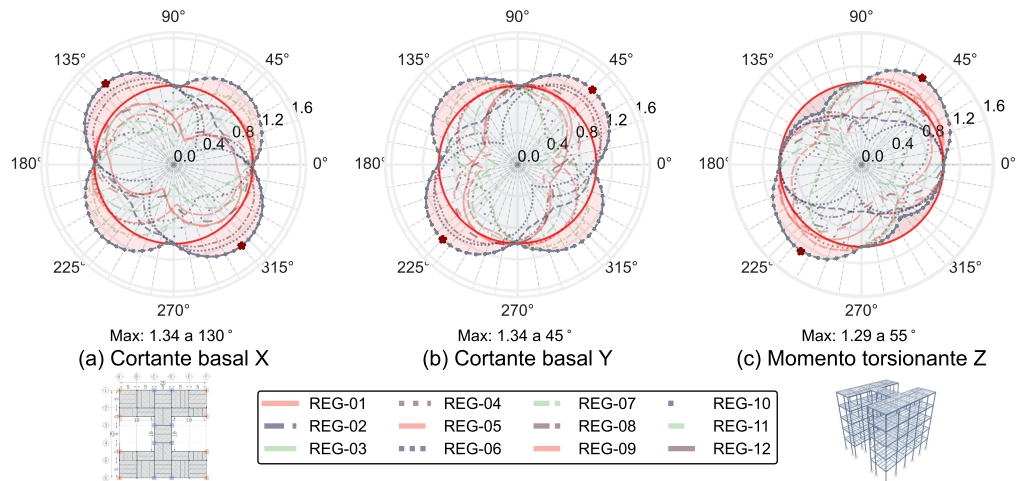


Figura C.30. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-VI

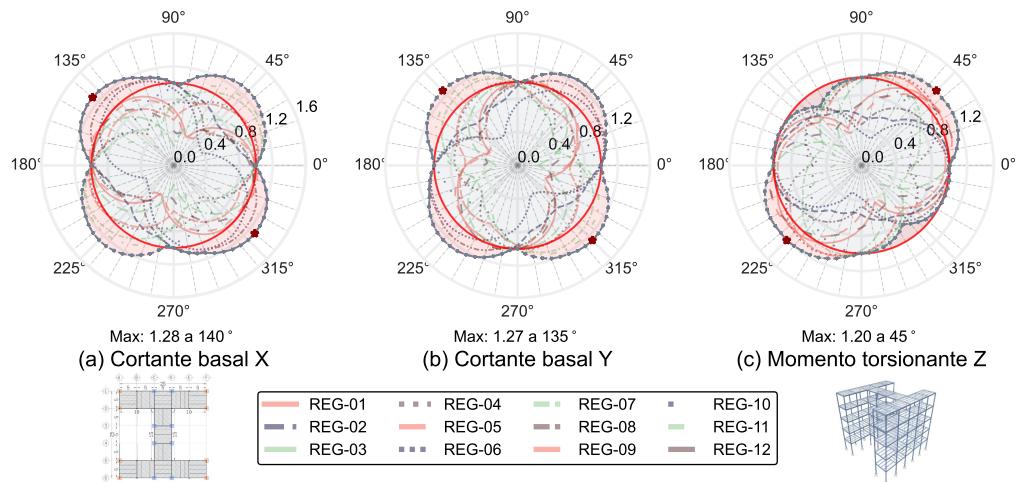


Figura C.31. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-VII

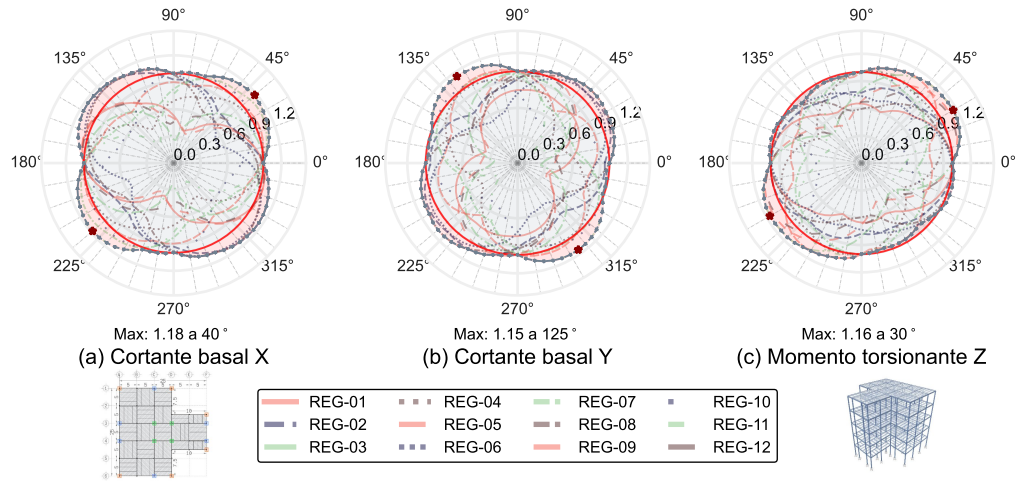


Figura C.32. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-VIII

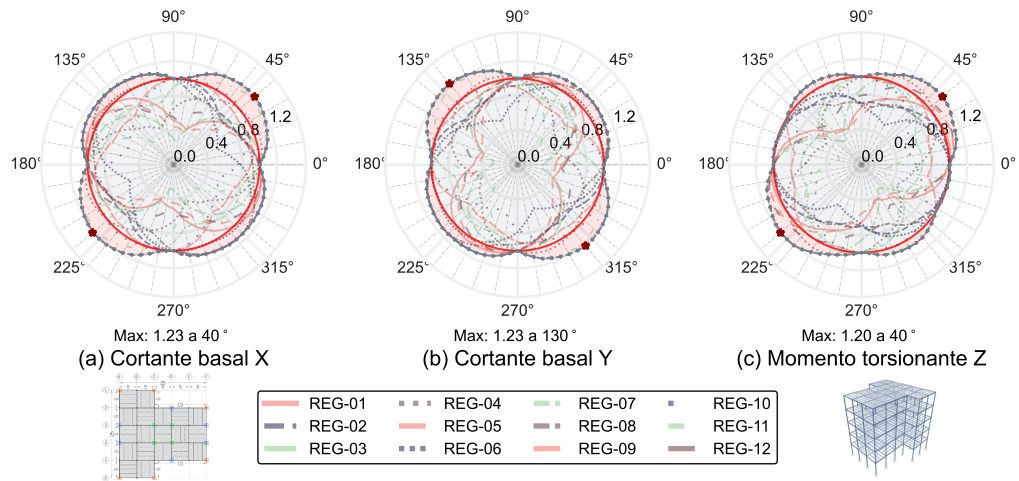


Figura C.33. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-IX

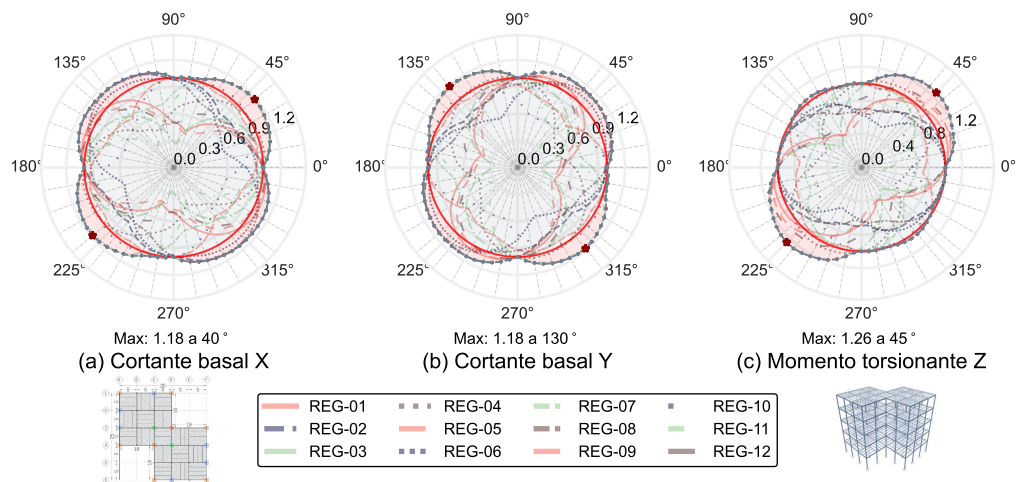


Figura C.34. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-X

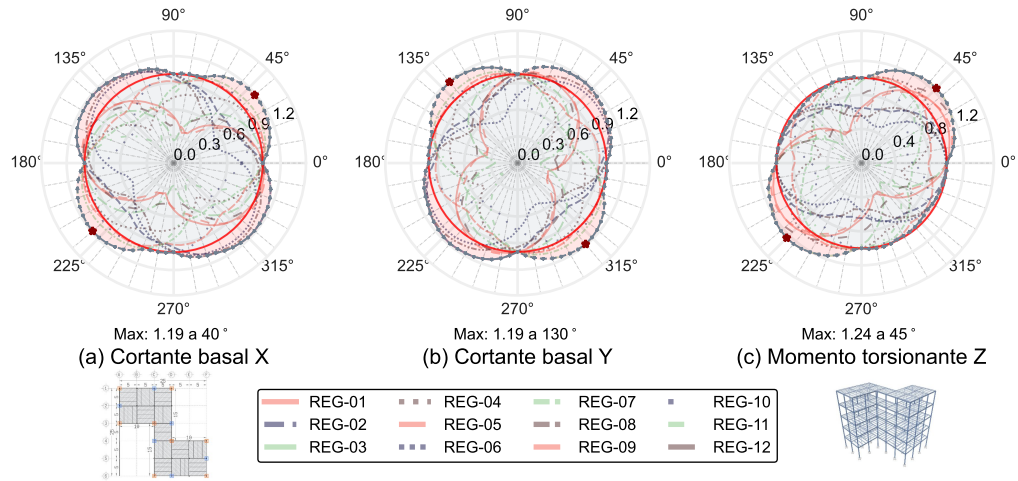


Figura C.35. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-XI

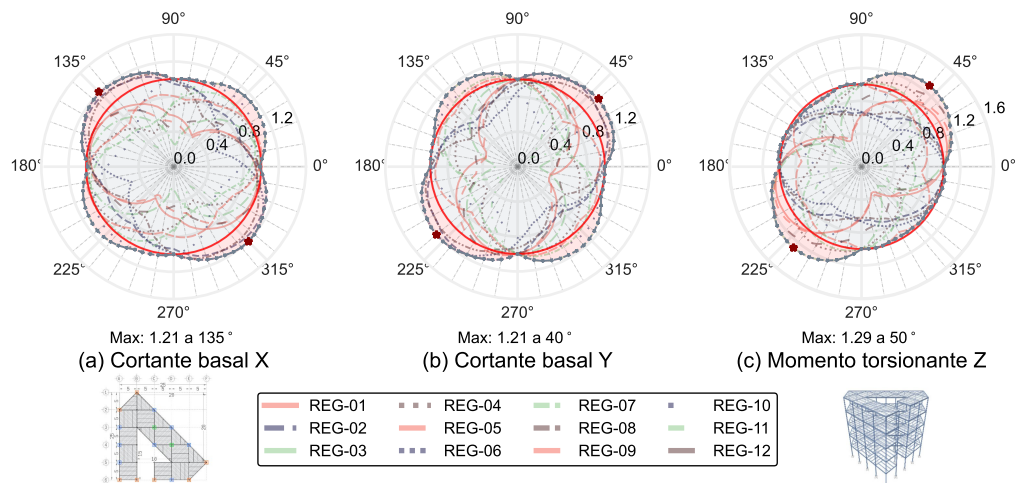


Figura C.36. Análisis rotacional: reacciones máximas en la base (normalizadas): M-XII

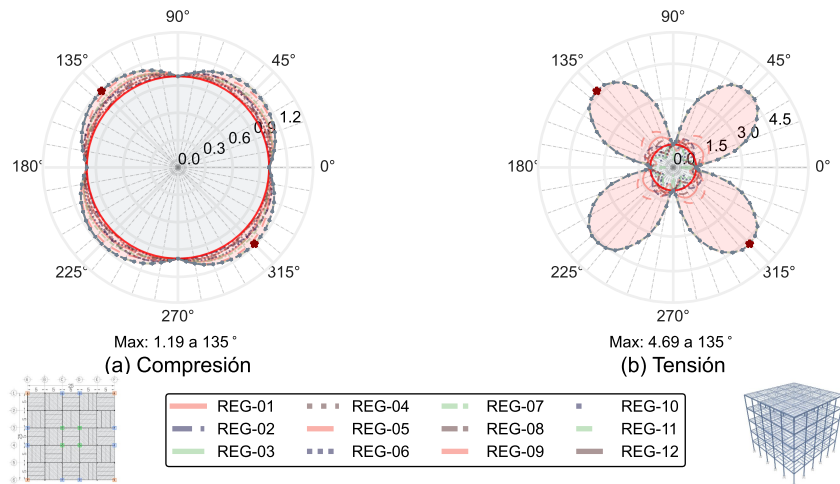


Figura C.37. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-I

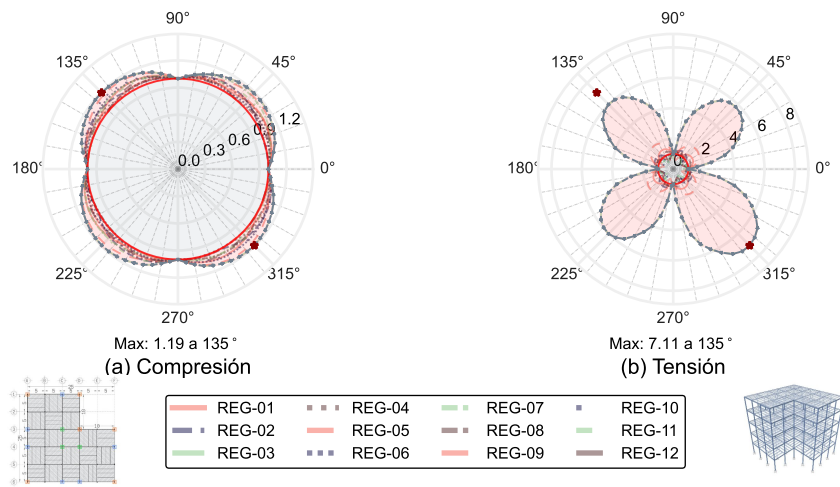


Figura C.38. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-II

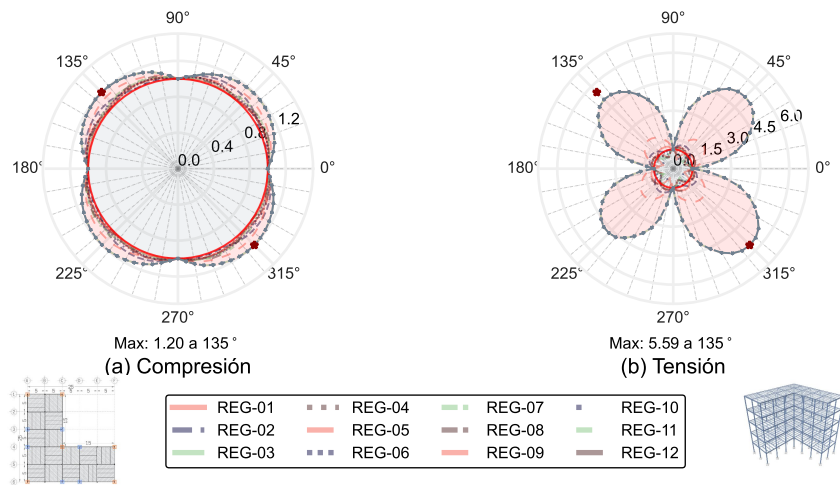


Figura C.39. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-III

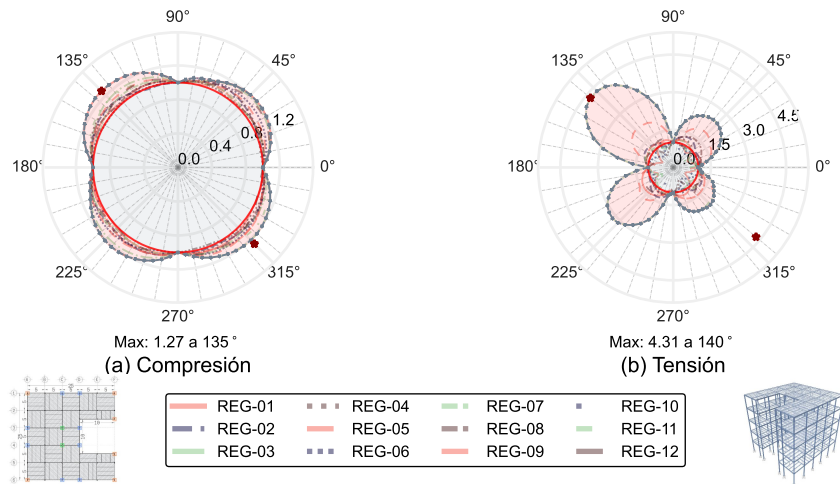


Figura C.40. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-IV

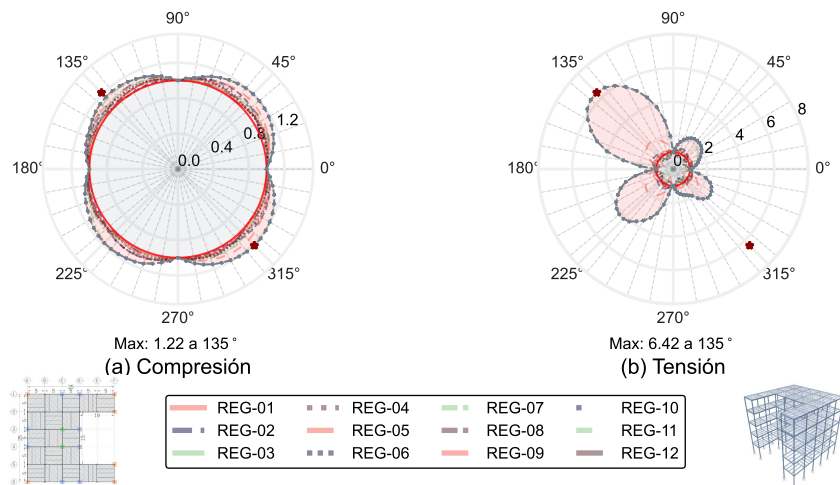


Figura C.41. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-V

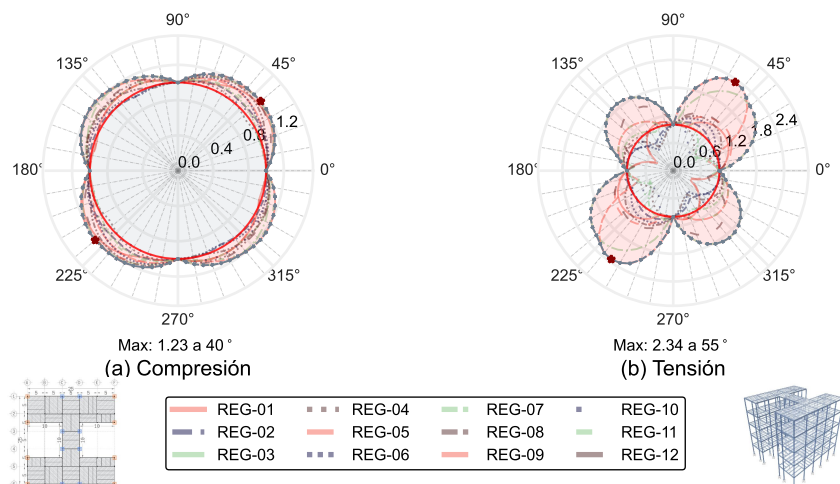


Figura C.42. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-VI

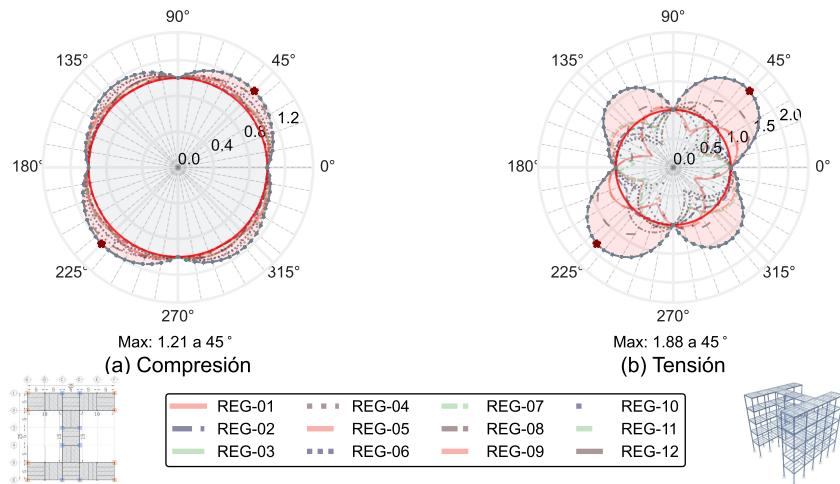


Figura C.43. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-VII

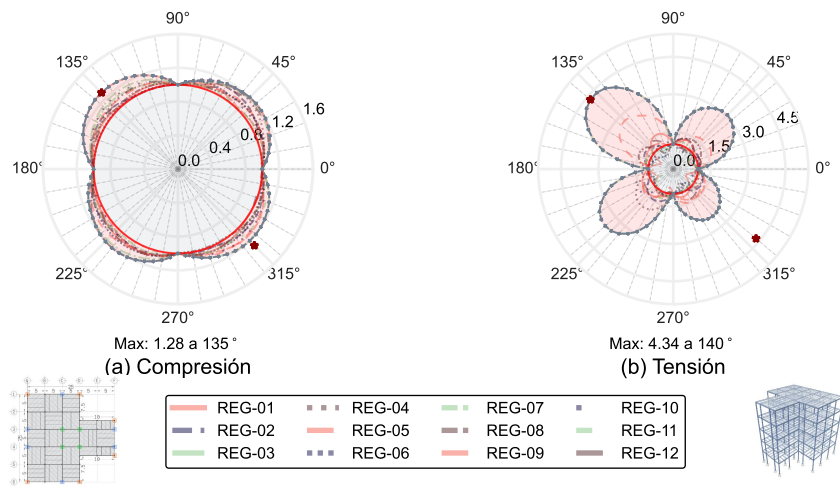


Figura C.44. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-VIII

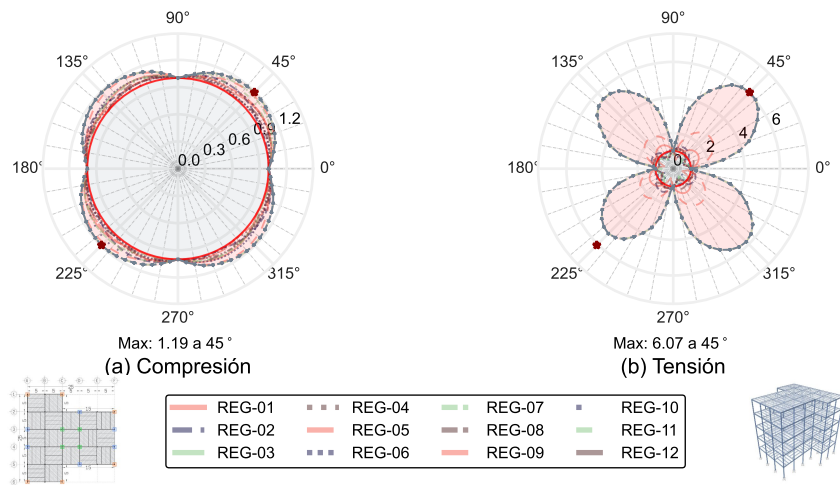


Figura C.45. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-IX

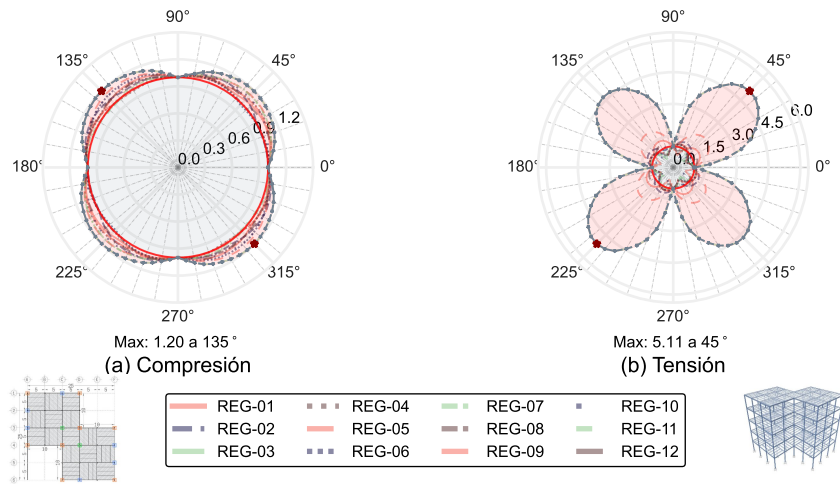


Figura C.46. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-X

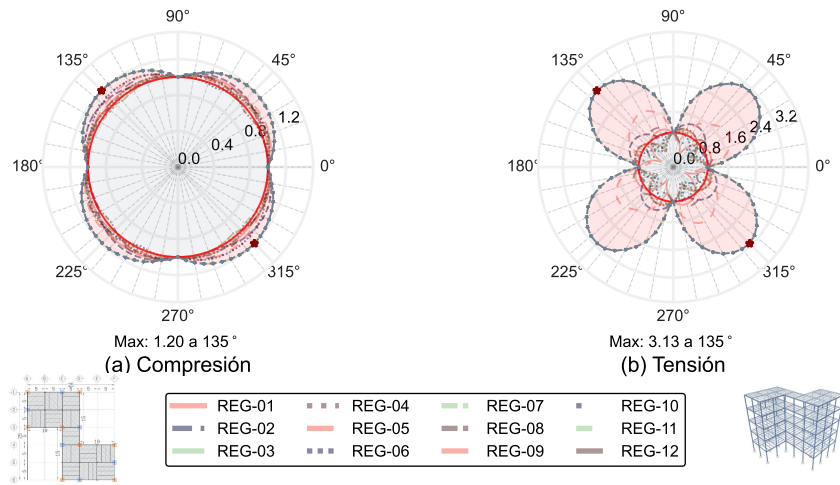


Figura C.47. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-XI

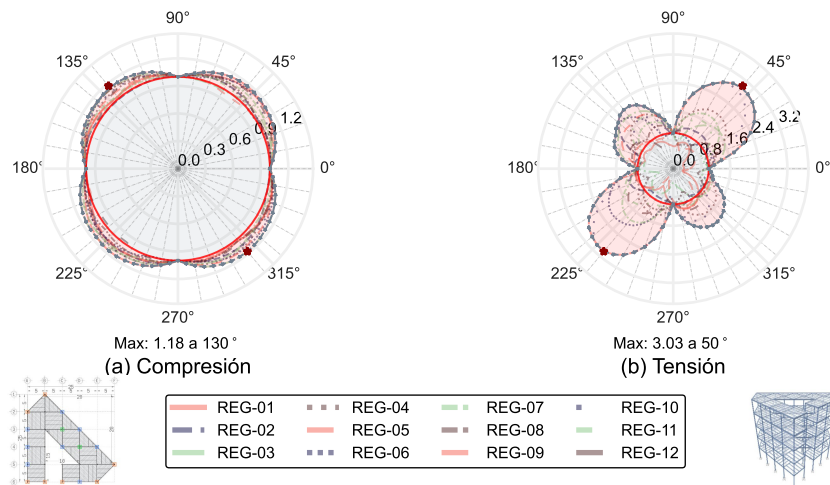


Figura C.48. Análisis rotacional: fuerzas axiales máximas (normalizadas): M-XII

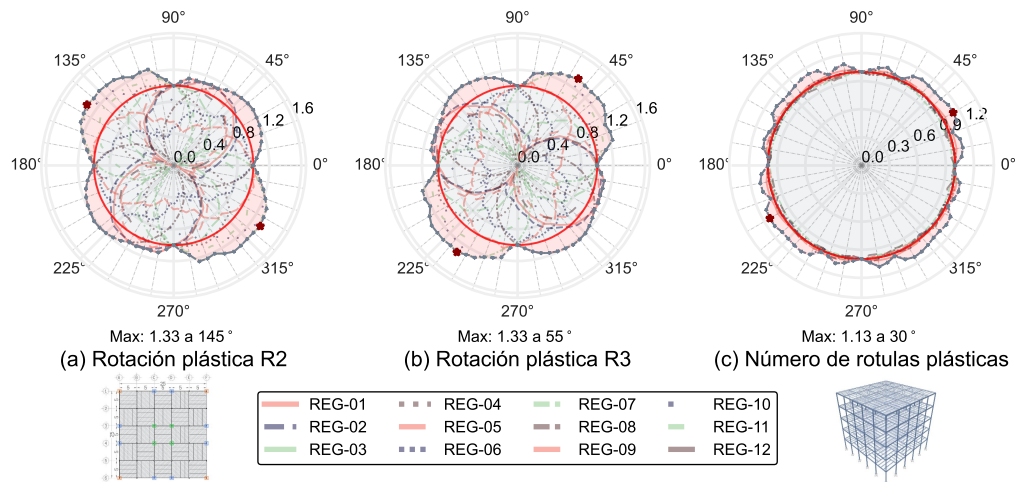


Figura C.49. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-I

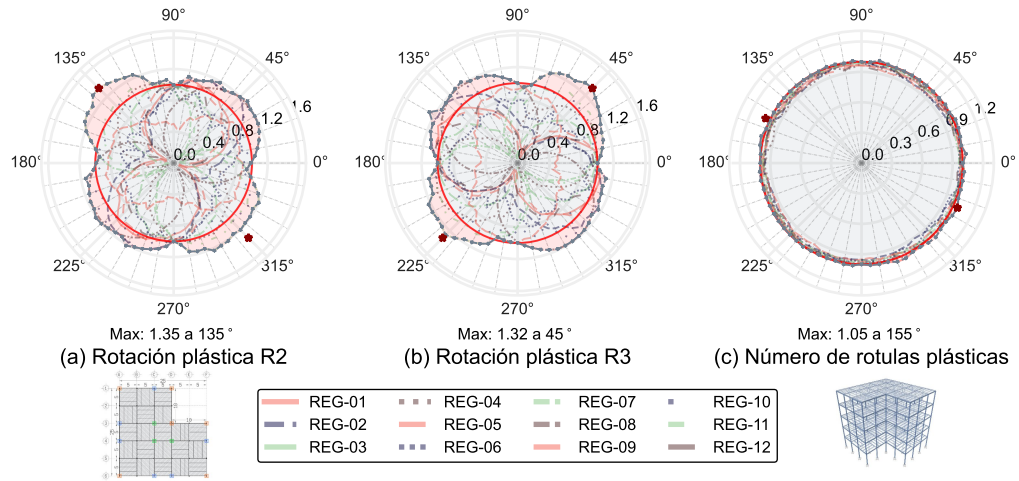


Figura C.50. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-II

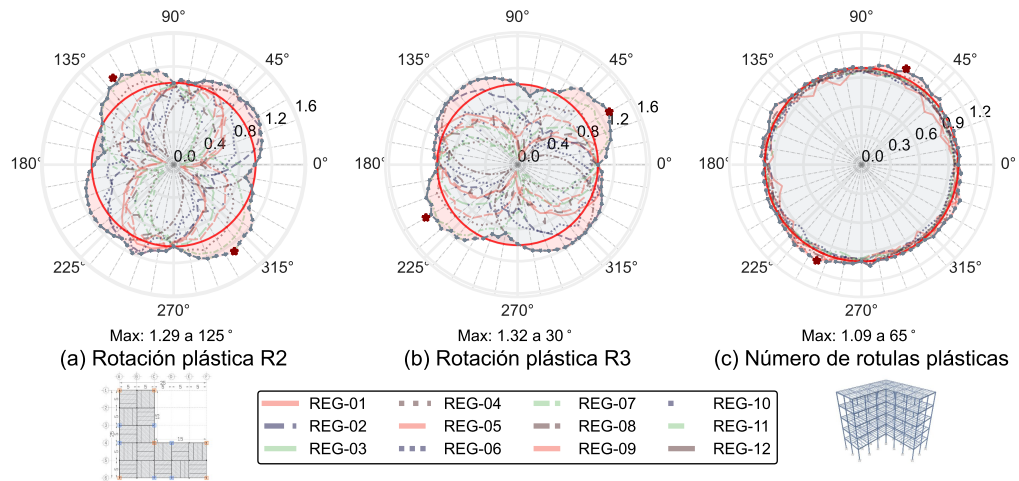


Figura C.51. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-III

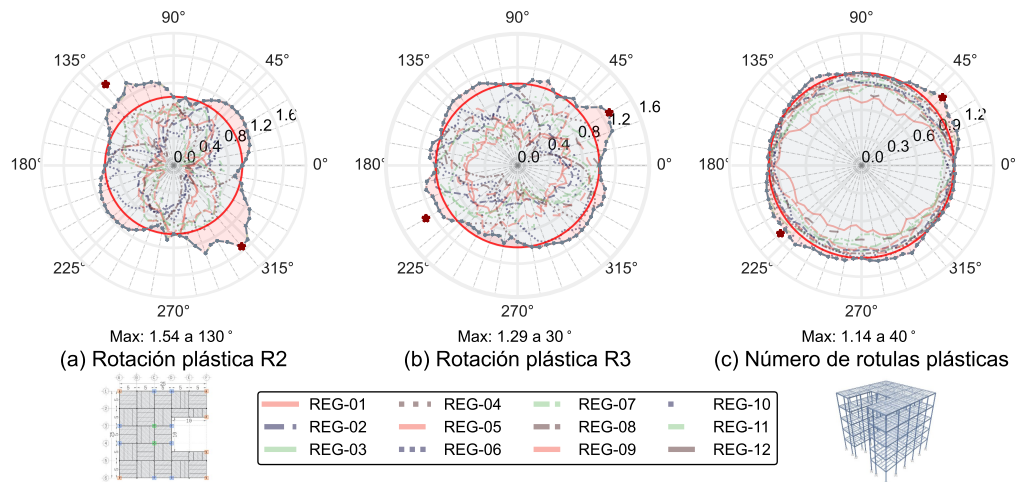


Figura C.52. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-IV

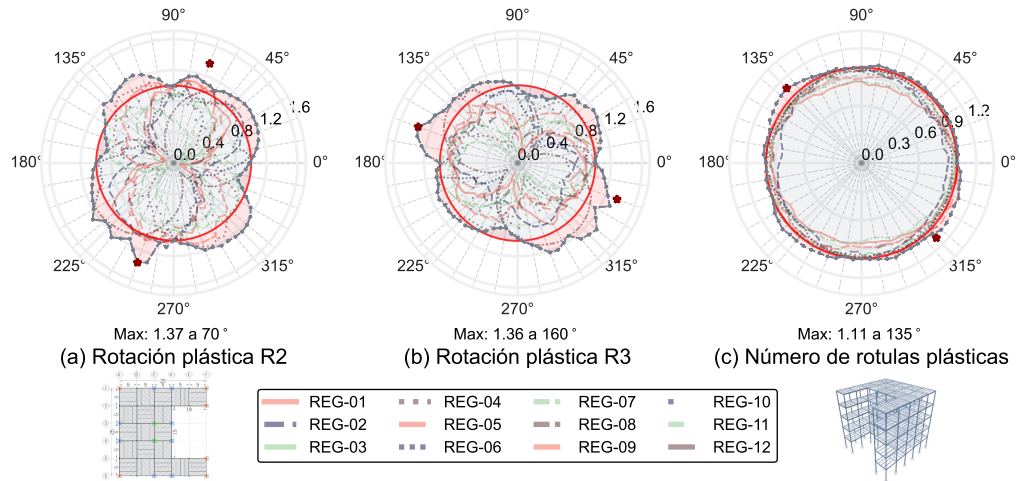


Figura C.53. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-V

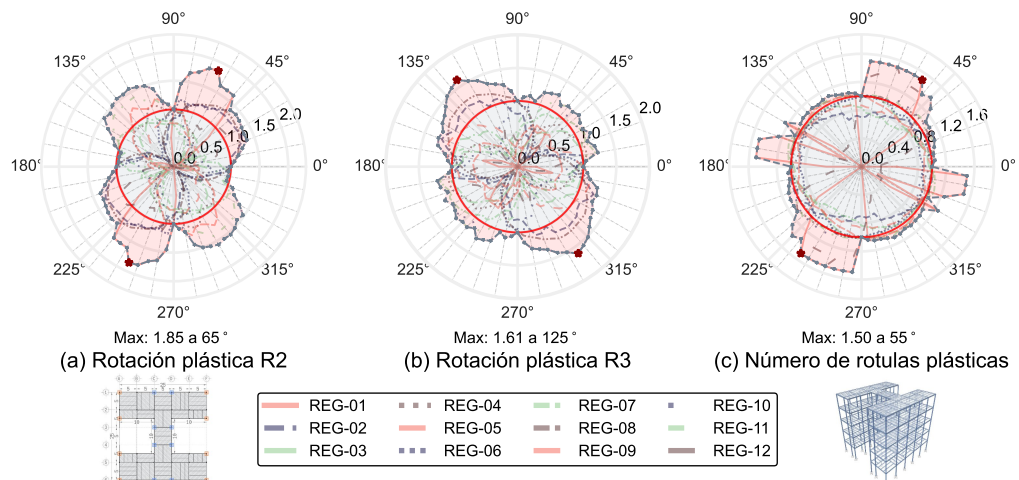


Figura C.54. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-VI

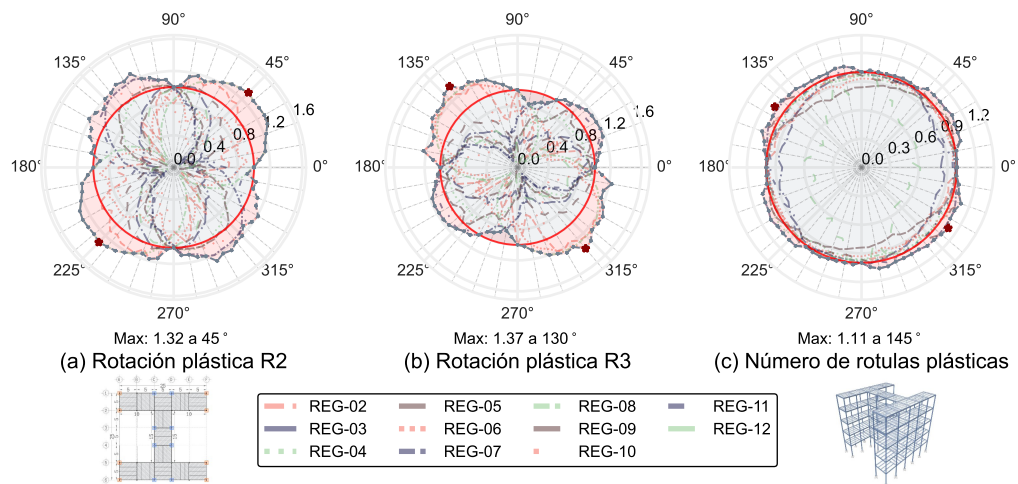


Figura C.55. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-VII

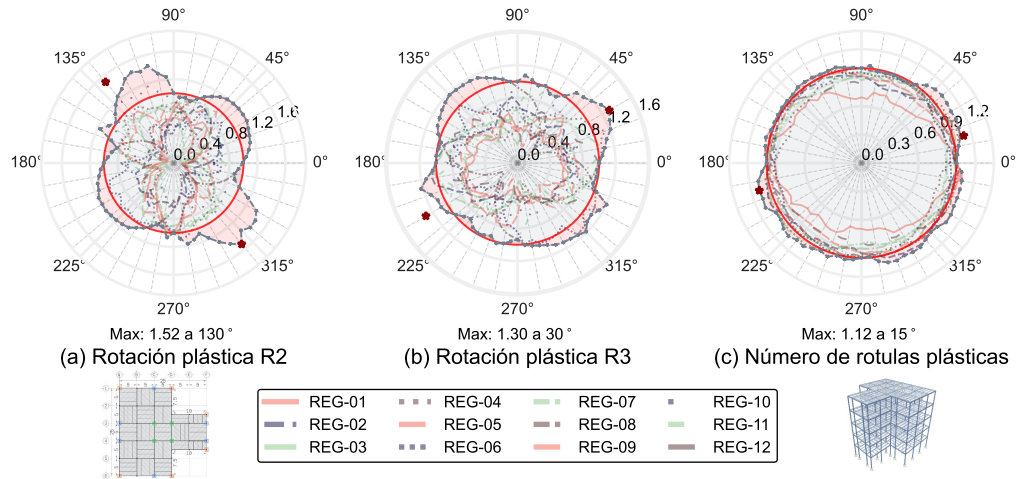


Figura C.56. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-VIII

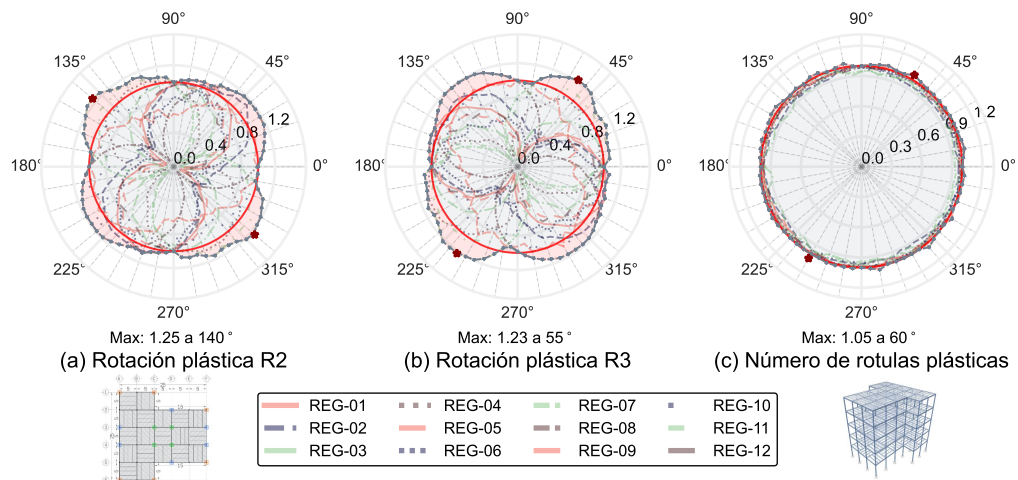


Figura C.57. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-IX

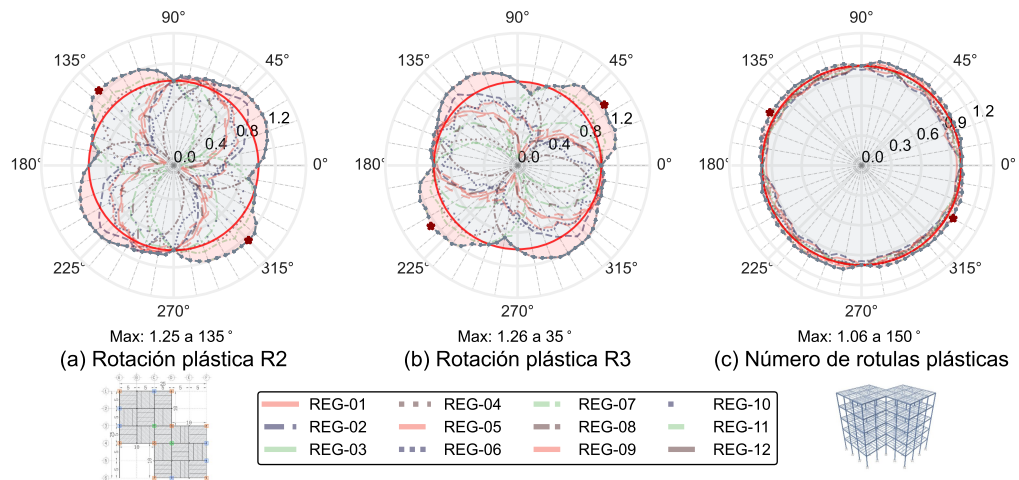


Figura C.58. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-X

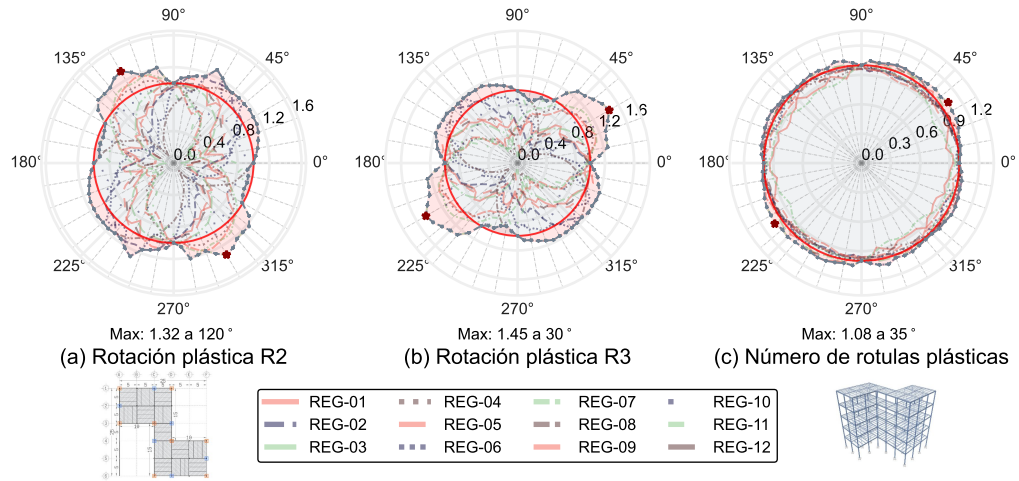


Figura C.59. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-XI

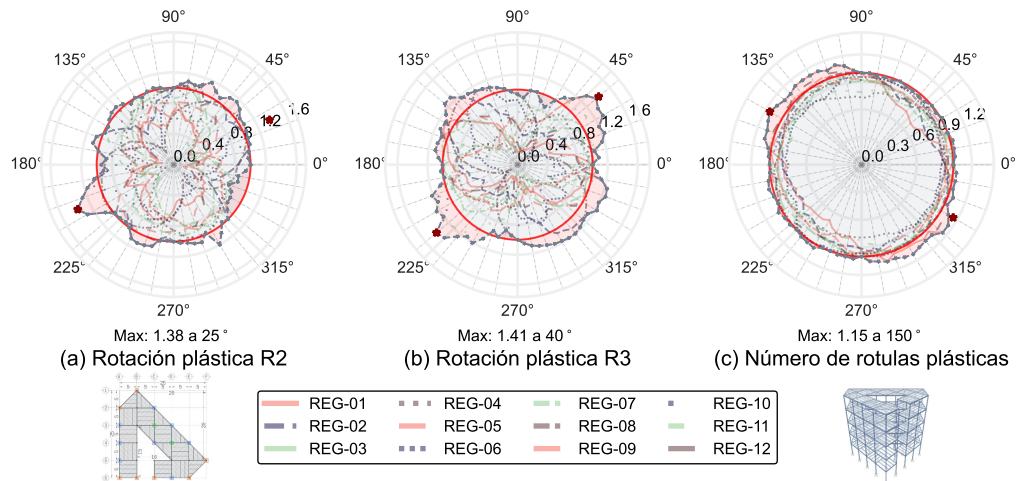


Figura C.60. Análisis rotacional: rotaciones plásticas máximas (normalizadas): M-XII

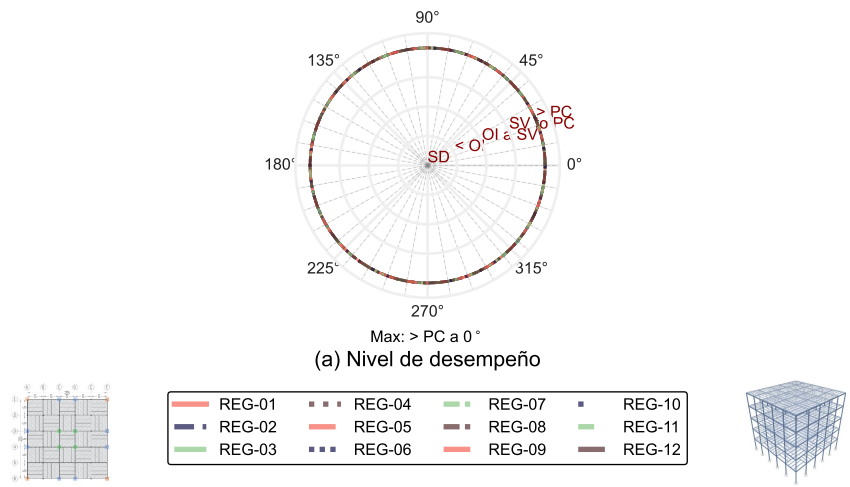


Figura C.61. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-I

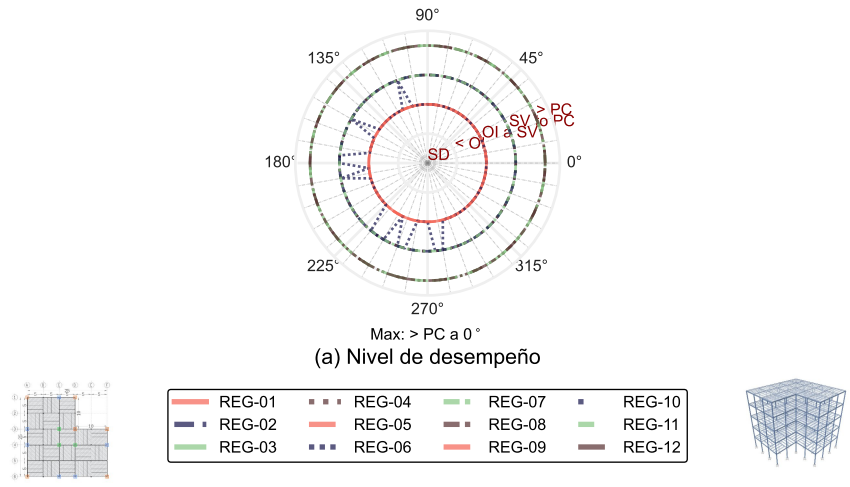


Figura C.62. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-II

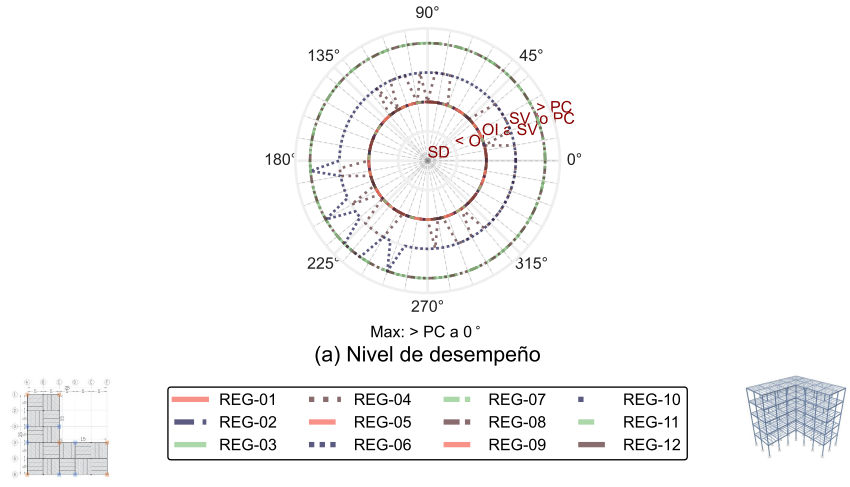


Figura C.63. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-III

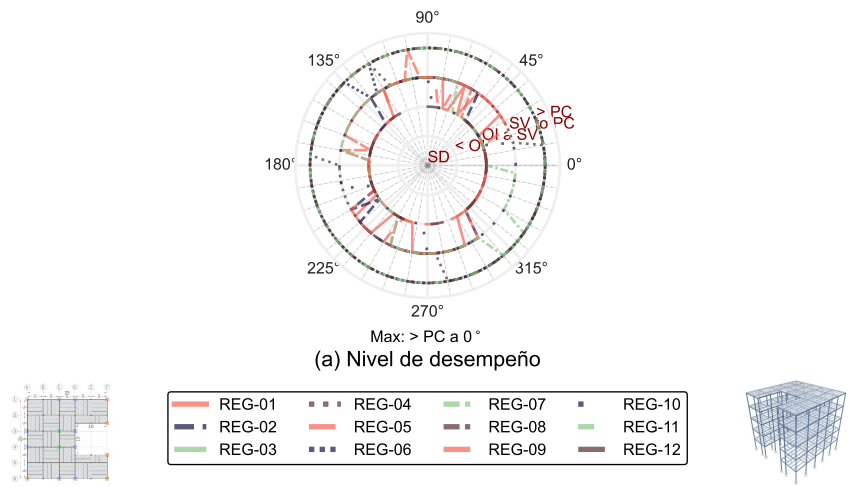


Figura C.64. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-IV

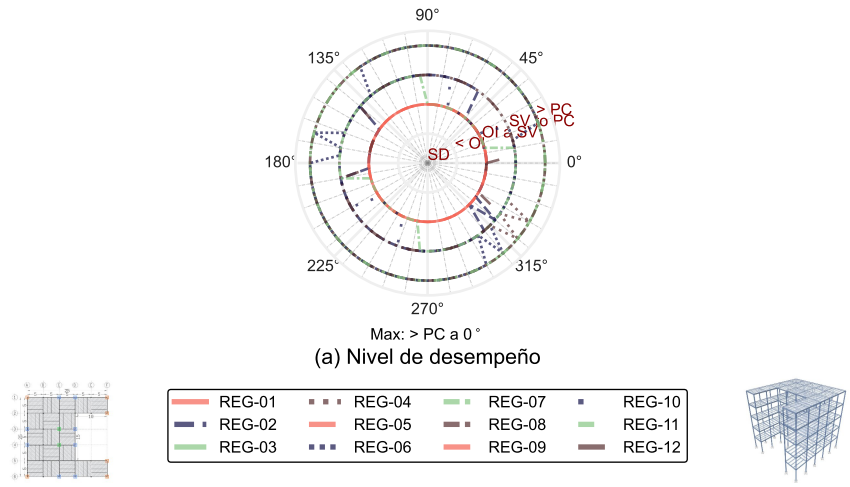


Figura C.65. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-V

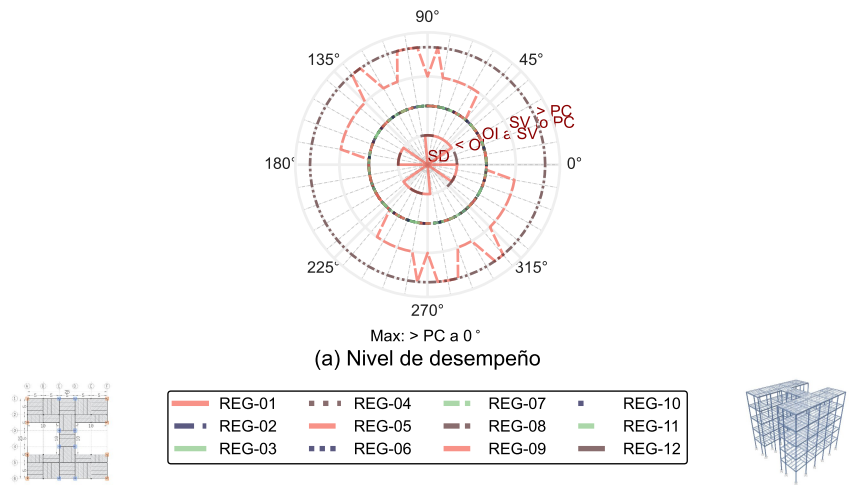


Figura C.66. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-VI

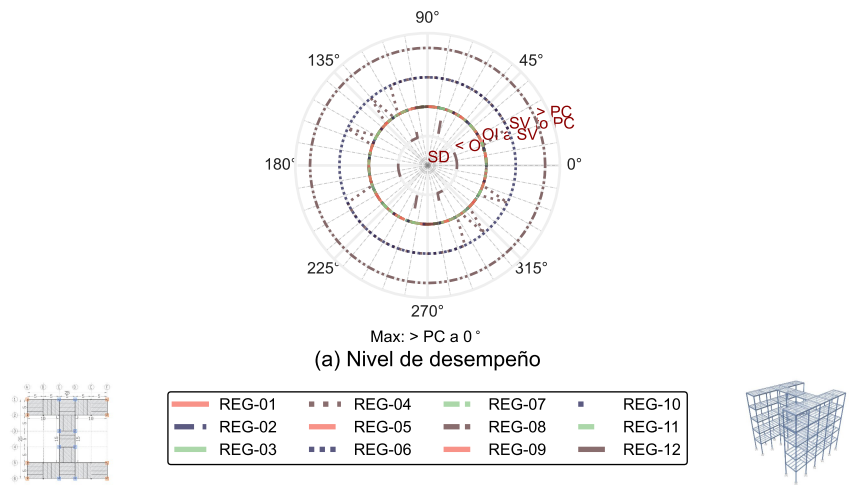


Figura C.67. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-VII

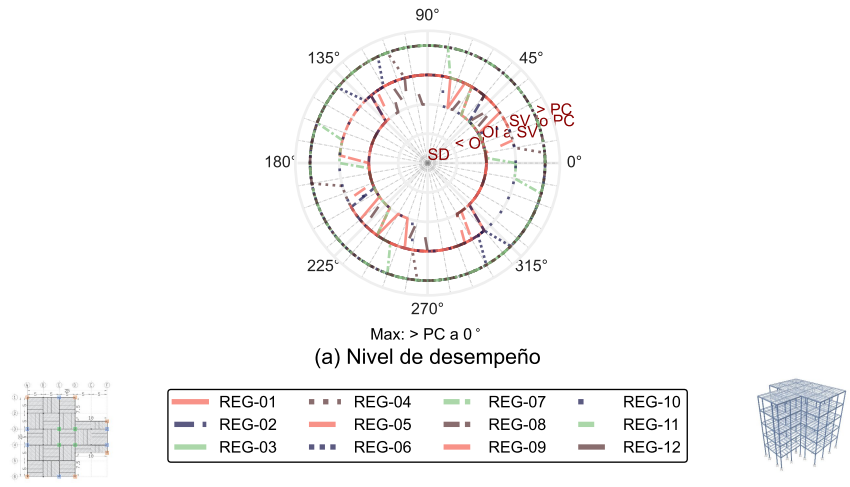


Figura C.68. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-VIII

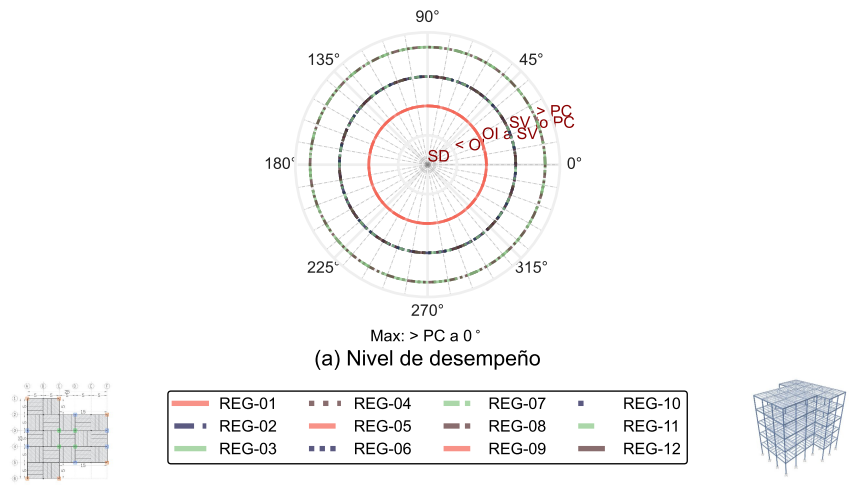


Figura C.69. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-IX

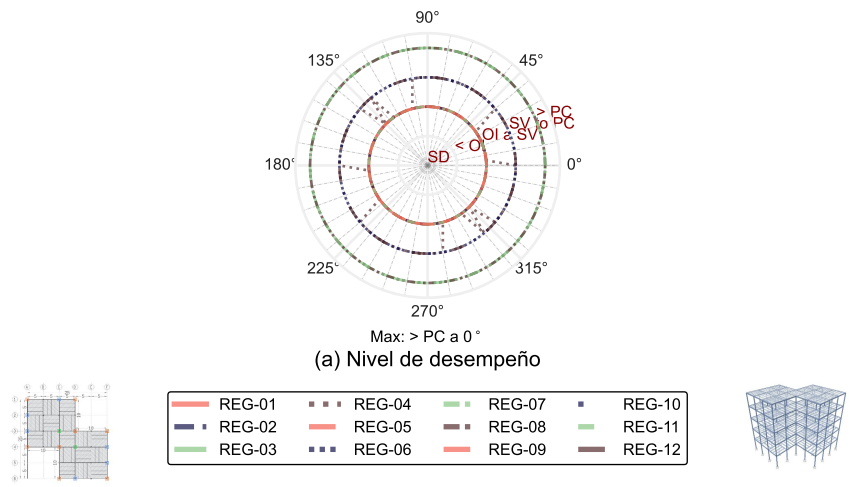


Figura C.70. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-X

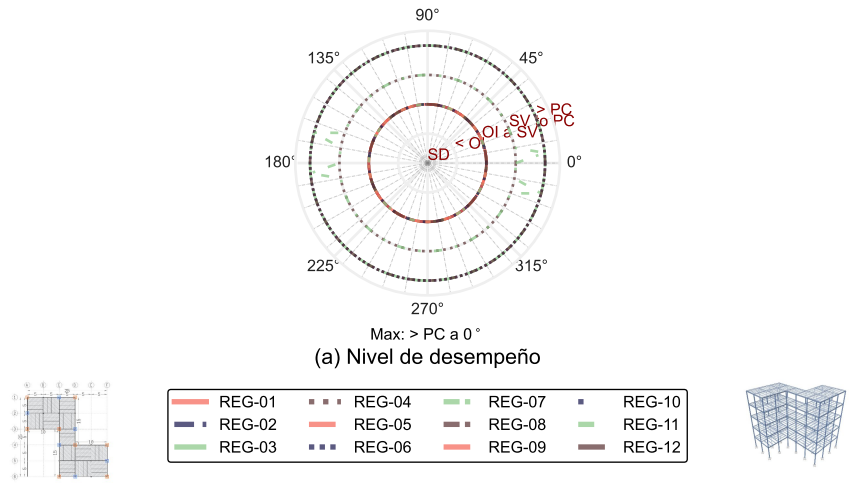


Figura C.71. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-XI

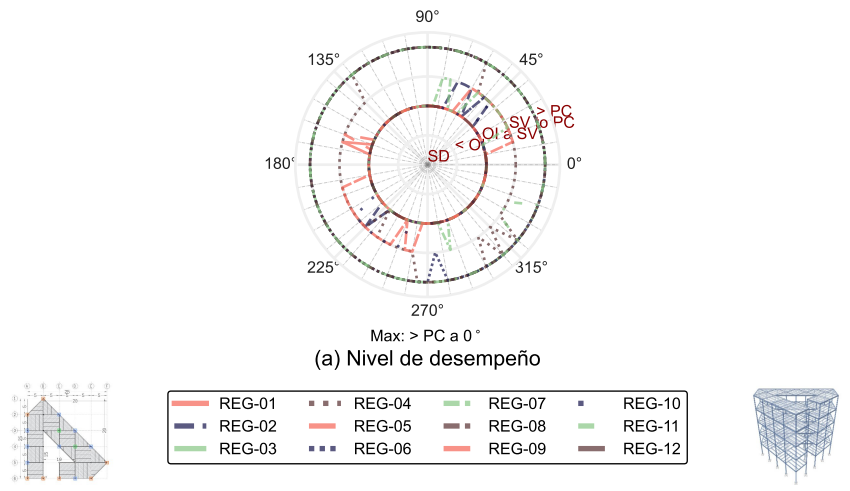


Figura C.72. Análisis rotacional: nivel de desempeño máximo: M-XII

APÉNDICE D: ÁNGULOS DE INCIDENCIA CRÍTICOS

Cuadro D.1. Variación del ángulo de incidencia sísmica: desplazamientos máximos de azotea.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
Δ_x	REG-01	170	155	165	0	155	175	155	155	5	165	155	175
	REG-02	110	110	105	90	110	100	130	135	85	110	105	150
	REG-03	5	0	0	0	0	0	0	175	5	0	0	5
	REG-04	20	20	25	15	20	20	40	40	15	20	25	35
	REG-05	25	25	25	10	25	20	25	25	45	25	25	30
	REG-06	125	120	120	150	120	115	120	125	150	115	130	130
	REG-07	40	35	30	45	35	25	30	25	45	30	25	35
	REG-08	120	125	115	120	120	120	125	125	120	115	120	115
	REG-09	175	175	175	5	175	0	155	155	5	175	175	0
	REG-10	60	60	60	85	60	65	55	55	85	60	60	80
	REG-11	35	35	35	25	35	30	25	25	45	35	35	35
	REG-12	160	160	165	30	160	160	170	170	35	160	160	20
Δ_y	REG-01	80	65	75	75	65	75	65	60	75	75	65	50
	REG-02	20	20	15	20	20	20	40	45	20	20	15	5
	REG-03	95	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	85
	REG-04	110	110	115	115	110	115	130	130	120	110	115	105
	REG-05	115	115	115	110	115	115	115	115	110	115	115	100
	REG-06	35	30	25	35	30	30	30	35	40	25	40	35
	REG-07	130	125	120	115	125	120	125	115	115	120	115	110
	REG-08	35	35	25	30	30	25	30	30	30	25	30	15
	REG-09	85	85	85	85	85	85	65	90	85	85	85	80
	REG-10	150	150	150	150	150	150	145	145	150	150	150	135
	REG-11	125	120	125	120	125	125	115	120	120	125	125	120
	REG-12	70	70	70	70	70	70	80	80	75	70	70	65

Cuadro D.2. Variación del ángulo de incidencia sísmica: distorsiones máximas de entrepiso.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
	REG-01	160-165	160-175	155-170	0-170	160-170	165-175	130-165	140-165	0-175	155-170	135-165	140-165
	REG-02	95-165	100-165	100-160	115-165	95-165	110-165	110-140	110-135	115-170	95-160	105-135	105-150
	REG-03	5-175	0-175	0-5	10-175	0-170	0-15	0-10	0-5	0-30	5-175	0-175	0-175
	REG-04	15-25	20-25	10-35	30-45	15-25	25-50	10-30	20-30	45-60	10-25	15-35	10-25
	REG-05	30-75	30-80	15-90	15-110	25-85	15-100	15-35	15-45	50-110	25-55	15-85	20-35
	REG-06	105-130	115-130	110-135	115-140	110-140	110-140	120-140	120-135	125-155	105-125	120-135	100-135
	REG-07	0-170	25-110	15-175	30-55	0-45	5-50	25-40	20-35	30-60	20-175	10-170	25-45
	REG-08	110-130	110-130	110-125	120-135	110-125	115-130	115-135	115-135	120-135	110-125	115-125	115-120
	REG-09	140-170	140-170	145-170	0-170	140-170	150-175	0-165	0-165	5-170	145-170	145-175	150-175
	REG-10	45-65	50-65	50-60	70-80	50-65	60-75	10-50	10-55	70-85	50-55	25-60	35-50
	REG-11	35-45	30-45	30-45	40-50	30-45	40-50	25-40	25-35	40-55	30-45	30-40	25-40
	REG-12	155-175	155-175	5-170	25-175	0-165	5-165	150-170	160-165	10-175	5-165	5-170	140-165
	REG-01	70-75	70-80	60-80	65-75	70-80	65-80	50-75	45-85	65-75	65-80	45-75	30-100
	REG-02	5-75	5-75	5-70	10-50	5-75	10-70	20-45	20-45	10-50	5-70	15-45	20-70
	REG-03	80-95	80-95	85-95	90-100	80-95	90-100	90-105	90-100	85-100	80-95	85-95	80-105
	REG-04	105-115	105-115	100-120	105-130	105-115	105-120	110-125	95-130	110-130	105-120	105-125	105-130
	REG-05	120-165	120-170	105-175	120-175	115-175	120-140	105-125	0-120	120-170	115-145	110-175	5-115
	REG-06	15-40	25-50	15-35	15-25	20-50	20-30	35-55	30-40	15-35	15-40	30-50	25-45
	REG-07	80-140	20-135	80-130	85-135	90-130	85-135	120-130	105-125	85-130	90-135	85-130	100-120
	REG-08	20-40	20-35	20-35	20-35	20-35	20-35	25-45	25-45	20-35	20-35	25-35	25-45
	REG-09	50-75	55-80	55-80	55-80	50-80	55-80	60-90	60-85	55-80	55-80	55-85	55-90
	REG-10	135-155	135-150	135-145	140-150	140-155	140-160	110-150	120-155	140-150	140-145	120-150	130-165
	REG-11	125-135	120-135	120-135	120-135	120-135	120-135	115-130	115-130	120-135	120-135	120-135	125-140
	REG-12	65-85	65-90	65-90	65-90	65-90	65-95	60-80	70-80	70-90	65-95	65-90	25-90

γ_x

γ_y

Cuadro D.3. Variación del ángulo de incidencia sísmica: reacciones máximas en la base.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
F_x	REG-01	150	150	160	165	155	160	140	140	165	155	165	160
	REG-02	135	135	145	145	135	150	130	140	145	140	140	140
	REG-03	5	5	0	0	5	0	10	0	0	0	0	5
	REG-04	15	20	15	10	20	10	15	20	10	15	15	15
	REG-05	75	85	85	25	80	45	15	15	20	80	25	15
	REG-06	105	135	130	130	135	130	140	125	130	130	130	135
	REG-07	45	45	30	30	40	35	35	30	30	40	30	30
	REG-08	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130
	REG-09	160	160	165	165	160	165	165	165	165	165	165	165
	REG-10	65	65	50	45	50	50	45	45	50	50	45	45
	REG-11	40	35	40	40	40	40	35	35	40	40	40	40
	REG-12	160	160	165	165	160	165	160	160	165	165	165	165
F_y	REG-01	60	65	75	75	65	70	75	85	70	65	75	80
	REG-02	45	45	55	60	45	55	45	45	30	60	50	55
	REG-03	95	95	90	95	95	90	95	90	95	90	90	90
	REG-04	110	110	105	120	110	105	110	100	125	105	105	100
	REG-05	165	170	175	105	170	0	105	105	115	170	115	110
	REG-06	15	45	40	45	45	45	45	40	45	40	40	40
	REG-07	135	135	125	110	130	130	125	120	115	130	120	115
	REG-08	40	40	40	40	40	40	45	45	40	40	40	40
	REG-09	70	70	75	75	70	75	75	75	75	75	75	75
	REG-10	155	155	140	135	140	150	135	135	135	140	135	135
	REG-11	130	130	130	125	130	130	120	130	125	130	130	125
	REG-12	70	70	75	75	70	75	60	80	75	75	75	75
F_z	REG-01	60	65	95	165	25	65	170	0	165	65	20	120
	REG-02	65	50	15	95	150	65	40	70	120	50	145	115
	REG-03	125	55	35	175	170	55	130	65	160	55	35	150
	REG-04	100	135	65	45	20	15	120	105	155	175	170	10
	REG-05	145	145	80	20	110	15	140	115	170	160	150	150
	REG-06	25	110	55	135	170	135	135	20	135	85	60	130
	REG-07	125	85	15	150	175	5	110	140	165	85	40	110
	REG-08	30	5	5	120	140	10	45	45	120	40	110	90
	REG-09	100	120	30	140	140	100	50	50	120	85	140	165
	REG-10	85	5	85	20	100	135	100	135	100	175	0	45
	REG-11	80	175	80	170	165	165	95	125	175	75	75	0
	REG-12	80	50	150	110	0	165	60	80	10	90	115	120

Cuadro D.3. Variación del ángulo de incidencia sísmica: reacciones máximas en la base (continuación).

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
M_x	REG-01	85	75	65	65	75	65	65	60	65	75	65	65
	REG-02	5	60	10	50	10	10	40	45	50	10	10	15
	REG-03	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
	REG-04	105	110	115	110	110	110	130	125	110	110	120	120
	REG-05	115	115	110	115	115	110	115	115	115	115	115	115
	REG-06	35	25	30	40	25	30	30	35	40	30	40	40
	REG-07	125	125	120	125	125	125	125	120	125	125	120	120
	REG-08	25	25	25	25	25	25	30	30	25	25	25	25
	REG-09	85	85	85	85	85	85	65	65	85	85	85	85
	REG-10	150	150	150	150	150	150	145	145	150	150	155	155
	REG-11	125	125	120	120	125	120	115	120	120	125	120	120
	REG-12	70	70	70	70	70	70	80	80	70	70	70	70
M_y	REG-01	175	165	155	155	165	155	155	155	155	165	155	150
	REG-02	95	150	100	105	100	105	130	140	105	100	100	100
	REG-03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	REG-04	15	20	20	25	20	25	40	35	25	20	30	20
	REG-05	25	25	20	25	25	20	25	25	25	20	25	25
	REG-06	125	115	120	130	115	120	125	125	115	120	130	130
	REG-07	35	35	30	30	35	30	30	25	30	35	30	30
	REG-08	115	115	115	115	115	115	120	115	115	115	120	120
	REG-09	175	175	175	175	175	175	155	155	175	175	175	175
	REG-10	60	60	60	60	60	60	55	55	60	60	60	60
	REG-11	35	35	30	30	35	30	25	25	30	30	30	30
	REG-12	160	160	160	160	160	160	165	165	160	160	160	160
M_z	REG-01	15	20	25	0	10	10	40	40	0	20	30	25
	REG-02	0	0	10	15	175	0	0	5	5	5	5	0
	REG-03	45	50	45	40	40	40	55	45	30	45	45	50
	REG-04	65	60	60	75	65	65	70	60	75	60	55	60
	REG-05	125	130	60	60	125	60	60	60	60	125	70	100
	REG-06	155	5	5	0	175	0	5	175	160	5	175	170
	REG-07	90	90	85	90	85	85	80	75	90	80	75	70
	REG-08	175	175	175	175	170	170	0	0	170	175	175	175
	REG-09	25	30	30	35	25	30	30	30	25	25	25	25
	REG-10	100	115	90	90	90	95	90	90	85	95	90	95
	REG-11	80	80	80	75	80	80	80	80	70	80	85	85
	REG-12	25	25	30	25	25	25	20	25	25	25	35	35

Cuadro D.4. Variación del ángulo de incidencia sísmica: fuerza axial de compresión en columnas.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
	REG-01	75-165	65-175	65-165	10-155	70-175	65-155	5-125	65-155	15-155	65-175	55-155	60-160
	REG-02	15-105	0-115	10-105	10-135	10-115	15-105	35-155	10-135	15-175	0-115	0-105	0-110
	REG-03	0-175	15-175	0-90	0-140	0-165	0-90	25-150	0-175	0-135	15-165	0-75	0-175
	REG-04	15-110	20-110	25-115	30-170	10-115	20-115	10-130	40-130	30-170	10-100	30-105	20-175
	REG-05	25-115	25-115	25-115	25-165	10-115	25-115	55-175	25-115	25-160	10-100	25-100	15-165
	REG-06	30-125	10-135	30-120	30-165	25-130	20-120	30-155	35-125	0-135	10-130	30-130	35-135
	REG-07	35-125	30-125	30-120	25-175	20-125	25-125	5-125	25-115	5-140	20-110	25-105	20-170
	REG-08	25-115	10-125	25-115	25-150	25-125	25-120	25-145	25-120	10-155	10-125	10-115	15-125
	REG-09	85-175	5-175	85-175	35-170	5-175	0-175	5-125	60-160	40-170	5-165	65-170	0-175
	REG-10	60-150	55-150	55-150	20-155	45-150	55-150	25-130	50-145	30-165	45-135	60-135	0-140
	REG-11	45-135	35-125	35-120	30-175	20-125	30-125	55-175	25-120	30-175	20-110	35-110	25-175
	REG-12	70-160	55-175	70-160	15-160	70-175	65-160	15-140	80-170	10-160	60-175	60-160	65-170
	REG-01	30-120	30-120	20-120	20-110	30-120	20-110	20-105	25-105	20-110	30-120	20-130	0-150
	REG-02	60-150	60-150	60-150	25-150	60-150	55-155	10-170	50-155	30-150	60-150	60-150	20-175
	REG-03	45-135	45-145	45-145	40-140	45-135	40-135	45-130	45-130	40-140	45-145	45-160	25-175
	REG-04	65-155	65-160	70-160	65-160	65-155	65-160	85-170	90-170	65-165	65-165	10-165	15-165
	REG-05	70-160	70-160	70-160	65-160	70-160	70-160	70-160	75-155	65-160	70-160	5-160	25-165
	REG-06	75-165	70-165	70-160	15-175	70-165	5-165	10-170	70-175	15-175	70-160	80-175	20-170
	REG-07	80-170	80-170	75-165	70-165	75-165	75-165	75-170	75-155	65-170	75-165	70-175	25-160
	REG-08	70-160	70-160	40-160	50-175	70-160	60-165	50-175	60-165	0-160	65-160	70-160	0-155
	REG-09	40-130	40-130	40-135	45-135	40-130	45-130	25-105	20-105	35-135	40-130	30-165	0-125
	REG-10	15-105	15-105	10-105	0-110	10-105	5-110	10-175	0-105	0-115	10-100	15-100	0-150
	REG-11	0-90	0-170	75-170	75-170	80-170	80-170	70-160	75-160	80-170	80-170	5-170	30-170
	REG-12	25-115	25-115	25-115	20-120	25-115	25-120	35-125	40-120	20-120	25-115	25-140	10-155

C_{borde}

C_{esquina}

Cuadro D.4. Variación del ángulo de incidencia sísmica: fuerza axial de compresión en columnas (continuación).

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
	REG-01	65-145	65-170	0	150-155	65-95	150-170	0	0	55-170	25	0	70-175
	REG-02	80-170	25-110	0	110-115	15-50	110	0	0	5-115	160	0	10-110
	REG-03	40-130	20-135	0	0	50-95	0	0	0	0-160	40	0	95-175
	REG-04	60-150	20-170	0	25-30	90-130	25	0	0	25-115	60	0	0-150
	REG-05	15-105	10-130	0	15-20	100-120	15	0	0	10-120	75	0	0-130
	REG-06	70-160	35-135	0	110-115	5-55	120-125	0	0	30-120	165	0	35-110
	REG-07	15-105	30-160	0	25-30	115-135	30	0	0	25-130	80	0	25-125
	REG-08	60-150	25-120	0	110-120	25-40	120	0	0	15-120	160	0	35-105
	REG-09	5-95	80-170	0	170-175	75-110	170-175	0	0	85-175	35	0	95-170
	REG-10	75-165	15-150	0	55-60	130-150	55	0	0	60-155	105	0	50-150
	REG-11	75-155	50-155	0	35	120-130	35	0	0	25-130	65	0	15-145
	REG-12	20-110	15-110	0	160-170	70-80	160-170	0	0	0-150	45	0	70-150

C_{Interior}

Cuadro D.5. Variación del ángulo de incidencia sísmica: rotaciones plásticas.

Comp.	Reg.	M-I	M-II	M-III	M-IV	M-V	M-VI	M-VII	M-VIII	M-IX	M-X	M-XI	M-XII
R_2	REG-01	65	80	65	95	70	75	65	0	90	70	70	70
	REG-02	65	45	50	60	40	75	25	75	60	40	55	25
	REG-03	105	95	95	105	90	100	120	75	65	95	90	80
	REG-04	110	115	110	115	110	115	110	105	100	125	110	90
	REG-05	175	30	85	90	30	65	125	110	90	70	110	140
	REG-06	0	85	65	15	70	70	40	90	25	65	65	65
	REG-07	145	135	130	85	140	140	150	115	85	130	110	75
	REG-08	35	40	35	35	40	35	45	45	40	30	35	30
	REG-09	75	75	75	85	70	80	105	75	90	75	80	55
	REG-10	150	40	90	120	35	105	120	150	110	90	120	15
	REG-11	125	125	125	130	125	135	120	115	130	135	120	135
	REG-12	80	85	65	85	85	85	80	90	90	75	85	80
R_3	REG-01	155	155	160	40	160	170	65	0	25	160	160	150
	REG-02	155	140	135	10	150	100	160	150	10	130	160	135
	REG-03	15	0	0	10	5	10	15	5	10	0	0	165
	REG-04	25	20	20	15	20	25	15	175	15	30	20	5
	REG-05	80	90	175	65	120	130	45	5	45	160	20	40
	REG-06	90	160	160	135	160	160	125	130	155	160	130	120
	REG-07	55	45	35	30	55	10	10	25	145	40	35	15
	REG-08	125	130	125	130	135	135	130	130	135	120	115	130
	REG-09	165	165	0	175	160	0	165	170	130	165	165	170
	REG-10	60	150	25	70	150	175	60	20	85	30	30	40
	REG-11	35	55	30	30	55	35	40	20	30	35	30	30
	REG-12	170	170	0	175	175	160	20	160	0	170	175	155
N_{RP}	REG-01	10	110	160	0	70	160	55	0	170	70	65	150
	REG-02	0	95	0	0	90	110	5	65	125	0	150	100
	REG-03	80	80	20	20	130	80	120	85	15	20	85	170
	REG-04	0	155	55	40	0	50	25	35	20	75	10	175
	REG-05	70	5	65	175	60	0	130	25	165	55	20	115
	REG-06	30	80	95	120	165	110	80	150	110	165	105	85
	REG-07	80	35	155	15	150	0	160	30	15	35	85	0
	REG-08	70	0	5	105	5	5	115	60	105	0	130	80
	REG-09	60	165	80	155	65	140	170	145	145	5	0	30
	REG-10	120	60	20	50	170	135	35	85	45	150	15	55
	REG-11	85	80	105	20	20	50	40	65	40	15	35	0
	REG-12	0	115	55	165	80	145	70	85	150	165	55	120