



Universidad Católica de Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**Estudio del impacto del ángulo de incidencia sísmica en la respuesta de
edificaciones con irregularidad torsional en Arequipa utilizando análisis
tiempo historia no lineal**

Tesis presentada por:

Montiel Puma, Fernanda Valeria

ORCID: 0009-0004-7045-6692

para optar el Título Profesional de Ingeniera Civil

Asesor:

Mg. Rosas Espinoza, Jorge

ORCID: 0000-0003-3583-6812

Arequipa – Perú

2026

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INGENIERIA CIVIL

TITULACIÓN CON TESIS

DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 30 de Julio del 2026

Dictamen: 012786-C-EPIC-2026

Visto el borrador del expediente 012786, presentado por:

2016201192 - MONTIEL PUMA FERNANDA VALERIA

Titulado:

**ESTUDIO DEL IMPACTO DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA SÍSMICA EN LA RESPUESTA DE
EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD
TORSIONAL EN AREQUIPA UTILIZANDO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

Titulo Profesional/Titulo de Segunda Especialidad/Grado Académico a optar:

INGENIERO CIVIL

**29238311 - GUILLEN MALAGA MILAGROS SOCORRO
DICTAMINADOR**



**30960927 - FEBRES ROSADO OLGER JAVIER
DICTAMINADOR**



**72476554 - BUSTAMANTE MORA BORIS ANDRE
DICTAMINADOR**



Estudio del impacto del ángulo de incidencia sísmica en la respuesta de edificaciones con irregularidad torsional en Arequipa utilizando análisis tiempo historia no lineal

INFORME DE ORIGINALIDAD

15%

INDICE DE SIMILITUD

15%

FUENTES DE INTERNET

9%

PUBLICACIONES

5%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

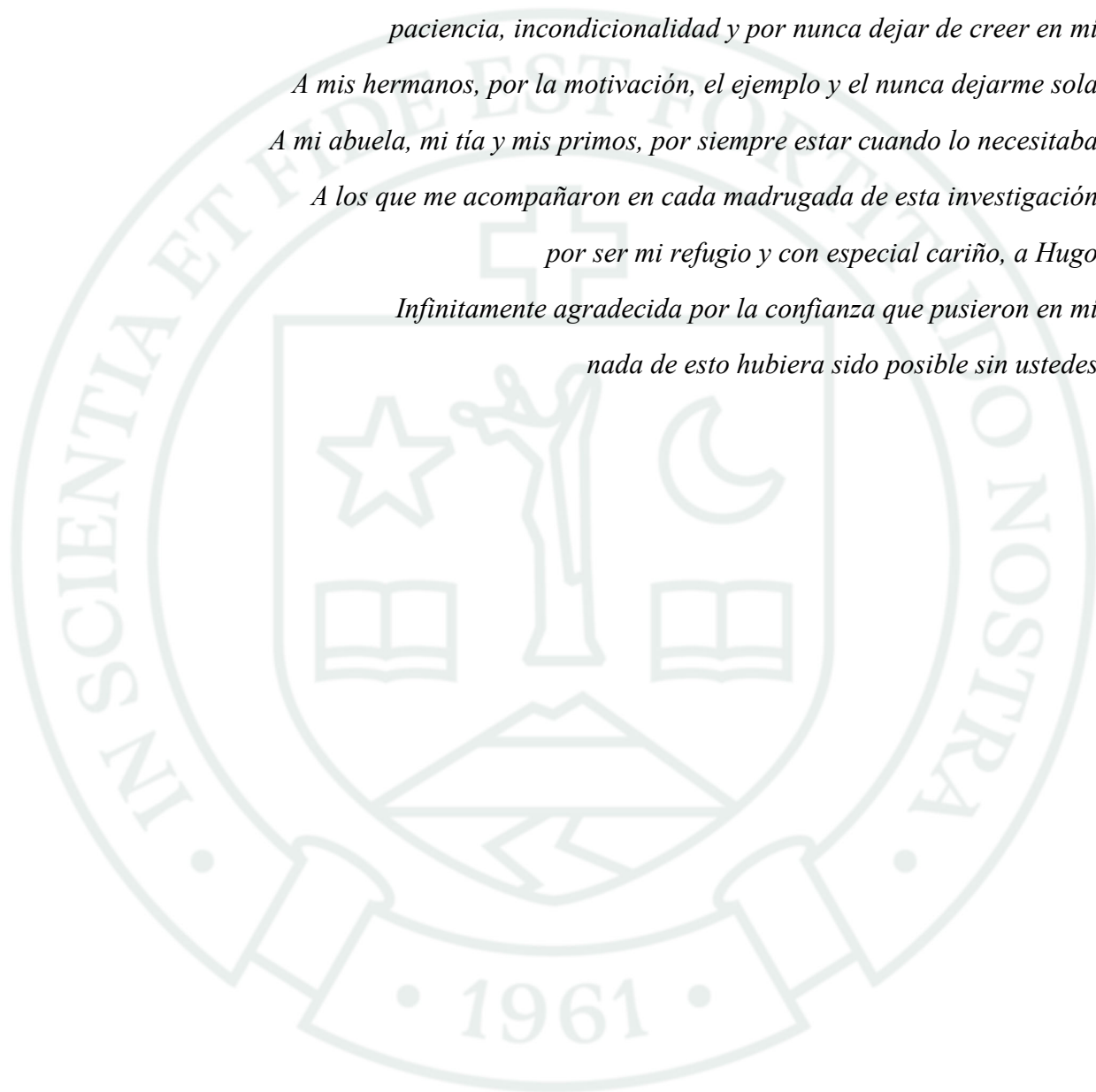
FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net	Fuente de Internet	4%
2	repositorioacademico.upc.edu.pe	Fuente de Internet	1%
3	Submitted to Universidad Católica de Santa María	Trabajo del estudiante	1%
4	doku.pub	Fuente de Internet	1%
5	Submitted to uni	Trabajo del estudiante	<1%
6	es.scribd.com	Fuente de Internet	<1%
7	repositorio.uta.edu.ec	Fuente de Internet	<1%
8	ribuni.uni.edu.ni	Fuente de Internet	<1%
9	escuelaing.s3.amazonaws.com	Fuente de Internet	<1%
10	www.laccei.org	Fuente de Internet	<1%
11	ri.ues.edu.sv	Fuente de Internet	<1%
12	vdocuments.mx	Fuente de Internet	<1%
13	archive.org	Fuente de Internet	<1%
14	qdoc.tips	Fuente de Internet	<1%

repositorio.ucsm.edu.pe

Dedicatoria

*A mamá y papá, que me acompañaron en los mejores
y peores momentos de este camino, gracias por su apoyo,
paciencia, incondicionalidad y por nunca dejar de creer en mí.
A mis hermanos, por la motivación, el ejemplo y el nunca dejarme sola.
A mi abuela, mi tía y mis primos, por siempre estar cuando lo necesitaba.
A los que me acompañaron en cada madrugada de esta investigación,
por ser mi refugio y con especial cariño, a Hugo.
Infinitamente agradecida por la confianza que pusieron en mí,
nada de esto hubiera sido posible sin ustedes.*



Agradecimientos

A mi familia, que siempre estuvo pendiente de mi proceso.

A mis docentes y a mi asesor, quienes, con su experiencia y conocimientos fueron una guía fundamental en mi formación.

A las amigas y amigos que hicieron de la carrera universitaria un recuerdo que atesoraré por siempre, quienes, además, con su interés y palabras de aliento me impulsaron a finalizar este camino.



RESUMEN

La presente investigación evalúa el efecto del ángulo de incidencia sísmica en la respuesta estructural de edificios de concreto armado con irregularidad torsional normal e irregularidad torsional extrema en la ciudad de Arequipa. Se modelaron seis edificios de 12 pisos con sistema estructural de muros de corte, variando la ubicación de estos elementos para generar ambos tipos de irregularidad según la NTE E.030. Cada modelo fue analizado mediante análisis modal espectral, análisis tiempo historia lineal y análisis tiempo historia no lineal, usando siete registros sísmicos peruanos escalados al espectro objetivo de la norma.

El análisis tiempo historia lineal, realizado en ETABS, fue aplicado variando el ángulo de incidencia entre 0° y 180° cada 15° . De la comparación de derivas, desplazamientos, índice de irregularidad torsional y fuerzas cortantes se obtuvo que el ángulo crítico de cada estructura es diferente a las direcciones convencionales de análisis (0° y 90°). Posteriormente, el análisis tiempo historia no lineal, realizado en PERFORM-3D con el ángulo crítico de cada estructura, demostró que el análisis modal espectral subestima las derivas de entrepiso en la mayoría de estructuras, evidenciando incluso que algunas superaron el límite de deriva de la NTE E.030 para análisis no lineal. Adicionalmente, se evaluó el nivel de desempeño sísmico de cada estructura y se analizó su posible relación con otras propiedades estructurales como el periodo fundamental y la excentricidad, con el fin de identificar qué características de la estructura influyen más en el nivel de daño alcanzado bajo el ángulo de incidencia crítico. Se evidenció también que el análisis modal espectral subestimó las fuerzas internas en vigas, siendo estas los elementos más sensibles a la variación del ángulo de incidencia.

Se concluye que el análisis sísmico tradicional limitado a los ejes principales subestima las demandas de diseño reales en estructuras con irregularidad torsional, recomendándose incorporar la variación del ángulo de incidencia en el análisis dinámico no lineal para garantizar un diseño sismorresistente seguro y eficiente.

Palabras clave: Irregularidad torsional, ángulo de incidencia sísmica, análisis tiempo historia no lineal.

ABSTRACT

This study investigates the effect of the seismic incidence angle on the structural response of reinforced concrete buildings exhibiting torsional irregularity and extreme torsional irregularity in the city of Arequipa, Peru. Six 12-story reinforced concrete shear wall buildings were modeled, with the in-plan distribution of lateral force-resisting elements varied to reproduce both irregularity classifications in accordance with the Peruvian Seismic Design Standard NTE E.030. Each model was subjected to three analytical approaches: response spectrum analysis, linear modal time history analysis, and nonlinear time history analysis, utilizing seven Peruvian ground motion records spectrally matched to the code design spectrum.

The linear time history analysis, conducted in ETABS, was performed by systematically rotating the seismic input direction from 0° to 180° at 15° intervals. Comparative evaluation of inter-story drifts, displacements, torsional irregularity indices, and base shear forces revealed that the critical incidence angle for each structure deviates from the conventional orthogonal analysis directions (0° and 90°). The subsequent nonlinear time history analysis, executed in PERFORM-3D at the structure-specific critical angle, demonstrated that response spectrum analysis consistently underestimates inter-story drifts in the majority of structures, with certain models exceeding the drift limit prescribed by NTE E.030 for nonlinear analysis. Furthermore, the seismic performance level of each structure was assessed and its correlation with key structural parameters — including the fundamental period and the eccentricity between the center of mass and the center of rigidity — was examined to identify the governing characteristics influencing the damage level attained under the critical incidence angle. Results also indicated that response spectrum analysis underestimates beam internal forces, with beam elements exhibiting the highest sensitivity to incidence angle variation.

It is concluded that conventional seismic analysis restricted to the principal structural axes underestimates actual design demands in torsionally irregular structures. It is recommended that the variation of the seismic incidence angle be incorporated into nonlinear dynamic analysis procedures to ensure a safe and efficient seismic-resistant design.

Keywords: Torsional irregularity, seismic incidence angle, nonlinear time history analysis.

ÍNDICE

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN 1

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES..... 3

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 3

1.1. Identificación del problema..... 3

1.2. Pregunta general de la investigación 7

1.3. Delimitación 7

1.4. Viabilidad 9

1.5. Justificación 10

2. OBJETIVOS 12

2.1. Objetivo General..... 12

2.2. Objetivos Específicos: 12

3. HIPÓTESIS..... 13

3.1. Hipótesis general 13

3.2. Hipótesis específicas..... 13

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO..... 14

1. ANTECEDENTES	14
2. ESTADO DEL ARTE.....	17
3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	19
3.1. Origen del movimiento sísmico.....	19
3.2. Registro del movimiento de suelo	19
3.3. Tratamiento del registro sísmico	20
3.4. Ecuación del equilibrio dinámico y movimiento sísmico	26
3.5. Espectro de respuesta.....	28
3.6. Métodos de análisis sísmico	30
3.7. No linealidad de materiales	35
3.8. Respuesta inelástica de estructuras.....	39
3.9. Diseño por desempeño sismorresistente.....	56
3.10. Ángulo de incidencia crítico en sismos	66
3.11. Métodos de combinación direccional	67
3.12. Irregularidades estructurales	71
4. MARCO LEGAL.....	73
4.1. Consideración del ángulo de incidencia en normas internacionales	73

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN..... 75

1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	75
-------------------------------------	----

1.1.	Enfoque de la investigación.....	75
1.2.	Tipo de investigación.....	75
1.3.	Alcance de la investigación	75
1.4.	Diseño de la investigación.....	76
1.5.	Variables del estudio	94
2.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	95
2.1.	Población de estudio	95
2.2.	Muestra	95
3.	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS Y VALIDACIÓN.....	96
3.1.	Instrumentos	96
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		97
1.	ESTRUCTURACIÓN GENERAL DE MODELOS	97
1.1.	Descripción geométrica	97
1.2.	Predimensionamiento	103
1.3.	Centro de masa y centro de rigidez	103
1.4.	Parámetros sísmicos	104
1.5.	Irregularidad estructural	105
2.	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	105
2.1.	Propiedades dinámicas	105
2.2.	Fuerza Cortante.....	106

2.3.	Desplazamientos	109
2.4.	Derivas	113
2.5.	Relación de irregularidad torsional.....	121
2.6.	Cortante de diseño	122
2.7.	Diseño estructural	123
3.	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA.....	125
3.1.	Registros sísmicos	125
3.2.	Resultados del análisis tiempo historia modal lineal.....	127
3.3.	Resultados análisis tiempo historia no lineal.....	149
4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	175
4.1.	Comparación de la respuesta estructural	175
4.2.	Impacto del ángulo de incidencia	199
CONCLUSIONES.....		206
RECOMENDACIONES		209
REFERENCIAS.....		211
ANEXOS.....		224

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación del movimiento sísmico de diseño. Fuente: (SEAOC, 1995).....	60
Tabla 2. Valores de rigidez efectiva. Fuente:(FEMA, 2000).....	63
Tabla 3. Valores de rigidez efectiva. Fuente: (ATC, 1996).....	64
Tabla 4. Valores de rigidez efectiva. Fuente: (ASCE, 2017b).....	64
Tabla 5. Carga muerta y carga viva asignada a piso típico y azotea. Elaboración propia.	78
Tabla 6. Registros sísmicos seleccionados para análisis tiempo historia. Elaboración propia.	80
Tabla 7. Rango de períodos de verificación (0.2T-1.5T) por estructura analizada. Elaboración propia.	81
Tabla 8. Operacionalización de variables. Elaboración propia.....	95
Tabla 9. Dimensiones de elementos estructurales. Elaboración propia.....	103
Tabla 10. Centro de masa, centro de rigidez y excentricidad de cada estructura. Elaboración propia.	104
Tabla 11. Parámetros sísmicos. Elaboración propia.	104
Tabla 12. Factores de irregularidad por estructura. Elaboración propia.....	105
Tabla 13. Modos de vibración por estructura. Elaboración propia.....	106
Tabla 14. Fuerza cortante por nivel, dirección X. Elaboración propia.	109
Tabla 15. Fuerza cortante por nivel, dirección Y. Elaboración propia.	109
Tabla 16. Máximo desplazamiento por nivel, dirección X. Elaboración propia.	113
Tabla 17. Máximo desplazamiento por nivel, dirección Y. Elaboración propia.	113
Tabla 18. Deriva reducida, dirección X. Elaboración propia.	117
Tabla 19. Deriva reducida, dirección Y. Elaboración propia.	117
Tabla 20. Deriva elástica, dirección X. Elaboración propia.	121

Tabla 21. Deriva elástica, dirección Y. Elaboración propia.	121
Tabla 22. Relación de irregularidad por nivel, dirección X. Elaboración propia.	122
Tabla 23. Relación de irregularidad por nivel, dirección Y. Elaboración propia.	122
Tabla 24. Cortante de diseño por dirección para cada estructura. Elaboración propia.....	123
Tabla 25. Diseño de columna de todas las estructuras. Elaboración propia.	124
Tabla 26. Diseño de vigas de todas las estructuras. Elaboración propia.	124
Tabla 27. Muro más crítico por estructura. Verificación a cortante. Elaboración propia.....	125
Tabla 28. Máxima cortante por ángulo de incidencia para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.	131
Tabla 29. Máxima cortante por ángulo de incidencia para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.	131
Tabla 30. Desplazamiento por estructura para cada ángulo de incidencia, dirección X. Elaboración propia.	136
Tabla 31. Desplazamiento por estructura para cada ángulo de incidencia, dirección Y. Elaboración propia.	136
Tabla 32. Máxima deriva por estructura para cada ángulo de incidencia, dirección X. Elaboración propia.	141
Tabla 33. Máxima deriva por estructura para cada ángulo de incidencia, dirección Y. Elaboración propia.	141
Tabla 34. Máxima relación de irregularidad torsional por ángulo de incidencia para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.	146
Tabla 35. Máxima relación de irregularidad torsional por ángulo de incidencia para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.	146

Tabla 36. Resumen comparativo de ángulos críticos y valores máximos. Estructuras 1 a 6.....	148
Tabla 37. Promedio de derivas por dirección para cada estructura. Elaboración propia.....	157
Tabla 38. Máxima deriva y registro crítico por estructura, dirección X. Elaboración propia. ...	157
Tabla 39. Máxima deriva y registro crítico por estructura, dirección Y. Elaboración propia. ...	157
Tabla 40. Promedio de desplazamientos del último nivel por dirección para cada estructura. Elaboración propia.	160
Tabla 41. Promedio de aceleraciones del último nivel por dirección para cada estructura. Elaboración propia.	163
Tabla 42. Promedio de fuerza cortante en la base por dirección para cada estructura. Elaboración propia.	166
Tabla 43. Ubicación de elemento más esforzado por estructura. Elaboración propia.	171
Tabla 44. Valores promedio por estructura de torsión, momento y cortante en vigas. Elaboración propia.	171
Tabla 45. Valores promedio por estructura de torsión, compresión, momento y cortante en columnas. Elaboración propia.....	172
Tabla 46. Usage Ratios promedio de los 7 registros sísmicos por nivel de desempeño y tipo de elemento — Estructuras 1-6.....	173
Tabla 47. Periodos de los tres primeros modos de vibración y caracterización modal de las seis estructuras analizadas. Elaboración propia.	175
Tabla 48. Excentricidad en la dirección X, en la dirección Y y excentricidad total. Elaboración propia.	176
Tabla 49. Comparación de relación de irregularidad entre métodos de análisis para todas las estructuras. Elaboración propia.....	177

Tabla 50. Cortante basal de Análisis Modal Espectral y Análisis Tiempo Historia No Lineal por estructura. Elaboración propia.	179
Tabla 51. Cortante basal de Análisis Modal Espectral con $R=6$ sin factor de irregularidad I_p para cada estructura. Elaboración propia.	179
Tabla 52. Factores de irregularidad considerando valores de Análisis Tiempo Historia No Lineal. Elaboración propia.	179
Tabla 53. Ecuaciones de regresión y coeficientes de correlación y determinación. Elaboración propia.	183
Tabla 54. Comparación de derivas entre métodos de análisis para todas las estructuras. Elaboración propia.	184
Tabla 55. Ratio de derivas $THnI/AME$ por estructura y dirección de análisis. Elaboración propia.	185
Tabla 56. Ratio promedio de derivas $THnI/AME$ según tipo de irregularidad torsional. Elaboración propia.	186
Tabla 57. Comparación de desplazamientos máximos en Nivel 12 entre métodos de análisis para todas las estructuras. Elaboración propia.	187
Tabla 58. Cortantes basales promedios obtenidos mediante AME, THL y THnL. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.	188
Tabla 59. Aceleraciones máximas en el Nivel 12 obtenidas del análisis tiempo historia no lineal para cada dirección. Elaboración propia.	189
Tabla 60. Comparación de fuerzas internas en el elemento viga crítico entre AME de diseño y THnL. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.	190

Tabla 61. Ratio de fuerzas internas THnI/AME para momentos y cortantes por estructura.	
Elaboración propia.	190
Tabla 62. Usage Ratio promedio de 7 registros y nivel alcanzado para cada estructura.	
Elaboración propia.	194
Tabla 63. Niveles de desempeño alcanzados con redimensionamiento de peraltes. Elaboración propia.	198
Tabla 64. Índice de Irregularidad Torsional mínimo, promedio y máximo para cada estructura.	
Elaboración propia.	200
Tabla 65. Coincidencia del ángulo crítico elegido con el ángulo crítico por indicador estructural — Estructuras E1–E6. Elaboración propia.	201
Tabla 66. Comparación de indicadores estructurales entre THL máximo y THnL promedio. Estructuras de irregularidad torsional normal (E1–E3).	203
Tabla 67. Comparación de indicadores estructurales entre THL máximo y THnL promedio. Estructuras de irregularidad torsional extrema (E4–E6).....	204

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de isosistas para el terremoto de Arequipa de 2001. Fuente: (Tavera et al., 2002)	3
Figura 2. Gráfico de viviendas afectadas y destruidas en el sur del Perú por el sismo de 2001. Adaptado de INDECI (2002)	4
Figura 3. Gráfico de viviendas afectadas y destruidas en las provincias de Arequipa debido al sismo del 2001. Adaptado de INDECI (2002)	4
Figura 4. Nivel de daño del conjunto de edificios del complejo multifamiliar ISSSTE, Tlalpan, Ciudad de México. Fuente: (Pinzón et al., 2018)	6
Figura 5. Hipocentro y epicentro. Fuente: (Museo de Ciencias de Puerto Rico, s. f.)	19
Figura 6. Registro de aceleración, velocidad y desplazamiento del terremoto del 17 de agosto de 1999 en Turquía. Fuente: (Carreño Herrero et al., 1999)	20
Figura 7. Sistema de 1 GDL sometido a una fuerza externa. Fuente: (Chopra, 2014)	27
Figura 8. Sistema de 1GDL sometido a un movimiento en su base. Fuente: (Chopra, 2014)	27
Figura 9. Espectro de aceleración absoluta y pseudo-aceleración, sismo de Lima, 1966. Fuente: (Muñoz Peláez, 2002)	29
Figura 10. Espectro de demanda. Fuente: (EarthQuakeSolutions, s. f.)	29
Figura 11. Modos de vibración de una estructura. Fuente: (Universidad de Costa Rica, 2023)	31
Figura 12. Modelo de Hognestad, 1951. Fuente: (Ottazzi, 2015)	36
Figura 13. Modelo de Mander, 1988. Fuente: (Ottazzi, 2015)	37
Figura 14. Aproximación de Modelo de Park y Paulay. Fuente: (Escamilla, 2010)	38
Figura 15. Curva de capacidad ensayo incremental monotónico. Fuente: (Muñoz Peláez, 2002)	40
Figura 16. Curva de capacidad ensayo incremental cíclico. Fuente: (Muñoz Peláez, 2002)	41
Figura 17. Curva y espectro de capacidad. Fuente: (Muñoz Peláez, 2002)	41

Figura 18. Composición de curva de histéresis. Fuente: (Purca, s. f.).....	45
Figura 19. Modelo de histéresis bilineal. Fuente: (Flores Barreto, 2011)	46
Figura 20. Modelo de histéresis de Takeda. Fuente: (Flores Barreto, 2011).....	46
Figura 21. Modelo de histéresis de Otani. Fuente: (Flores Barreto, 2011).....	47
Figura 22. Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas internas. Fuente: (Almada N et al., 2016)	49
Figura 23. Diagrama Momento-Curvatura de viga rectangular. Fuente: (Almada N et al., 2016).....	49
Figura 24. Diagrama de interacción. Fuente: (Palencia et al., s. f.).....	50
Figura 25. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado. Fuente: (ASCE, 2017b)	51
Figura 26. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado - asignación de rótulas plásticas. Fuente: (FEMA, 2000).....	52
Figura 27. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado - asignación de rótulas plásticas. Fuente: (FEMA, 2000)	52
Figura 28. Sección de fibra para el comportamiento de la membrana de un muro de concreto armado. Fuente: (Ayala, 2022)	53
Figura 29. Longitud plástica en viga empotrada. Fuente(Velásquez, 2017)	54
Figura 30. Diagrama de longitudes plásticas. Fuente: (Aguiar et al., 2015).....	55
Figura 31. Curva de capacidad y desempeño. Fuente: (Gonzalez, 2013).....	57
Figura 32. Niveles de desempeño en función al tipo del sismo y al tipo de edificación. Fuente: (Irizarry et al., 2021)	60
Figura 33. Efecto P-Delta. Fuente: (Nangullasmú, 2022)	66

Figura 34. Definición del ángulo de incidencia θ en un plano horizontal. Fuente: (Menun & Der Kiureghian, 1998)	66
Figura 35. Espectro objetivo establecido por la Norma E.030.	81
Figura 36. Gráfico de la verificación de la primera condición del artículo 47.6 de la NTE E.030: promedio SRSS de los registros TH1-TH7 vs. espectro de diseño ($R=1$). Elaboración propia. ..	82
Figura 37. Gráfico de verificación de la segunda condición del artículo 47.6 de la NTE E.030: componente EW de los registros TH1-TH7 vs. 90% del espectro de diseño. Elaboración propia.	83
Figura 38. Gráfico de verificación de la segunda condición del artículo 47.6 de la NTE E.030: componente NS de los registros TH1-TH7 vs. 90% del espectro de diseño. Elaboración propia.	83
Figura 39. Configuración del modelo de concreto en PERFORM 3D. Captura de pantalla de PERFORM 3D.	85
Figura 40. Gráfico del modelo de Hognestad calibrado en PERFORM 3D. Captura de pantalla de PERFORM 3D.	85
Figura 41. Gráfico comparativo entre el modelo de concreto no confinado de Hognestad y la curva trilineal calibrada en PERFORM 3D. Elaboración propia.	85
Figura 42. Configuración del modelo de concreto en PERFORM 3D. Captura de pantalla de PERFORM 3D.	86
Figura 43. Gráfico del modelo de Park y Paulay calibrado en PERFORM 3D. Captura de pantalla de PERFORM 3D.	86
Figura 44. Gráfico comparativo entre el modelo del acero de refuerzo de Park y Paulay (1975) y la curva trilineal calibrada en PERFORM 3D. Elaboración propia.	87

Figura 45. Configuración de reducción de rigidez a cortante y a flexión en vigas. Captura de pantalla de PERFORM 3D.....	88
Figura 46. Procedimiento metodológico propuesto para el rediseño iterativo de vigas mediante la expresión de predimensionamiento del peralte. Elaboración propia.	93
Figura 47. Vista en planta de Estructura 2. Captura de pantalla de ETABS.	97
Figura 48. Vista en 3D de Estructura 1. Captura de pantalla de ETABS.	98
Figura 49. Vista en planta de Estructura 2. Captura pantalla de ETABS.	98
Figura 50. Vista en 3D de Estructura 2. Captura de pantalla de ETABS.	99
Figura 51. Vista en planta de Estructura 3. Captura pantalla de ETABS.	99
Figura 52. Vista en 3D de Estructura 3. Captura de pantalla de ETABS.	100
Figura 53. Vista en planta de Estructura 4. Captura pantalla de ETABS.	100
Figura 54. Vista en 3D de Estructura 4. Captura de pantalla de ETABS.	101
Figura 55. Vista en planta de Estructura 5. Captura pantalla de ETABS.	101
Figura 56. Vista en 3D de Estructura 5. Captura de pantalla de ETABS.	102
Figura 57. Vista en planta de Estructura 6. Captura pantalla de ETABS.	102
Figura 58. Vista en 3D de Estructura 6. Captura de pantalla de ETABS.	103
Figura 59. Fuerza cortante por nivel, dirección X. Capturas de pantalla de ETABS.	107
Figura 60. Fuerza cortante por nivel, dirección Y. Capturas de pantalla de ETABS.	108
Figura 61. Máximo desplazamiento por nivel, dirección X. Capturas de pantalla de ETABS. .	111
Figura 62. Máximo desplazamiento por nivel, dirección Y. Capturas de pantalla de ETABS. .	112
Figura 63. Deriva reducida, dirección X. Capturas de pantalla de ETABS.....	115
Figura 64. Deriva reducida, dirección Y. Capturas de pantalla de ETABS.....	116
Figura 65. Deriva elástica, dirección X. Capturas de pantalla de ETABS.	119

Figura 66. Deriva elástica, dirección Y. Capturas de pantalla de ETABS.	120
Figura 67. Sección transversal - Viga E1-Vd	124
Figura 68. Registro sísmico RS1 sin corregir ni filtrar. Componente EW. Captura de pantalla de SeismoSignal.....	126
Figura 69. Registro sísmico RS2 sin corregir ni filtrar. Componente NS. Captura de pantalla de Seismosignal.	126
Figura 70. Registro sísmico RS1 corregido y filtrado. Componente EW. Captura de pantalla de SeismoSignal.....	126
Figura 71. Registro sísmico RS1 corregido y filtrado. Componente NS. Captura de pantalla de SeismoSignal.....	127
Figura 72. Variación de fuerza cortante por nivel para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.	129
Figura 73. Variación de fuerza cortante por nivel para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.	130
Figura 74. Variación de la cortante basal para cada ángulo de incidencia por estructura para las direcciones X e Y. Elaboración propia.	132
Figura 75. Desplazamiento por nivel para cada estructura, dirección X. Elaboración propia....	134
Figura 76. Desplazamiento por nivel para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia....	135
Figura 77. Variación de desplazamientos para cada ángulo de incidencia por estructura para las direcciones X e Y. Elaboración propia.	137
Figura 78. Deriva por nivel para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.....	139
Figura 79. Deriva por nivel para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.....	140

Figura 80. Variación de desplazamientos para cada ángulo de incidencia por estructura para las direcciones X e Y. Elaboración propia.	142
Figura 81. Variación de la relación de irregularidad torsional, dirección X. Elaboración propia.	144
Figura 82. Variación de la relación de irregularidad torsional, dirección Y. Elaboración propia.	145
Figura 83. Gráfico esfuerzo-deformación del concreto, $f_c=210\text{kgf/cm}^2$ y $f_c=280\text{kgf/cm}^2$. Elaboración propia.	149
Figura 84. Gráfico esfuerzo-deformación del acero, $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$. Elaboración propia.	150
Figura 85. Diagramas momento-curvatura de vigas de Estructura 1. Elaboración propia.	151
Figura 86. Diagramas momento-curvatura normalizados de vigas de Estructura 1. Elaboración propia.	152
Figura 87. Configuración de diagrama momento-rotación en vigas. Captura de pantalla de PERFORM 3D.	153
Figura 88. Diagramas de interacción de columnas por estructura. Elaboración propia.	154
Figura 89. Diagramas momento-curvatura de columnas por estructura. Elaboración propia.	155
Figura 90. Configuración de diagrama momento-rotación en columnas. Captura de pantalla de PERFORM 3D.	156
Figura 91. Deriva en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección X. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.	158
Figura 92. Deriva en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección Y. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.	159

Figura 93. Desplazamiento en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección X.	
Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.	161
Figura 94. Desplazamiento en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección Y.	
Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.	162
Figura 95. Aceleración en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección X.	
Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.	164
Figura 96. Aceleración en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección Y.	
Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.	165
Figura 97. Cortante basal en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección X.	
Elaboración propia.	167
Figura 98. Cortante basal en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección Y.	
Elaboración propia.	168
Figura 99. Distribución de rótulas plásticas al estado final del análisis — Registro crítico por estructura. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.	170
Figura 100. Ratio de demanda-capacidad (Usage Ratio), estado límite de cada estructura, registro crítico. Captura de pantalla de PERFORM - 3D.....	174
Figura 101. Gráfico del Factor I_p obtenido del análisis vs excentricidad de cada estructura.	
Elaboración propia.	180
Figura 102. Gráfico del Factor I_p obtenido del análisis vs período fundamental T_1 (s) de cada estructura. Elaboración propia.	181
Figura 103. Gráfico del Factor I_p obtenido del análisis vs $e \times T_1$ (m.s) de cada estructura.	
Elaboración propia.	183

Figura 104. Diagrama de interacción nominal y de diseño con demanda THnL, columna crítica. E1-E6. Elaboración propia.....	192
Figura 105. Relación entre el grado de irregularidad torsional y el nivel de desempeño sísmico alcanzado. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.	195
Figura 106. Relación entre el periodo fundamental T1 y el nivel de desempeño sísmico alcanzado. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.	195
Figura 107. Relación entre la excentricidad total y el nivel de desempeño sísmico alcanzado. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.	196
Figura 108. Rango de variación de la Irregularidad Torsional por Estructura. Elaboración propia.	200
Figura 109. Relación entre el ángulo crítico y el índice de irregularidad torsional. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.	202

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Diagrama de interacción de columnas, E1-E6. Elaboración propia.....	224
Anexo 2. Detalle de acero requerido y colocado en vigas, E1-E6. Elaboración propia.	225
Anexo 3. Verificación de muros de concreto armado. Elaboración propia.....	227
Anexo 4. Registros sísmicos corregidos y filtrados. Captura de pantalla de Seismosignal.....	229
Anexo 5. Máximo desplazamiento por dirección, registro crítico, E1-E6. Elaboración propia.	232
Anexo 6. Máxima aceleración por dirección, registro crítico, E1-E6.	233
Anexo 7. Detalle del Usage Ratio por elemento (viga, columna) para cada registro, E1-E6. Elaboración propia.....	234
Anexo 8. Detalles de Usage Ratios máximos por registro sísmico. Elaboración propia.....	236
Anexo 9. Esquemas estructurales E1-E6. Elaboración propia.....	237

INTRODUCCIÓN

El Perú es uno de los países con mayor actividad sísmica del mundo ya que se encuentra ubicado sobre el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la interacción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana genera sismos de gran magnitud de manera recurrente, afectando principalmente la zona costera del país. Particularmente, la ciudad de Arequipa ha experimentado eventos sísmicos destructivos a lo largo de su historia, entre los que destacan los sismos de 1958 y 1960, y más recientemente, el sismo del 23 de junio de 2001, el cual causó graves daños en viviendas e infraestructura, cobrando vidas humanas y dejando a personas sin hogar. Además, el creciente desarrollo urbano en el sur del país y el aumento de la construcción de edificaciones multifamiliares, sitúan a Arequipa en un contexto donde el diseño sismorresistente de edificaciones adquiere especial relevancia, siendo especialmente crítico el análisis de edificaciones con irregularidad torsional, cuya respuesta bajo excitación sísmica es más compleja e impredecible que la de estructuras regulares.

Es así que, en el Capítulo I de Aspectos Generales, se presenta la problemática que gira en torno al efecto del ángulo de incidencia sísmica, indicando los objetivos, la hipótesis, la justificación y la viabilidad del estudio, estableciendo el marco conceptual que orienta el desarrollo de la investigación.

En el Capítulo II se desarrolla el marco teórico que sustenta la investigación, comenzando por las investigaciones previas sobre el ángulo de incidencia sísmica y su relación con distintos tipos de sistemas estructurales. A continuación, se abordan los fundamentos del análisis sísmico y de la dinámica estructural, los criterios de irregularidad torsional según la NTE E.030, los conceptos de no linealidad, el análisis tiempo historia no lineal, los modelos constitutivos de materiales empleados en el modelamiento y los fundamentos del análisis sísmico basado en desempeño estructural. En esta sección también se revisa la consideración del ángulo de incidencia en normas internacionales.

El Capítulo III describe la metodología de la investigación, detallando la idealización de los modelos estructurales a analizar, el predimensionamiento de elementos y la definición de los parámetros sísmicos; además, se explica también el procesamiento, corrección y escalamiento de los registros sísmicos peruanos, los modelos no lineales adoptados para el concreto y el acero, y

los procedimientos de análisis implementados — análisis modal espectral y tiempo historia lineal en ETABS, y análisis tiempo historia no lineal en PERFORM-3D.

El Capítulo IV presenta y discute los resultados obtenidos de los tres métodos de análisis. En primer lugar, se verifican los cumplimientos normativos de las estructuras conforme a la NTE E.030 mediante el análisis modal espectral incluyendo el diseño del refuerzo de los elementos estructurales conforme a la NTE E.060. Luego se determina el ángulo de incidencia crítico de cada estructura a partir del análisis tiempo historia lineal. Finalmente, mediante el análisis tiempo historia no lineal en PERFORM-3D, se evalúa el efecto del ángulo crítico sobre los indicadores de respuesta estructural y se determina el nivel de desempeño sísmico alcanzado por cada modelo, proponiendo finalmente dos aportes relacionados con la efectividad del factor de irregularidad I_p establecido por la norma y con la metodología para analizar estructuras con irregularidad torsional con análisis tiempo historia no lineal.

El estudio del efecto del ángulo de incidencia sísmica en estructuras con irregularidad torsional mediante análisis tiempo historia no lineal representa un área de investigación con oportunidades de desarrollo en el contexto peruano, donde la comprensión del comportamiento real de este tipo de edificaciones puede seguir profundizándose. La presente investigación busca contribuir a este campo, aportando evidencia cuantitativa que permita mejorar los criterios de análisis y diseño sismorresistente de estructuras con irregularidad torsional en el Perú.

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Identificación del problema

El Perú está ubicado en la costa occidental de América del Sur, zona donde convergen la Placa de Nazca y la Sudamericana. Este tipo de interacción se denomina “borde de subducción” y es producido por el movimiento de las corrientes de convección en la astenosfera. Es esta condición la que posiciona a esta región como una de las zonas con más actividad sísmica en el mundo (Muñoz Peláez, 2002).

A lo largo de su historia, Perú ha registrado diferentes sismos de gran magnitud. Uno de los que causó mayor impacto sucedió en la ciudad de Arequipa en el 2001. El epicentro fue a 82 km de la ciudad de Ocoña, alcanzó una magnitud de 8.3 Mw y una intensidad máxima de VIII en la escala de Mercalli Modificada como se muestra en la Figura 1. Este movimiento generó también un tsunami en las costas de las ciudades de Camaná, Ocoña, Chala, Mollendo e Ilo (Tavera et al., 2002). El evento dejó 83 fallecidos, 66 desaparecidos, más de 2800 heridos y alrededor de 219420 personas resultaron damnificadas (MINSA, 2005).

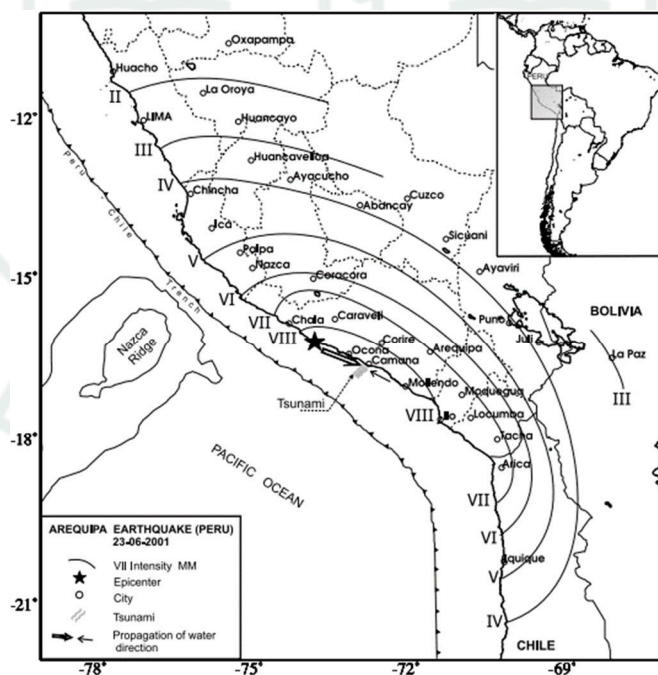


Figura 1. Mapa de isosistas para el terremoto de Arequipa de 2001. Fuente: (Tavera et al., 2002)

De acuerdo con lo reportado por el INDECI (2002), este sismo produjo más de 15000 viviendas afectadas y aproximadamente 9000 viviendas destruidas en el departamento de Arequipa, pero también en otros departamentos al sur del país como muestra el siguiente gráfico.

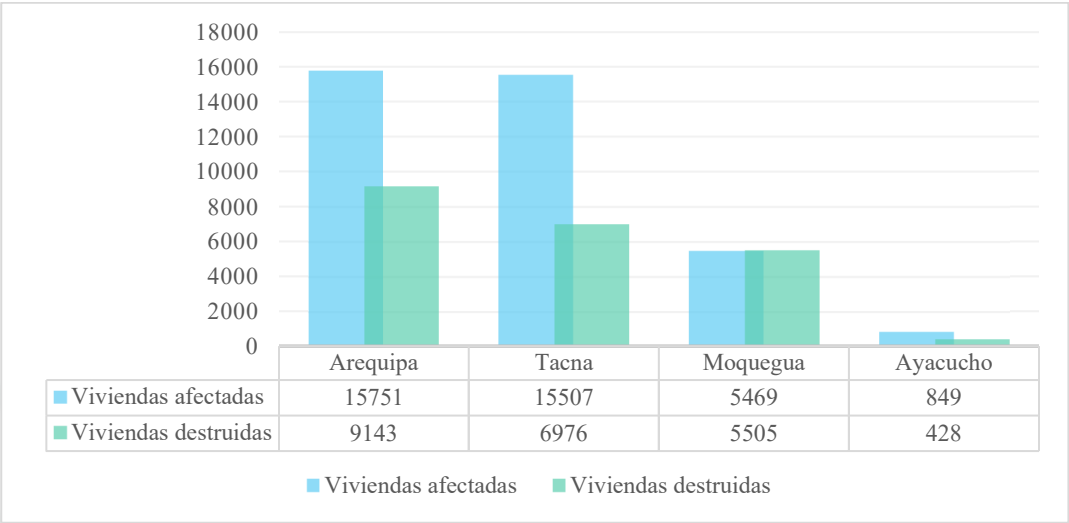


Figura 2. Gráfico de viviendas afectadas y destruidas en el sur del Perú por el sismo de 2001. Adaptado de INDECI (2002)

El detalle del daño en viviendas en cada provincia de Arequipa se muestra a continuación:

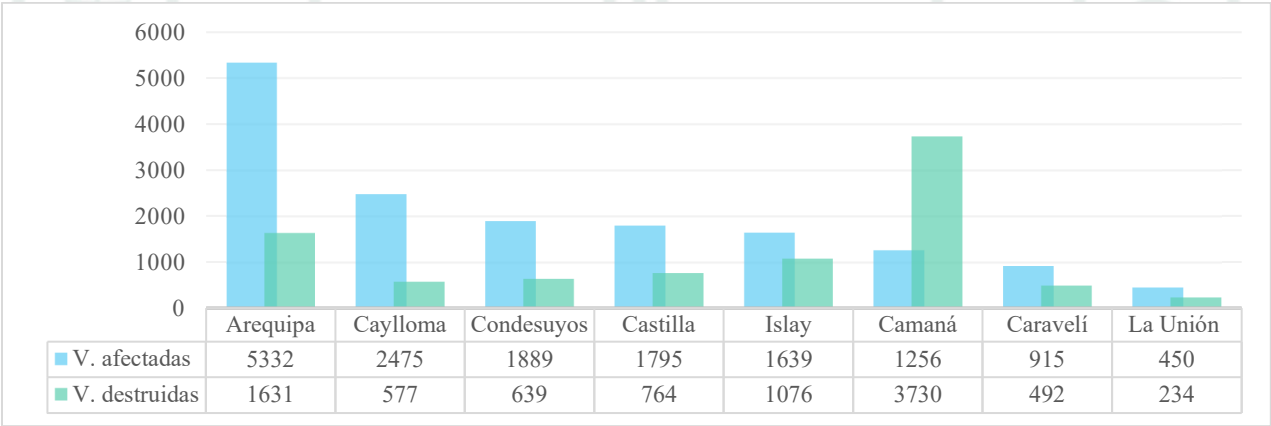


Figura 3. Gráfico de viviendas afectadas y destruidas en las provincias de Arequipa debido al sismo del 2001. Adaptado de INDECI (2002)

El 15 de agosto del 2007 otro sismo sacudió el país. El epicentro fue a 60 km de la costa de Pisco con una magnitud de 7.9 Mw y una intensidad máxima de VII (MM) en las ciudades de Pisco, Chincha y Cañete. Según el Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres 2007 (INDECI, 2007), los daños ascendieron a 596 fallecidos, 655674 damnificados, 1292 heridos 139521 viviendas destruidas.

Estas estadísticas evidencian la necesidad de desarrollar investigaciones orientadas a comprender los diversos factores que influyen en la respuesta sísmica de edificaciones construidas sobre la zona de subducción en Perú.

La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (MVCS, 2018) vigente durante el desarrollo del presente estudio, establecía que el análisis estructural debía considerar el total de la fuerza sísmica actuando de forma independiente en cada dirección principal, sin combinar simultáneamente las acciones en ambas direcciones. No obstante, esta aproximación no refleja adecuadamente el comportamiento real de los sismos, los cuales presentan una naturaleza vectorial y aleatoria que excita simultáneamente todas las direcciones de la estructura (Díaz et al., 2018). En respuesta a esta limitación, la actualización normativa aprobada mediante R.M. N° 183-2026-VIVIENDA establece en la nueva Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (MVCS, 2026), en su Artículo 28, que las estructuras deben analizarse considerando el 100% de las solicitaciones en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular, aplicándose este criterio para el análisis estático como para el análisis dinámico modal espectral, independientemente de la regularidad de la estructura. Dicho artículo precisa además que el análisis tiempo historia debe considerar la acción simultánea en todas las componentes sísmicas, sin excepción. Esta modificación confirma que la direccionalidad de la acción sísmica constituye una preocupación normativa vigente; no obstante, el criterio incorporado continúa aplicándose sobre los ejes ortogonales de la estructura, sin contemplar ángulos de incidencia intermedios, que es precisamente el aspecto que la presente investigación aborda.

En representación de la importancia del estudio de los efectos de la direccionalidad sísmica, se tiene como caso el terremoto de 7.1 Mw en la Ciudad de México el 19 de septiembre de 2017. En 2018 se investigaron las causas del colapso de un edificio multifamiliar en la comuna de Tlalpan concluyendo que el colapso no se debió al tipo de suelo ni a problemas de diseño sino a los efectos de la direccionalidad sísmica (Pinzón et al., 2018).

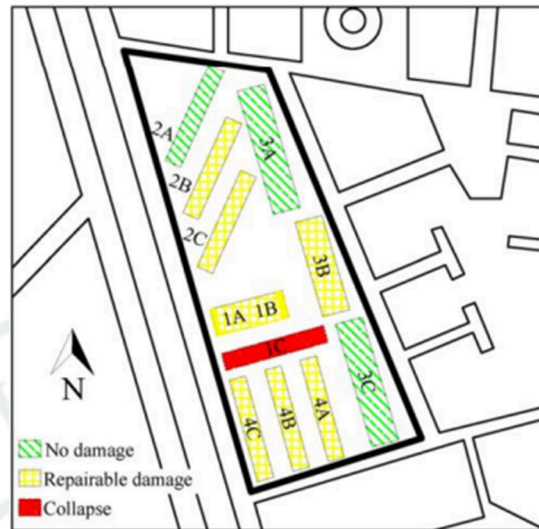


Figura 4. Nivel de daño del conjunto de edificios del complejo multifamiliar ISSSTE, Tlalpan, Ciudad de México. Fuente: (Pinzón et al., 2018)

Otro caso de estudio se dio en la ciudad de Lorca, España, que sufrió el impacto de un terremoto de 5.1 Mw en mayo de 2011 el cual ocasionó la muerte de 9 personas y el daño de más de 800 edificios (Cabañas Rodríguez et al., s. f.). En el del barrio San Fernando, mientras varias estructuras resultaron fuertemente dañadas, otras no sufrieron ningún daño a pesar de haber sido construidas siguiendo los mismos planos estructurales. Finalmente se concluyó que edificios que pertenecen a un mismo diseño estructural y son cercanos geográficamente, pueden mostrar niveles de daño distintos debido a su diferente orientación en el espacio (Vargas Alzate et al., 2017).

Para el caso de estructuras irregulares, la norma E.030-2018 vigente durante el desarrollo del presente estudio incluía un factor de amplificación para incrementar la respuesta sísmica de diseño con el fin de otorgar mayor seguridad a la estructura, sin considerar la naturaleza aleatoria y vectorial de la excitación sísmica. De acuerdo con investigaciones realizadas por Heredia-Zavoni & Machicao-Barrionuevo (2004), se puede esperar que el incremento de la respuesta debido a las componentes ortogonales del sismo sea mayor para grados más altos de asimetría del sistema estructural. Si bien la actualización normativa E.030-2026 (MVCS, 2026) introduce la regla de combinación direccional 100%-30% para el análisis estático y modal espectral (Art. 28.1), esta disposición es una aproximación al efecto simultáneo de ambas direcciones, sin embargo, continúa asumiendo direcciones de análisis ortogonales fijas, sin considerar el efecto del ángulo de incidencia real del sismo sobre la estructura. En consecuencia, para estimar las respuestas máximas de los elementos estructurales en edificaciones con irregularidad torsional, resulta necesario

considerar el efecto del ángulo de incidencia y la acción simultánea de ambas componentes horizontales del movimiento sísmico, aspecto que constituye el objeto central del presente estudio. Para ello, en el presente estudio se emplea en primer lugar un análisis dinámico tiempo historia lineal, con el cual se identifican los ángulos de incidencia críticos para cada modelo estructural; posteriormente, se realiza un análisis tiempo historia no lineal aplicando los registros sísmicos en dichos ángulos críticos, con el fin de evaluar el desempeño estructural bajo condiciones de excitación más desfavorables.

1.2. Pregunta general de la investigación

¿De qué manera influye el ángulo de incidencia sísmica en la respuesta estructural de edificaciones con irregularidad torsional y torsional extrema, según los resultados del análisis no lineal de tiempo-historia?

1.3. Delimitación

1.3.1. Alcances

La investigación se enfoca en el análisis sísmico de estructuras de concreto armado con irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema, localizadas en la ciudad de Arequipa, la cual corresponde a la Zona Sísmica 3 según la zonificación establecida en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (MVCS, 2018), norma vigente durante el desarrollo del estudio. La metodología comprende tres etapas: en primer lugar, un análisis modal espectral para caracterizar el comportamiento dinámico de las estructuras y verificar su clasificación en términos de irregularidad torsional; en segundo lugar, un análisis de sensibilidad al ángulo de incidencia sísmica mediante análisis tiempo historia lineal, variando sistemáticamente la dirección de aplicación de los registros entre 0° y 180° a intervalos de 15° , con el fin de identificar el ángulo de incidencia crítico para cada modelo; y, en tercer lugar, un análisis tiempo historia no lineal aplicado en los ángulos críticos identificados, con el fin de evaluar el desempeño estructural bajo las condiciones de excitación más desfavorables. Para ambos análisis tiempo historia se utilizan siete registros sísmicos de origen peruano, escalados al espectro de diseño establecido por la norma E.030. Los modelos de estudio corresponden a edificaciones hipotéticas de concreto armado de 12 niveles, cuya configuración en planta varía en función de la disposición de los muros de concreto armado, con el propósito de reproducir distintos grados de irregularidad torsional, controlando que presenten únicamente esta irregularidad en planta y manteniendo la regularidad en altura, de modo

que los efectos observados puedan atribuirse exclusivamente a la asimetría geométrica y al ángulo de incidencia sísmica.

1.3.2. Limitaciones

El presente estudio presenta las siguientes limitaciones. En primer lugar, los modelos estructurales empleados son edificaciones hipotéticas, diseñadas con el propósito específico de reproducir distintos grados de irregularidad torsional, por lo que los resultados no representan el comportamiento de edificaciones reales específicas ni son directamente generalizables a otros sistemas estructurales. En segundo lugar, el análisis de sensibilidad al ángulo de incidencia se realiza mediante análisis tiempo historia lineal, y el análisis tiempo historia no lineal se restringe únicamente a los ángulos críticos identificados en dicha etapa, por lo que no se evalúa la respuesta no lineal para la totalidad de los ángulos de incidencia considerados. En tercer lugar, no se incorporan efectos de interacción suelo-estructura, asumiéndose condición de empotramiento en la base para todos los modelos, lo que puede sobreestimar la rigidez del sistema y modificar los periodos naturales de vibración. En cuarto lugar, no se consideran las componentes sísmicas verticales en el análisis, limitándose el estudio a las componentes horizontales del movimiento del terreno. Finalmente, los resultados son válidos para las condiciones de sismicidad, zonificación y características de suelo correspondientes a la ciudad de Arequipa, por lo que su extrapolación a otras zonas sísmicas del territorio peruano o a otras tipologías de suelo requiere una verificación independiente.

1.3.3. Aporte

El principal aporte de la presente investigación es la evaluación sistemática de la influencia del ángulo de incidencia sísmica sobre la respuesta estructural de edificaciones de concreto armado con irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema, clasificadas según los criterios de la Norma Técnica E.030 (MVCS, 2018). El presente estudio incorpora el análisis tiempo historia no lineal desarrollado en PERFORM-3D, con definición explícita de rótulas plásticas en vigas y columnas conforme a los criterios de FEMA (2000) y ASCE (2017b), lo que permite evaluar el nivel de desempeño sísmico real de las estructuras ante el ángulo de incidencia crítico, identificando el grado de daño esperado en los elementos estructurales y su correspondencia con los estados límite de ocupación inmediata, seguridad de vida y cercano del colapso.

Un aporte adicional es la comparación cuantitativa entre la respuesta obtenida mediante el análisis tiempo historia no lineal en el ángulo crítico y la respuesta del análisis modal espectral, tomando como parámetros de comparación los desplazamientos máximos, las derivas de entrepiso y las fuerzas internas en los elementos estructurales. A partir de esta comparación, se busca determinar si el análisis modal espectral prescrito por la norma E.030-2018 es capaz de estimar adecuadamente la respuesta máxima de estructuras con irregularidad torsional ante sismos aplicados en su dirección más desfavorable, o si por el contrario la subestima. Los resultados obtenidos tienen implicancias directas en las consideraciones de diseño sismorresistente, ya que si se demuestra que el ángulo de incidencia crítico genera demandas significativamente mayores a las estimadas por el análisis modal espectral, ello sugeriría la necesidad de incorporar criterios de direccionalidad sísmica en el diseño de estructuras con irregularidad torsional, ya sea mediante la adopción de ángulos de análisis adicionales, el ajuste de los factores de irregularidad existentes, o la inclusión de verificaciones de desempeño no lineal como complemento al procedimiento normativo vigente.

1.4. Viabilidad

Respecto a la disponibilidad de recursos, se contó con acceso a los programas computacionales ETABS y PERFORM-3D, utilizados para el modelamiento y análisis estructural de las seis edificaciones. Los registros sísmicos peruanos empleados fueron obtenidos a través del Instituto Geofísico del Perú (IGP) y el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), instituciones de acceso público para investigación académica. Las normas técnicas peruanas NTE E.030 y NTE E.060, así como las referencias internacionales FEMA 356 y ASCE 41, se encuentran disponibles en formato digital de libre acceso.

Respecto a viabilidad computacional del estudio, la investigación cubre el análisis sísmico de seis estructuras de concreto armado de 12 pisos mediante tres métodos: análisis modal espectral, análisis tiempo historia lineal modal y análisis tiempo historia no lineal. El barrido de ángulos de incidencia, evaluando 13 ángulos entre 0° y 180° a intervalos de 15° , se realizó mediante el análisis tiempo historia lineal modal, dado que aplicar el mismo procedimiento con el análisis no lineal resultaba inviable en términos de tiempo computacional y de investigación. En consecuencia, el análisis tiempo historia no lineal se realizó con un único ángulo crítico por estructura, determinado como aquel que maximiza la irregularidad torsional en la dirección más desfavorable.

1.5. Justificación

1.5.1. Justificación social

La naturaleza de los sismos es impredecible: no existen métodos que permitan anticipar con certeza el momento, la intensidad o las características de un terremoto. Sin embargo, parte esencial de la ingeniería sismorresistente es desarrollar metodologías que protejan a la población de los efectos que los sismos producen sobre las edificaciones. Con el tiempo, estos procedimientos se perfeccionan a medida que se dispone de mayor información sobre las características de los movimientos sísmicos. Diversos estudios han demostrado que el ángulo de incidencia en un sismo es una condición que no debe subestimarse al momento de predecir el comportamiento de una edificación, particularmente en estructuras con irregularidad torsional, las cuales son inherentemente más sensibles a la dirección de la excitación. Garantizar que una edificación alcance el nivel de desempeño para el cual fue proyectada depende no solo de un diseño adecuado, sino también de que los procedimientos de análisis reflejen fielmente las condiciones reales de la excitación sísmica; de lo contrario, una edificación diseñada para mantenerse operativa tras un sismo moderado, o para proteger la vida de sus ocupantes ante un sismo severo, podría no alcanzar dicho objetivo si la dirección más desfavorable del sismo no fue considerada en su diseño. Si bien la reciente actualización de la Norma Técnica E.030 (MVCS, 2026) representa un avance significativo al incorporar la regla de combinación direccional 100%-30%, en el contexto peruano aún es necesario desarrollar investigaciones locales que permitan comprender de qué manera el ángulo de incidencia afecta la respuesta de distintas tipologías estructurales. En ese sentido, la presente investigación contribuye a una mejor predicción del comportamiento de edificaciones con irregularidad torsional durante un sismo, y, por lo tanto, a la reducción de daños en una región de alta sismicidad como Arequipa, salvaguardando la seguridad de sus habitantes y la continuidad de sus actividades.

1.5.2. Justificación práctica

El análisis sísmico de edificaciones es una herramienta fundamental para garantizar que su comportamiento durante un sismo sea coherente con los objetivos de diseño establecidos. Sin embargo, este proceso involucra múltiples disciplinas como mecánica de suelos, sismología, resistencia de materiales, diseño en concreto armado, entre otras, lo que dificulta identificar con precisión la causa principal de falla de una edificación ante un evento sísmico. Investigaciones

como la de Pinzón et al. (2018) han establecido que la bidireccionalidad sísmica, determinada por el ángulo de incidencia del movimiento, puede ser la causa principal del colapso de edificaciones que, bajo un análisis convencional, habrían sido consideradas adecuadamente diseñadas.

Desde una perspectiva práctica, los resultados de esta investigación pueden ser de utilidad para ingenieros estructurales que proyecten edificaciones con irregularidad torsional en zonas de alta sismicidad, ya que permitirán identificar en qué medida los procedimientos de análisis normativo convencionales, como el análisis modal espectral, son suficientes para estimar la demanda sísmica real o si resulta necesario complementarlos con verificaciones adicionales de direccionalidad. Asimismo, los resultados pueden servir como insumo para futuras revisiones normativas, aportando evidencia cuantitativa sobre la necesidad de incorporar el efecto del ángulo de incidencia en el diseño sismorresistente de estructuras irregulares en el contexto peruano.

1.5.3. Justificación institucional

El ángulo de incidencia sísmico y sus efectos han sido reconocidos e incorporados en normas de diseño sismorresistente de diversos países. Normas como la FEMA 356 de Estados Unidos, la NSR-10 de Colombia y la NEC-SE-DS de Ecuador incluyen la regla de combinación direccional 100%-30%, mediante la cual se combina el 100% de la acción sísmica en una dirección con el 30% en la dirección perpendicular, con el fin de aproximar de mejor manera la naturaleza vectorial de la excitación sísmica. La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente de Perú, en su versión vigente durante el desarrollo del presente estudio (MVCS, 2018), establecía un análisis con ambas direcciones de forma independiente, lo que podía llevar a subestimar la respuesta de ciertas edificaciones. La reciente actualización de esta misma norma representa un avance institucional significativo al incorporar esta regla de combinación direccional; no obstante, dicha disposición continúa asumiendo direcciones de análisis ortogonales fijas, sin considerar el efecto del ángulo de incidencia real del sismo, aspecto que normas más avanzadas y la literatura académica internacional identifican como determinante en la respuesta de estructuras con irregularidad torsional. En este contexto, los estudios relacionados con el efecto del ángulo de incidencia sísmica constituyen un aporte válido y oportuno para orientar futuras revisiones de la normativa peruana, aportando evidencia técnica local sobre la necesidad de avanzar hacia procedimientos de análisis que reflejen de manera más fiel las condiciones reales de la excitación sísmica.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo General

Determinar el impacto del ángulo de incidencia sísmica en la respuesta de edificaciones con irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema en la ciudad de Arequipa, mediante el Análisis Tiempo Historia no Lineal.

2.2. Objetivos Específicos:

- a) Modelar y diseñar edificaciones hipotéticas de concreto armado de 12 niveles con distintas configuraciones de muros de concreto armado que reproduzcan los criterios de irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema establecidos en la Norma Técnica E.030 y en la E.060, verificando que presenten únicamente esta irregularidad en planta mediante análisis modal espectral.
- b) Identificar el ángulo de incidencia sísmica crítico para cada uno de los seis modelos estructurales mediante un análisis de sensibilidad direccional con análisis tiempo historia lineal en ETABS, variando sistemáticamente la dirección de aplicación de siete registros sísmicos peruanos entre 0° y 180° a intervalos de 15° , determinando parámetros sísmicos como deriva, desplazamiento, índice de irregularidad torsional y cortante basal.
- c) Evaluar la respuesta estructural de los seis modelos en el ángulo de incidencia crítico mediante análisis tiempo historia no lineal en PERFORM-3D, determinando los desplazamientos máximos, derivas de entrepiso, aceleraciones, cortante basal y nivel de desempeño en los elementos estructurales a partir de la formación de rótulas plásticas.
- d) Comparar los parámetros de respuesta obtenidos mediante el análisis tiempo historia no lineal en el ángulo crítico con los resultados del análisis modal espectral, evaluando la representatividad del factor de irregularidad torsional establecido por la Norma Técnica E.030 frente a la demanda sísmica obtenida mediante análisis no lineal en edificaciones con irregularidad torsional.
- e) Identificar patrones de comportamiento estructural en función del grado de irregularidad torsional, el período fundamental y la excentricidad total, y desarrollar aportes metodológicos orientados a mejorar la evaluación y el desempeño de edificaciones con irregularidad torsional en el contexto normativo peruano.

3. HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis general

La variación del ángulo de incidencia sísmica afecta significativamente la respuesta estructural de edificaciones con irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema en Arequipa, generando respuestas estructurales superiores a las estimadas mediante el análisis modal espectral, siendo este efecto dependiente de la configuración particular de cada estructura.

3.2. Hipótesis específicas

- a) El ángulo de incidencia crítico varía en función de la configuración estructural de cada modelo, siendo diferente para edificaciones con irregularidad torsional respecto a las de irregularidad torsional extrema.
- b) El análisis tiempo historia no lineal revelará que los elementos estructurales de los modelos con mayor grado de irregularidad torsional presentan niveles de daño más severos ante el ángulo de incidencia crítico, evidenciado por una mayor concentración de rótulas plásticas en estados avanzados.
- c) La consideración del comportamiento inelástico mediante análisis tiempo-historia no lineal producirá diferencias significativas en la respuesta estructural respecto al análisis tiempo-historia lineal, particularmente en los elementos sometidos a mayores demandas sísmicas.
- d) Los parámetros de respuesta obtenidos mediante el análisis tiempo historia no lineal en el ángulo crítico superarán los estimados por el análisis modal espectral, sugiriendo que este último podría subestimar la demanda sísmica real en edificaciones con irregularidad torsional, con posible impacto diferenciado entre tipos de elementos estructurales.
- e) Se plantea que existen patrones de comportamiento estructural asociados a la excentricidad total, el período fundamental y el ángulo de incidencia sísmica que permiten explicar las variaciones en la demanda estructural de edificaciones con irregularidad torsional, y que su identificación podría contribuir al desarrollo de criterios complementarios para la evaluación y el diseño de este tipo de edificaciones.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

1. ANTECEDENTES

El análisis del comportamiento estructural bajo movimientos sísmicos tridimensionales se ha convertido en una necesidad para evaluar cómo las cargas en múltiples direcciones afectan las estructuras. Uno de los primeros estudios sobre este tema fue el realizado por Penzien & Watabe (1974) quienes propusieron un modelo matemático tridimensional basado en aleatoriedad para analizar los efectos del movimiento sísmico en estructuras complejas, argumentando que los componentes del movimiento del suelo en las direcciones ortogonales no necesariamente están correlacionados estadísticamente cuando se analizan a lo largo de los ejes principales. Estos estudios revelaron que la dirección del eje principal de un movimiento sísmico tiende a alinearse con la dirección hacia el epicentro del sismo, mientras que el eje menor es casi siempre vertical. Este enfoque ha permitido una mejor comprensión de cómo las variaciones en la intensidad y la dirección de los movimientos sísmicos pueden influir en la respuesta dinámica de sistemas estructurales tridimensionales, como los sistemas de tuberías, reactores nucleares y puentes, y ha sentado las bases para futuros análisis de respuesta dinámica más complejos utilizando las tres componentes de movimiento traslacional

En 1982, el estudio de Wilson & Button abordó el problema de la influencia de la dirección en la que un terremoto impacta en una estructura y cómo esta orientación puede generar respuestas muy diferentes. Anteriormente, el enfoque común era realizar análisis separados a 90° uno del otro y combinar los resultados de manera aproximada, lo que podía llevar a cálculos conservadores y, a menudo, sobreestimaciones de las fuerzas en los elementos estructurales. Ellos desarrollaron un método que, en lugar de realizar múltiples análisis a distintos ángulos, permite calcular el ángulo crítico de incidencia sísmica, es decir, el ángulo en el que la estructura experimenta su respuesta máxima, con una sola ejecución en un programa de análisis. Esto se logra mediante la combinación modal de las fuerzas internas a nivel de modos de vibración, utilizando técnicas como el método CQC en lugar del método tradicional SRSS, el cual puede introducir errores cuando se trata de movimientos sísmicos tridimensionales. El aporte clave de este trabajo es que permite obtener valores máximos precisos de fuerzas en una estructura, a partir de los movimientos sísmicos aplicados en cualquier dirección, sin incurrir en los elevados costos computacionales que implicaría un análisis en múltiples direcciones. Además, este método puede aplicarse no solo a

terremotos, sino también a otros tipos de cargas dinámicas, como explosiones o movimientos de oleaje, haciéndolo versátil para distintos escenarios de diseño.

En 1985, Smeby & der Kiureghian presentaron un método de espectro de respuesta para el análisis dinámico de estructuras lineales sometidas a entradas sísmicas multicomponentes. Este método se basa en conceptos de vibración aleatoria estacionaria y asume la existencia de direcciones principales a lo largo de las cuales los componentes del movimiento del suelo son no correlacionados. El aporte de este estudio fue el desarrollo de un método más preciso y aplicable para la combinación de respuestas modales en estructuras sometidas a movimientos sísmicos multicomponentes. A diferencia de los métodos anteriores, que a menudo eran inexactos, el método propuesto incorpora la correlación entre las respuestas modales y los componentes de entrada, lo que permite obtener resultados más precisos. El artículo también aborda el problema de la incertidumbre en la dirección de los ejes principales del movimiento del suelo, proporcionando soluciones alternativas que mejoran la aplicabilidad del método en situaciones de diseño práctico. Este enfoque es especialmente relevante para realizar análisis dinámicos más fiables bajo condiciones sísmicas multicomponentes.

Las estructuras con geometría o configuraciones irregulares son particularmente más vulnerables a los efectos simultáneos de dos cargas sísmicas. En este sentido, en 1998, De Stefano et al. determinaron en un estudio que las excitaciones sísmicas ortogonales provocan un aumento significativo en las respuestas de desplazamiento en sistemas estructurales con asimetrías en planta, en comparación con los resultados obtenidos bajo excitaciones unidireccionales. Este fenómeno se debe a la distribución no uniforme de la rigidez y masa en la planta, es decir, es un comportamiento especialmente notable en sistemas con configuraciones irregulares, donde las asimetrías amplifican los efectos torsionales, conduciendo a mayores niveles de daño y posibles fallos estructurales.

En 2001, Gherzi & Rossi examinaron la influencia de las excitaciones sísmicas bidireccionales en el comportamiento inelástico de sistemas con irregularidades en planta que poseen un eje de simetría, esquematizados como modelos de un piso con elementos resistentes dispuestos en dos direcciones ortogonales. La resistencia de estos sistemas se diseña mediante la aplicación estándar del análisis modal y un procedimiento previamente propuesto por los autores para modelos asimétricos sometidos a movimientos sísmicos unidireccionales. Para considerar la naturaleza

aleatoria de la excitación sísmica, se analiza la respuesta inelástica estructural ante 30 pares de acelerogramas artificialmente generados que coinciden con el espectro de respuesta elástica propuesto por el Eurocódigo 8 para suelos de capa dura. La componente sísmica horizontal secundaria se escala a diferentes valores para examinar su influencia en la demanda de ductilidad. Los resultados indican que la respuesta inelástica se ve afectada de manera marginal por la presencia simultánea de las componentes principal y secundaria de la acción sísmica. No obstante, se observan incrementos significativos en la demanda de ductilidad en los elementos dispuestos a lo largo de la dirección asimétrica en algunos casos. El procedimiento de diseño propuesto logra casi siempre reducir la demanda de ductilidad de los elementos resistentes a valores comparables a los requeridos por sistemas balanceados torsionalmente. Además, la adopción de las disposiciones del Eurocódigo 8 para combinar los efectos de las dos componentes sísmicas permite limitar la demanda de ductilidad en los elementos ortogonales.

En cuanto al análisis no lineal, Cimellaro et al. (2014) propusieron un análisis pushover bidireccional (BPA) que modifica el método N2 existente ya que el procedimiento tradicional pushover estático no lineal presenta limitaciones al analizar estructuras irregulares, especialmente en la captura de efectos torsionales y de direccionalidad del movimiento sísmico bidireccional. Este nuevo método se aplicó a seis estructuras de concreto reforzado irregulares diseñadas según el Eurocódigo 8, comparando los resultados con los obtenidos mediante análisis dinámico tiempo-historia no lineal (NRHA) usando movimientos sísmicos bidireccionales. Los resultados muestran que el BPA propuesto ofrece una mejor correspondencia con el NRHA cuando las cargas sísmicas se consideran simultáneamente en dos direcciones ortogonales con factores de carga de 1 y 0.6, en lugar de los valores 1 y 0.3 indicados en el código europeo para análisis lineales. Se concluye que el valor de $\gamma = 0.3$ del código no es adecuado para análisis no lineales, proponiéndose un valor de $\gamma = 0.6$ para mejorar la precisión en la estimación de desplazamientos y rotaciones de piso. Este ajuste es fundamental para la correcta evaluación sísmica de estructuras irregulares y para la posible revisión de los códigos de diseño sísmico. Comparando los resultados del BPA ($\gamma = 0.6$) con el método N2 extendido y el NRHA, se observa que el BPA proporciona mejores resultados en los pisos inferiores, mientras que resultados similares se obtienen en los pisos superiores. Esto sugiere que se debe adoptar un valor diferente de γ para obtener resultados más precisos en análisis no lineales.

2. ESTADO DEL ARTE

Un estudio presentado en la doceava conferencia mundial de ingeniería sísmica en el año 2000 demostró que bidireccionalidad sísmica debería ser considerada en los análisis posteriores para evitar incursiones en el rango inelástico. Hernández & López (2000) realizaron el estudio de una edificación de un piso con asimetría en ambas direcciones y con diferentes relaciones de rigidez lateral en X y Y.

Luego en 2013, Dutta & Kunnath estudiaron el efecto de la bidireccionalidad sobre la demanda sísmica de las estructuras. El análisis fue desarrollado mediante un modelo histerético biaxial y se aplicó sobre sistemas simétricos de uno, tres, cinco y ocho pisos obteniendo como resultado que la acción simultánea de dos componentes ortogonales puede causar un aumento considerable en los desplazamientos de los pisos. También se observó que los sistemas de una sola planta no predicen el comportamiento de los sistemas de varios pisos a pesar de tener el mismo período fundamental, esto se debe probablemente a la presencia de más modos o el efecto P-Delta.

En 2017, Jadhav & Jaiswal realizaron un análisis espectral variando el ángulo de incidencia de 0° a 90° cada 10° aplicado a dos estructuras de 10 pisos, una con forma cuadrada y otra en forma de T, con el fin de comparar las fuerzas axiales producidas en tres tipos de columnas: de esquina, laterales e internas. Los resultados mostraron que, bajo cualquier ángulo de incidencia, las columnas de la estructura en forma de T presentaron mayores esfuerzos que la estructura cuadrada; sin embargo, para ambas estructuras los esfuerzos máximos para las columnas de esquina se produjeron en un ángulo de 50° .

Wang et al. recopilaron en 2019 diversos estudios que estudiaron la efectividad de las reglas de combinación como SRSS, CQC3 y reglas de porcentajes para tener en cuenta los efectos ortogonales de los sismos. El artículo categorizó los estudios en métodos de análisis utilizados, tipo de sistema estructural, irregularidades estructurales y los parámetros de demanda considerados. Se concluyó que en general, las reglas de porcentajes 100-30% o 100-40% y la regla SRSS, pueden subestimar o sobreestimar las respuestas en los parámetros de demanda. Sin embargo, en todos los estudios, estas reglas aplicadas a edificios con irregularidades tuvieron un peor desempeño en comparación con edificios normales.

En el año 2020, Skoulidou & Romão enfocaron el estudio a un análisis probabilístico que cuantifica el efecto del ángulo de incidencia y la cantidad de registros sísmicos comparando tres parámetros de demanda sísmica (la relación máxima de deriva entre pisos, la aceleración máxima del piso y la deriva máxima del techo) mediante un análisis dinámico no lineal y el uso de tres estadísticas descriptivas: la media, la mediana y la desviación estándar. Se analizaron seis edificios de concreto armado entre regulares e irregulares con alturas variable de 3 a 5 pisos con una variación del ángulo de incidencia cada 15° y el uso de 40 registros sísmicos. Se obtuvo como resultado que, para una correcta estimación de los parámetros analizados, el número de ángulos de incidencia depende de la cantidad de registros sísmicos y recomienda que para procedimientos de análisis basados en estándares se encuentre por lo menos un ángulo de incidencia crítico.

A nivel nacional, una tesis realizada por Florez Tito (2013) investigó la respuesta no-lineal de un conjunto de estructuras de concreto armado de un piso sometidas a sollicitaciones bidireccionales con ángulos de incidencia que variaron cada 15° . La familia de casos a estudiar estuvo definida por determinados parámetros elásticos que permitieron analizar diferentes características resistentes y el registro sísmico usado fue el del sismo de El Centro de 1940. Los resultados mostraron que las respuestas globales máximas se obtuvieron en ángulos diferentes a 0° y 90° .

Además, un artículo presentado por Moscoso & Quiroz (2018) propuso factores de amplificación como modificatorias a la norma peruana para incluir el efecto de la bidireccionalidad sísmica en edificios con rigideces relativas y excentricidades diferentes. Estos factores se obtuvieron del establecimiento de una relación lineal entre las respuestas de un análisis modal espectral y un análisis tiempo historia de 11 edificaciones con diferentes características. Se utilizaron 20 registros de sismo moderados a severos del país y la variación del ángulo de incidencia fue cada 10° .

En 2018, una tesis realizada por Alexis & Saucedo estudió el efecto del ángulo de incidencia en edificaciones con sistema dual mediante un análisis no-lineal usando como herramientas de cálculo Matlab y el software Opensees. El conjunto de edificaciones que se analizaron estuvo compuesto por una familia de 81 casos representativos de edificios de cinco pisos de un modelo paramétrico bajo 11 pares de registros sísmicos escalados para que se asemejen a los sismos peruanos. Como resultado se obtuvo que los registros sísmicos tienen una gran influencia al momento de realizar este tipo de análisis con ángulos de incidencia variables; también se halló una tendencia en el valor del ángulo de incidencia que produce la respuesta máxima, aunque se vuelve más impredecible a

medida que la edificación incursiona en el rango inelástico. Como aporte a la Norma E.030, se compararon las respuestas no-lineales con las respuestas elásticas obtenidas del procedimiento normado mostrando estas últimas resultados poco conservadores en un 40% de los casos.

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

3.1. Origen del movimiento sísmico

Los terremotos se producen en zonas donde la resistencia de las placas tectónicas en contacto es menor o existen esfuerzos más elevados. Esta zona de ruptura es de dimensiones considerables, sin embargo, para efectos prácticos se considera que el inicio del movimiento se produce en un punto ubicado en la superficie de falla el cual sería el centro de propagación de las ondas sísmicas. Este punto es denominado como hipocentro o foco y se identifica mediante sus coordenadas geográficas y su profundidad. En consecuencia, el epicentro es definido como la proyección del hipocentro sobre la superficie terrestre (Muñoz Peláez, 2002).

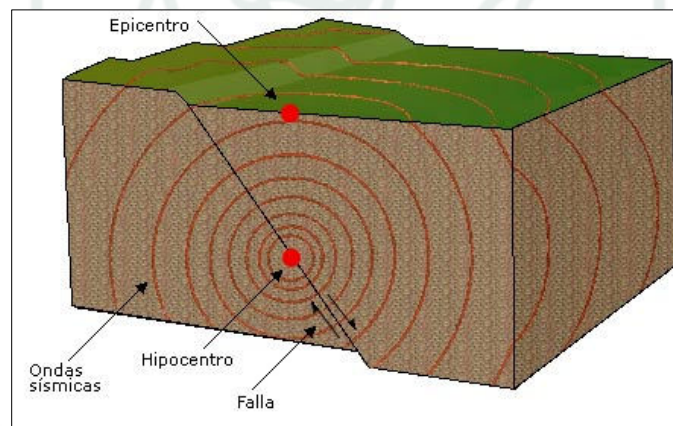


Figura 5. Hipocentro y epicentro. Fuente: (Museo de Ciencias de Puerto Rico, s.f.)

3.2. Registro del movimiento de suelo

El movimiento de los diferentes tipos de ondas sísmicas producidas durante un terremoto es altamente complejo, sin embargo, los acelerómetros son instrumentos que permiten registrar la aceleración del sismo en dos componentes horizontales y una vertical (Muñoz Peláez, 2002).

Por métodos de integración numérica, a partir del registro de aceleración se pueden obtener los registros de velocidad y de desplazamiento. Estos tres registros permiten tener una mejor descripción del movimiento del suelo ya que cada uno muestra una región diferente del espectro de frecuencias (Carreño Herrero et al., 1999).

En Perú, las redes acelerográficas con más estaciones instaladas a lo largo del país son el Instituto Geofísico del Perú (IGP), el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), el Colegio de Ingenieros del Perú (CIP) y el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) (SENCICO, 2020).

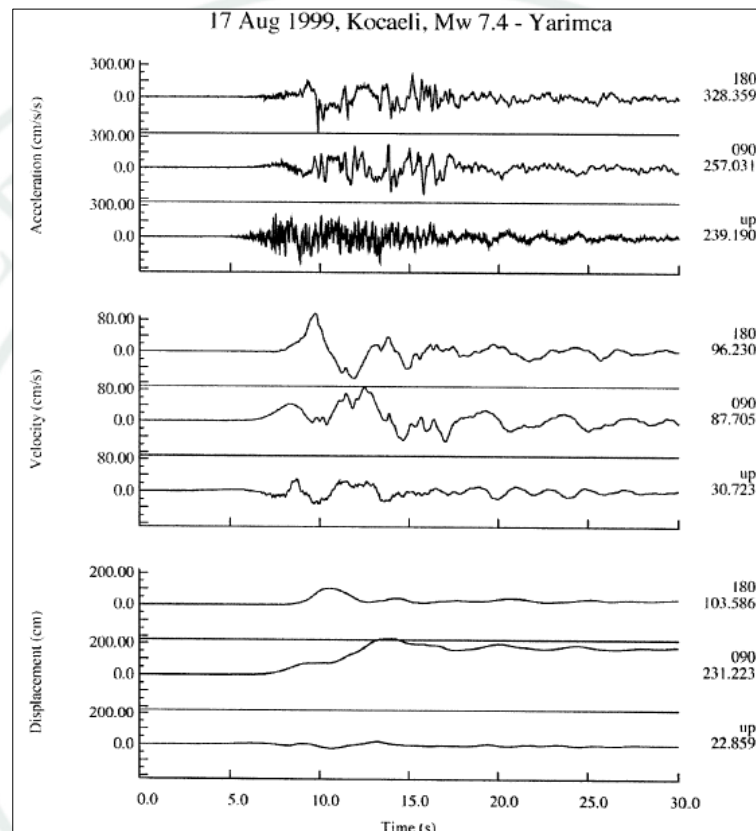


Figura 6. Registro de aceleración, velocidad y desplazamiento del terremoto del 17 de agosto de 1999 en Turquía. Fuente: (Carreño Herrero et al., 1999)

3.3. Tratamiento del registro sísmico

3.3.1. Compatibilidad de registros

La selección de registros sísmicos para la realización de un análisis sísmico es una parte esencial para la obtención de resultados confiables. Desde la representatividad del evento sísmico, como la magnitud, la distancia a la falla, las condiciones del suelo hasta los mecanismos de falla son elementos que se deben tomar en cuenta para lograr resultados lo más realistas posibles en las simulaciones, así también para evitar las subestimaciones o sobrediseños. De acuerdo con la norma ASCE (2017^a), los registros elegidos deben seguir los siguientes requisitos:

- Magnitud: debe ser consistente con las magnitudes de los sismos observados en la región y coherentes con el espectro de diseño.
- Distancia a la falla: es un factor que influye en la frecuencia de las ondas sísmicas, por lo tanto, lo ideal es obtener registros de estaciones cercanas al lugar de análisis.
- Mecanismos de fuente: los registros sísmicos deben ser coherentes con el tipo de falla que se encuentra en el entorno tectónico.
- Condiciones locales del suelo: debe haber compatibilidad con las condiciones geotécnicas del suelo incluyendo así la clasificación del tipo de suelo de la región.

Además, esta norma establece el uso de al menos 11 pares de registros sísmicos mientras que la norma peruana E0.30 especifica que para un análisis tiempo-historia se usen como mínimo tres pares de registros sísmicos.

3.3.2. Corrección de línea base y filtrado

Los acelerómetros son los instrumentos que se encargan de registrar las aceleraciones en función del tiempo que dura un sismo generando así un acelerograma. Sin embargo, esta información es inevitablemente afectada por el ruido de fondo tanto en frecuencias cortas como en las largas. Entonces, la corrección de línea base y el filtrado se convierten en procedimientos necesarios para extraer la información de las aceleraciones producidas durante el sismo con el fin de imitar lo mejor posible el verdadero movimiento del suelo (Alexander et al., 2001).

Este es un campo de investigación amplio y que requiere constante mejoras en las técnicas usadas ya que, a pesar de que los instrumentos actualmente usados son digitales, aun se usan instrumentos analógicos en estaciones con sistemas más antiguos.

Algunos de los procedimientos de corrección más usados son (Alexander et al., 2001):

- NOAA (1973): primero se realiza una interpolación de los datos muestreados de manera no uniforme a 100Hz, luego se hace un filtrado de paso bajo usando un filtro Ormsby con frecuencia de corte y de atenuación de 25Hz y 27Hz respectivamente. Posteriormente se realiza una decimación a 50Hz, la corrección del instrumento y una corrección de línea base mediante un filtrado de paso alto también con un filtro Ormsby.

- BAP (1982): se comienza por la interpolación de los datos muestreados de manera no uniforme a 600Hz, seguida de una corrección de línea base y eliminación de la línea de regresión de mínimos cuadrados. Luego, se realiza un relleno con ceros, seguido de la corrección del instrumento. Posteriormente, se aplica un filtro paso bajo bidireccional Butterworth, se decima a 200Hz, y finalmente se aplica un filtro paso alto bidireccional Butterworth.
- UEL METHOD A (2001): primero se comienza interpolando los datos muestreados de manera no uniforme a 600Hz, seguido de un relleno con ceros. Luego se realiza la corrección de la línea base y la eliminación de la línea de regresión de mínimos cuadrados. A continuación, se aplica la corrección del instrumento, seguido de un filtro paso bajo y paso alto bidireccional Butterworth de 4º orden. Finalmente se decima a 200Hz utilizando un filtro paso bajo bidireccional Chebyshev de 8º orden.
- UEL METHOD B (B): se comienza interpolando los datos muestreados de manera no uniforme a 600Hz, seguido de un relleno con ceros. Posteriormente, se aplica un algoritmo recursivo de mínimos cuadrados o RLS y se decima a 200Hz usando un filtro paso bajo bidireccional Chebyshev de 8º orden.

Los elementos para el procedimiento de corrección de línea base y filtrado son (Alexander et al., 2001):

- Interpolación y remuestreo: los datos de los acelerogramas suelen estar muestreados de manera desigual entonces el primer paso en todos los procedimientos de corrección requiere interpolación para que los puntos estén interpolados de manera uniforme. En procedimientos de corrección anteriores (BAPS), los datos se segmentaban y se recombinaban usando un método de superposición estándar. En cada segmento se aplicaba un relleno adicional de ceros y se aplicaban funciones cosenoidales para eliminar oscilaciones no deseadas en cambios abruptos en los datos. Actualmente, los procedimientos modernos no requieren de una segmentación ya que permiten procesar muestreos a 600Hz y a pesar de que aún se realiza un relleno de ceros, ya no hay cambios abruptos en la aceleración al final ya que el trazado tiende a cero.
- Corrección del error de línea base, eliminación de tendencias: algunos dispositivos, para ahorrar costos, registran el movimiento solo cuando este supera la aceleración de

0.01g, por lo tanto, las vibraciones previas normalmente se pierden. Además, el eje cero del acelerograma se ajusta para hacer que la integral de la aceleración sea cero. Esto resulta en que el cambio en la velocidad del suelo a lo largo del registro sea igual a cero. También se introduce un error al no estar indicados en el trazado el inicio y el final del terremoto. La velocidad y el desplazamiento derivados de este acelerograma resultarán en un error lineal y cuadrático respectivamente. La corrección de línea base se realiza entonces al restar una línea de regresión de mínimos cuadrados del acelerograma.

- Respuesta del instrumento: esta corrección se hace debido a que algunos instrumentos tienen características dinámicas que afectan en el movimiento que registran. Entonces, para la corrección, el instrumento se idealiza como un sistema de un grado de libertad para evaluar sus propiedades dinámicas y para separar la respuesta del instrumento del movimiento real del suelo. El movimiento relativo de la masa suspendida con respecto al instrumento indica el desplazamiento, la velocidad o la aceleración de acuerdo con su rango de frecuencia. Usando la transformada de Fourier en la ecuación del movimiento se obtienen las componentes de alta y baja frecuencia. Para frecuencias bajas de hasta 10Hz, la aceleración es casi igual a la del suelo, pero para frecuencias más altas, la diferencia es significativa. En estructuras de baja altura, es necesario corregir los errores de los instrumentos y para altas tasas de muestreo, la corrección de instrumentos puede mejorar la precisión.

- Filtrado y corrección de fase: los datos sísmicos registrados por los acelerómetros suelen contener errores por vibraciones externas como las producidas por el tráfico intenso, las olas del mar o el viento y la información sobre las estimaciones de las lecturas locales de estos ruidos casi nunca son proporcionadas con los datos del registro. Es entonces donde el espectro de las amplitudes Fourier puede mostrar el contenido de las frecuencias entre f_c (límite de baja frecuencia o “frecuencia de esquina”) y $f_{m\acute{a}x}$ (límite de alta frecuencia o “frecuencia de corte”). Teóricamente, el f_c es inversamente proporcional a la raíz cúbica del momento sísmico, por lo tanto, los terremotos de mayor magnitud producen más contenido de baja frecuencia que aquellos de menor magnitud. Por otro lado, $f_{m\acute{a}x}$ no tiene una definición precisa, pero se considera que está influenciada tanto por los efectos locales como por los efectos del mecanismo de fuente, de esta forma, se asume que $f_{m\acute{a}x}$ es constante para una región geográfica dada. Para corregir distorsiones de fase, los filtros

digitales empleados suelen ser convolucionadores de Respuesta al Impulso Finito (FIR) o Respuesta al Impulso Infinito (IIR). Los filtros IIR, en particular, pueden derivarse de transformaciones de diseños clásicos de filtros analógicos como Butterworth, Chebyshev o Elíptico. La respuesta de fase no lineal se corrige ejecutando los datos en ambas direcciones. Los filtros FIR son más estables y lineales, pero requieren más cálculos para un rendimiento razonable.

- Decimación y submuestreo: estas técnicas son utilizadas para reducir la cantidad de datos en una señal, es decir, para disminuir la tasa de muestreo. Los instrumentos analógicos miden señales continuas y para convertirlas a formato digital se muestrean a una alta frecuencia, aproximadamente 600Hz. Idealmente, esta tasa de muestreo se debería mantener para analizar los datos de forma precisa, pero esto puede ser costoso a nivel computacional y requiere de mucho tiempo; entonces, para hacer el análisis más eficiente, se reduce la tasa de muestreo a 200Hz. Sin embargo, esto puede traer el problema del “aliasing” con una frecuencia de plegado (Nyquist) de 100Hz, esto quiere decir que, al reducir la tasa de muestreo, las frecuencias superiores a 100Hz de la señal original se plegarán hacia abajo y aparecerán como distorsiones en el rango de 0 a 100Hz, generando además ruidos. Para evitar este problema, la señal debe pasarse primero por un filtro de paso bajo ya que este filtro elimina las frecuencias por encima de 100Hz, asegurando que solo las frecuencias que pueden ser representadas a 200Hz permanezcan. Los métodos BAP y Triunfac utilizan un filtro FIR anti-aliasing, sin embargo, este filtro puede alterar el tiempo de las diferentes componentes de la señal. Entonces la mejor opción para corregir esta distorsión de fase es utilizar un filtrado bidireccional, es decir, que pase la señal a través del filtro dos veces (hacia adelante y hacia atrás) para cancelar cualquier desplazamiento de fase.

- Métodos adaptativos: los procedimientos de corrección descritos no siempre proporcionan la mejor estimación de la señal sísmica ya que no utilizan filtros digitales óptimos y asumen que la señal es estacionaria, lo cual no es cierto. Entonces, es útil utilizar métodos que asuman un proceso no estacionario como el método de mínimos cuadrados (LMS) y el método de mínimos cuadrados recursivos (RLS). Mientras que el primero minimiza el error cuadrático medio utilizando promedios de datos, el segundo se enfoca en minimizar el error cuadrado con base en los datos específicos, haciendo que sea más

adecuado para eventos sísmicos no estacionarios al ajustar los coeficientes del filtro de manera óptima según las variaciones en los datos.

3.3.3. Escalamiento del registro sísmico

El proceso de escalamiento de los registros sísmicos es importante para lograr que estos coincidan con las características del lugar de análisis y para que las respuestas obtenidas sean consistentes con el espectro objetivo. Existen varios métodos para realizar este procedimiento; un estudio realizado en 2012 por Michaud & Léger orientado a analizar 7 métodos de escalamiento y 2 métodos de ajuste espectral para la realización de un análisis no lineal, comparó la efectividad y los procedimientos de cada uno de ellos:

- Escalado por PGA: este método hace referencia a la aceleración máxima del suelo o PGA por sus siglas en inglés y consiste en multiplicar el registro sísmico por un coeficiente escalar para que de esta forma se asemeje al PGA del espectro objetivo sin embargo es un procedimiento que produce una alta dispersión, por lo tanto, no ofrece confiabilidad.
- Escalado por $S_a(T_1)$: el objetivo es usar un factor que permita amplificar la aceleración espectral en el período natural de vibración T_1 al correspondiente en el espectro objetivo. Este método se va haciendo impreciso a medida que los modos superiores de vibración se vuelven importantes, también cuando el comportamiento no lineal y la fluencia afectan a estos modos de vibración.
- Escalado por S_{Ia} : este método consiste en calcular el área bajo el espectro de respuesta, es decir, integrar las aceleraciones espectrales entre dos períodos seleccionados. Luego, esta área debe ser igual al área bajo el espectro objetivo entre los mismos períodos. Este método ofrece un escalamiento más cercano al espectro objetivo.
- Escalamiento ASCE: este procedimiento también compara las áreas por debajo de los espectros. Se calcula la cantidad total de aceleración espectral entre $0.2T_1$ y $1.5T_1$, siendo T_1 el período natural o fundamental de vibración. Luego se ajusta el registro para que esa cantidad de aceleración espectral sea igual o mayor que la del espectro objetivo en el mismo rango de períodos. Este método tiende a ser más conservador.
- Escalamiento ATC: primero se elimina la variabilidad entre los registros sísmicos calculando sus velocidades pico del suelo o PGV por sus siglas en inglés y ajustándolos

para que coincidan con la media del grupo. Luego se determina la aceleración espectral objetivo para el período fundamental de la estructura y se calcula un factor de amplificación para ajustar los registros a este espectro.

- Escalamiento ATK: en primer lugar, se escoge un rango de períodos en el que se escalarán los registros. En segundo lugar, se escoge un conjunto de registros adecuados para ese rango de períodos. Luego, se calcula la relación y la desviación estándar entre la aceleración espectral objetivo y la aceleración de los registros. Finalmente, se eligen los registros con menor desviación estándar y se escalan con las relaciones obtenidas anteriormente.
- Escalamiento MSE: el método de error cuadrático medio (MSE por sus siglas en inglés) y propuesto por el centro de investigación PEER, mide la diferencia entre la aceleración espectral de un registro sísmico y el espectro objetivo. Este error se calcula para el espectro objetivo y para el registro sísmico a escalar; además, se aplica una función de peso para dar importancia a ciertos períodos. Luego se ajusta un factor de escalado para minimizar este error. Este método es útil porque logra ajustar de manera precisa los registros con el espectro objetivo incluso con periodos cortos.
- Ajuste espectral FD: el método de ajuste espectral en el dominio de la frecuencia (FD) ajusta registros sísmicos para que coincidan con el espectro objetivo usando el programa informático “Spectre”. Utilizando una serie de Fourier, se escala la respuesta en cada frecuencia y se aplica iterativamente hasta que el espectro modificado coincida con el espectro objetivo.
- Ajuste espectral TD: el método de ajuste espectral en el dominio del tiempo (TD) es similar al método FD, pero usando un enfoque distinto y mediante un programa informático llamado “RSPmatch 2005”. Consiste en añadir y restar pequeñas ondas (wavelets) a la señal original sin imponer desplazamientos adicionales significativos. Este procedimiento es más robusto y menos propenso a errores que el método de ajuste por dominio de frecuencias.

3.4. Ecuación del equilibrio dinámico y movimiento sísmico

Para una estructura de 1GDL sometida a una fuerza externa aplicada sobre la masa de la estructura como la mostrada en la Figura 7, se puede definir la ecuación del equilibrio dinámico como (Muñoz Peláez, 2002):

$$f_I - f_S - f_D + P(t) = 0$$

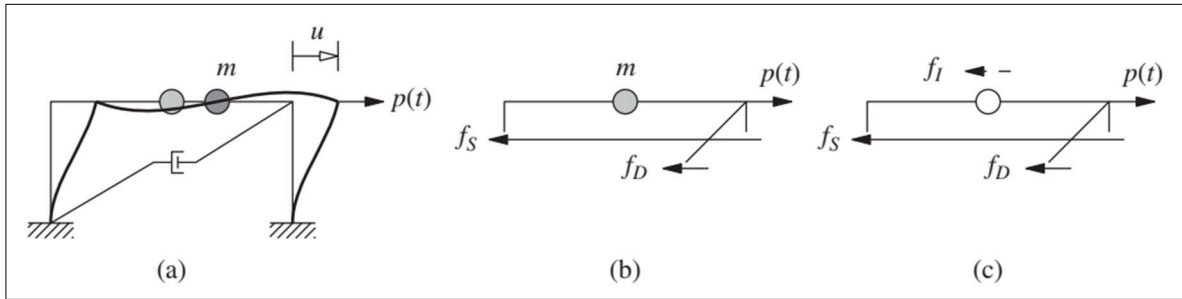


Figura 7. Sistema de 1 GDL sometido a una fuerza externa. Fuente: (Chopra, 2014)

Donde f_I se define como la aceleración de la masa de la estructura ocasionada por la fuerza actuante, f_S corresponde a la fuerza restitutiva que para elementos linealmente elásticos se define como el producto del desplazamiento y la rigidez lateral de la estructura, f_D corresponde a la fuerza de amortiguamiento el cual se define como el producto de la velocidad y la constante de proporcionalidad “C”, y finalmente $P(t)$ es la fuerza externa aplicada en función del tiempo. De esta forma se obtiene la fórmula (Chopra, 2014):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P(t)$$

Por otro lado, cuando se aplica un movimiento en la base de la estructura como indica la Figura 8, se puede establecer de igual forma la ecuación de equilibrio dinámico (Chopra, 2014):

$$f_I + f_S + f_D = 0$$

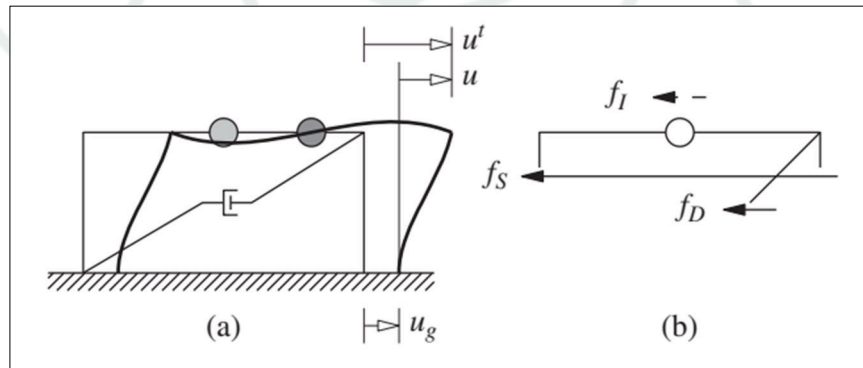


Figura 8. Sistema de 1GDL sometido a un movimiento en su base. Fuente: (Chopra, 2014)

Al reemplazar los elementos como en la ecuación anterior se obtiene:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

De esta forma se concluye que el desplazamiento $u(t)$ producido por un movimiento del suelo es idéntico al desplazamiento $u(t)$ producido por una fuerza externa aplicada sobre una estructura con base fija, es así como se puede reemplazar dicha fuerza externa por una fuerza efectiva que es equivalente a la masa de la estructura por la aceleración del suelo (Chopra, 2014):

$$P_{ef}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

3.5. Espectro de respuesta

La ecuación del equilibrio dinámico para una estructura con movimiento en su base se puede expresar en términos del amortiguamiento crítico ξ y la frecuencia circular ω o del período natural del sistema T_n si se divide toda la expresión entre la masa (Muñoz Peláez, 2002):

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g(t)$$

De esta forma, todas las estructuras de 1GDL con el mismo amortiguamiento crítico y el mismo período natural, sometidas al mismo registro de aceleraciones en su base, tendrán idénticas historias de respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración. El término correspondiente a la fuerza restitutiva (ku), al ser dividida por la masa, genera un parámetro llamado pseudo-aceleración, el cual representa esta fuerza por unidad de masa en la estructura y se representa como $A(t)$ (Muñoz Peláez, 2002):

$$A(t) = \omega^2u(t)$$

Para cada historia de respuesta de una estructura, los valores máximos se denominan cantidades espectrales y son las siguientes (Muñoz Peláez, 2002):

- Desplazamiento espectral, $S_d = \max\{|u(t)|\}$
- Pseudo-velocidad espectral, $S_v = \max\{\omega \cdot |u(t)|\} = \omega \cdot S_d$
- Pseudo-aceleración espectral, $S_a = \max\{\omega^2 \cdot |u(t)|\} = \omega^2 \cdot S_d$

La construcción de un espectro de respuesta consiste entonces en resolver la ecuación del equilibrio dinámico mediante métodos numéricos y hallar las cantidades espectrales para un intervalo de valores de T_n y ξ que debe extenderse hasta los períodos o amortiguamientos necesarios para todos los tipos de estructuras. (Chopra, 2014).

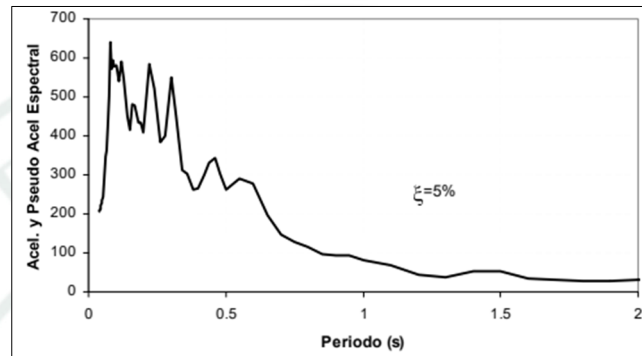


Figura 9. Espectro de aceleración absoluta y pseudo-aceleración, sismo de Lima, 1966. Fuente: (Muñoz Peláez, 2002)

Un espectro de respuesta también se puede presentar mediante el formato desplazamiento-aceleración donde el eje horizontal contiene los desplazamientos (S_d) y el eje vertical, las pseudo-aceleraciones (S_a), los periodos estructurales están representados como líneas inclinadas. Este formato es conocido como espectro de demanda (Muñoz Peláez, 2002).

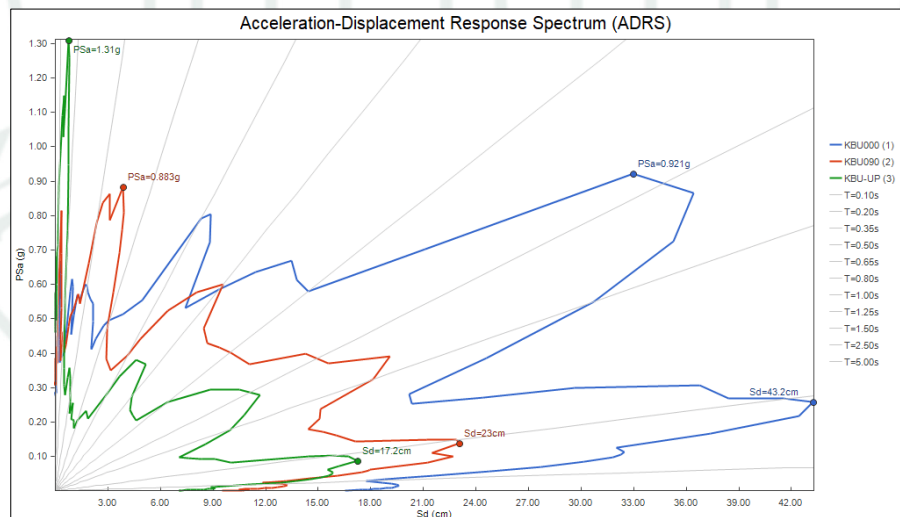


Figura 10. Espectro de demanda. Fuente: (EarthQuakeSolutions, s.f.)

La norma peruana de diseño sismorresistente establece un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones que está definido mediante la siguiente ecuación (MVCS, 2018):

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Donde:

- Zonificación sísmica (Z): corresponde a la clasificación del peligro sísmico en el territorio nacional existiendo 4 zonas.
- Coeficiente de uso (U): corresponde a la clasificación y el uso que tendrá la edificación a diseñar, desde edificaciones esenciales, importantes, comunes o temporales.
- Factor de amplificación sísmica (C): se define como el factor que amplifica la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo y depende del periodo fundamental de la estructura.
- Factor de suelo (S): depende del tipo de suelo, de sus propiedades mecánicas, de la velocidad de las ondas de corte y del periodo fundamental de vibración.
- Factor de reducción (R): corresponde al sistema estructural planteado en cada dirección de análisis.

3.6. Métodos de análisis sísmico

Los métodos de análisis pueden dividirse en estudios lineales y no lineales y también en estáticos o dinámicos de la siguiente forma (Talavera, 2023):

- Métodos lineales:
 - Análisis estático lineal
 - Análisis dinámico modal espectral
 - Análisis dinámico tiempo-historia lineal
- Métodos no lineales:
 - Análisis estático no lineal (Pushover)
 - Análisis dinámico tiempo-historia no lineal

Los análisis relevantes para esta investigación son detallados a continuación.

3.6.1. Análisis estático

El método de análisis sísmico estático permite el cálculo de las fuerzas inerciales o fuerzas equivalentes que actúan en el centro de masas de cada diafragma de la edificación (MVCS, 2018).

Sin embargo, según la Norma E0.30, este método solo es aplicable a estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, para las demás zonas se puede utilizar en estructuras regulares de no más de 30 metros de altura.

El análisis se realiza de manera independiente para cada dirección principal y consiste en hallar la fuerza cortante en la base para después distribuir las fuerzas sísmicas horizontales en todos los niveles dependiendo del período fundamental de la estructura (MVCS, 2018).

Una vez obtenidas las fuerzas por cada nivel, se inicia el análisis pseudo-tridimensional con el fin de calcular las fuerzas internas y desplazamientos de cada pórtico de la estructura usando la parte estática de la ecuación del movimiento expresada matricialmente (Salinas Basualdo, 2019):

$$[F] = [K][u]$$

Donde $[F]$ representa las fuerzas en cada nivel, $[u]$ es el vector de desplazamientos de los centros de masa de todos los niveles siendo así la incógnita y $[K]$ representa la matriz de rigidez total de la estructura.

3.6.2. Análisis dinámico modal espectral

El método de análisis modal-espectral describe el movimiento de una estructura a través de propiedades dinámicas como el período y los modos de vibración. Una estructura sometida a un movimiento sísmico puede mantenerse en vibración libre generando así varias formas, cada una de estas y el período asociado constituyen un modo de vibración (Muñoz Peláez, 2002).

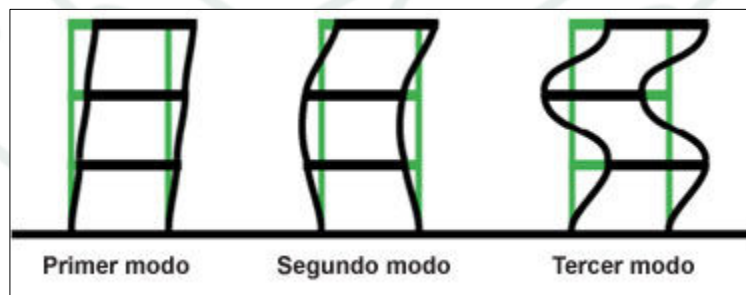


Figura 11. Modos de vibración de una estructura. Fuente: (Universidad de Costa Rica, 2023)

De esta manera, el análisis modal espectral permite descomponer la deformación compleja de una estructura en un conjunto de modos de deformación con parámetros de período y amortiguamiento individuales (Rodríguez Súnico, 2005).

De la ecuación del equilibrio dinámico, se puede expresar de manera matricial para edificaciones con múltiples grados de libertad:

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = -\ddot{u}_g \underline{M} \underline{h}$$

Donde $\underline{h}$ representa el vector de transformación de desplazamientos que depende exclusivamente del sistema de coordenadas y de la dirección de movimiento del suelo. La solución a esta ecuación puede realizarse por integración directa o por descomposición modal. El análisis modal espectral entonces, resuelve la ecuación del equilibrio dinámico por el método de la descomposición modal, el cual consiste en calcular la respuesta elástica de una estructura sometida a una aceleración en su base mediante una combinación de los máximos valores de cada modo de vibración (Muñoz Peláez, 2002). Las máximas contribuciones de cada modo dependerán del máximo desplazamiento espectral S_d para cada período; de esta forma también, cada fuerza elástica máxima corresponderá a cada aceleración máxima espectral. Respecto a la contribución de los modos de vibración, la Norma E0.30 indica que se deben considerar en cada dirección de análisis, aquellos modos cuya suma de masas efectivas sea de por lo menos el 90% de la masa total y que además deben incluirse por lo menos los tres primeros modos de vibración (MVCS, 2018).

Dado que existe una respuesta espectral para cada modo, se han planteado criterios de combinación modal para obtener la respuesta máxima esperada tanto en los desplazamientos globales como en las deformaciones internas (Muñoz Peláez, 2002). De acuerdo con la norma E0.30, se puede usar la Combinación Cuadrática Completa (CQC) definida mediante:

$$r = \sqrt{\sum_i \sum_j r_i \rho_{ij} r_j}$$

Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2}$$

Donde β representa la fracción del amortiguamiento crítico y λ es la relación entre las frecuencias angulares de los modos i, j .

El otro método de combinación es en realidad la suma del 25% de la regla de la suma de valores absolutos y el 75% de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS):

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

3.6.3. *Análisis dinámico tiempo-historia*

También denominado método de integración en el tiempo, el análisis tiempo-historia presenta una solución a la ecuación del movimiento mediante métodos numéricos paso a paso en el tiempo que se pueden aplicar tanto para análisis lineales como para no lineales.

Los distintos métodos pueden ser clasificados en explícitos e implícitos. Los primeros no requieren una iteración en cada paso del tiempo y por lo tanto requieren que estos pasos sean muy pequeños para obtener resultados estables. Por otro lado, los métodos implícitos de integración directa sí requieren integración en cada paso del tiempo generando así mayor estabilidad en los resultados (Mamani Yana, 2017). El método de la diferencia central es un caso de método explícito que puede presentar problemas de precisión numérica si no se elige un intervalo de tiempo lo suficientemente corto. Como ejemplo de método implícito está la familia de métodos de Newmark la cual cuenta con los parámetros β y γ que definen la variación de la aceleración durante un intervalo de tiempo y determinan la estabilidad y precisión del método; además, para los sistemas lineales la formulación original de Newmark puede realizarse sin iteraciones (Chopra, 2014). El método más conocido de esta familia es el de la aceleración promedio constante gracias a la estabilidad incondicional que presenta su algoritmo (Mamani Yana, 2017).

La Norma Peruana E0.30 admite la aplicación del análisis tiempo-historia como método complementario al análisis estático o dinámico previamente escogido. Debido a que este análisis requiere una selección de un conjunto de registros sísmicos, la norma indica que deben considerarse al menos tres, cada uno con sus componentes en direcciones ortogonales y con características de sitio (magnitud, mecanismos de falla, mecanismos de fuente, etc.) compatibles con el lugar de análisis (MVCS, 2018).

3.6.3.1. Análisis Tiempo-Historia No Lineal

El análisis no lineal de historia en el tiempo (NLTHA por sus siglas en inglés) es un método numérico avanzado que se fundamenta en la integración directa de las ecuaciones diferenciales del movimiento, considerando la deformación inelástica de los elementos estructurales. Este enfoque define la carga en función del desplazamiento de la base o la aceleración provocada por el movimiento sísmico, calculando las fuerzas y desplazamientos en la estructura a través de un análisis dinámico que utiliza una serie de registros sísmicos. De este análisis se obtienen las respuestas dinámicas como desplazamientos, velocidad y aceleración, lo que permite determinar las fuerzas internas y deformaciones de la estructura en cada intervalo de tiempo a lo largo de la duración del sismo (Longarini et al., 2024).

Debido a que los movimientos sísmicos pueden activar las frecuencias más altas de la estructura, es necesario no ignorar los modos superiores del sistema y así evitar errores significativos; por lo tanto, en el análisis se debe considerar los modos que capturen por lo menos el 90% de la masa estructural en ambas direcciones (Longarini et al., 2024).

El principal desafío al momento de realizar un análisis tiempo-historia no lineal, es el alto esfuerzo computacional y analítico que requiere, sin embargo, ofrece resultados más acercados a la realidad. El método para la resolución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, la integración numérica directa, comienza con la condición estática inicial de la estructura y, con incrementos de tiempo constantes, se repite a lo largo de la duración del sismo para obtener la historia de respuesta en el tiempo. Es así como, a diferencia de un análisis modal espectral, el análisis tiempo-historia no lineal permite diseñar cada elemento en función de las fuerzas reales producidas durante el terremoto y no solo en valores máximos (Longarini et al., 2024).

3.6.3.2. Análisis Tiempo-Historia Lineal

En el caso de estructuras regulares donde el comportamiento inelástico sea predecible o incluso para zonas con baja a media sismicidad, donde se anticipe la aparición limitada de incursiones inelásticas, el análisis tiempo-historia lineal (LTHA por sus siglas en inglés) puede resultar más práctico que uno no lineal ya que puede ofrecer una precisión adecuada con un esfuerzo computacional menor. De manera similar a un NLTHA, el LTHA realiza un análisis paso a paso

de la respuesta dinámica de la estructura, pero omitiendo las fuentes de no linealidad, tanto geométricas como aquellas relacionadas a los materiales (Longarini et al., 2024).

Este análisis está permitido en la parte 2 del Eurocódigo, el cual recomienda el uso de un conjunto de acelerogramas compatibles con un espectro elástico. Aunque un ATHL es menos preciso que un ATHNL, permite el análisis que consideran movimientos sísmicos multidireccionales (Longarini et al., 2024).

Con este método se puede acceder a las historias de tiempo de las fuerzas internas, deformaciones y aceleraciones, ofreciendo una mejor comprensión frente a un análisis estático o incluso un análisis modal espectral ya que este último genera cantidades máximas de respuesta que no dependen del tiempo. Un gráfico de la forma deformada de un edificio obtenido por un análisis modal espectral no es confiable para evaluar daños no estructurales; además, las respuestas máximas en cargas axiales y momentos flectores pueden conducir a un diseño más conservador. Entonces, esta metodología es viable para sistemas elásticos lineales, con el beneficio de un análisis computacional más reducido (Longarini et al., 2024).

3.7. No linealidad de materiales

3.7.1. Concreto

El concreto presenta un comportamiento no lineal desde etapas tempranas de carga, lo cual hace necesario el uso de modelos analíticos que representen su relación esfuerzo-deformación de manera simplificada pero representativa de su comportamiento físico real. En ese sentido, los modelos estudiados se han desarrollado en función de la restricción lateral del material, es decir, distinguiendo entre concreto confinado y no confinado. La diferencia fundamental entre ambas ramas radica en que, para el primer caso, los modelos están orientados a representar el comportamiento del concreto simple, dado que los ensayos experimentales que los sustentan se realizaron sobre probetas sometidas a compresión uniaxial sin refuerzo transversal de confinamiento; mientras que, para el segundo caso, el modelo se complejiza al incorporar variables adicionales como la configuración y cuantía del refuerzo transversal, siendo generalmente aplicado a elementos sometidos a altos niveles de compresión axial y con un detallado riguroso de confinamiento.

Entre los modelos de concreto no confinado más aceptados y reconocidos se tiene el modelo propuesto por Hognestad en 1951, mientras que para concreto confinado se tienen los modelos de Kent y Park en 1971 y de Mander en 1988.

- Modelo de Hognestad: Este modelo es aplicable para secciones rectangulares, circulares y cuadradas y es descrito como una primera rama ascendente en forma parabólica mientras que la rama descendente se representó mediante una recta o pendiente lineal. En este modelo se adopta una deformación máxima de $\epsilon_0 = 0.002$ y una deformación última de $\epsilon_u = 0.004$ (Ottazzi, 2015).

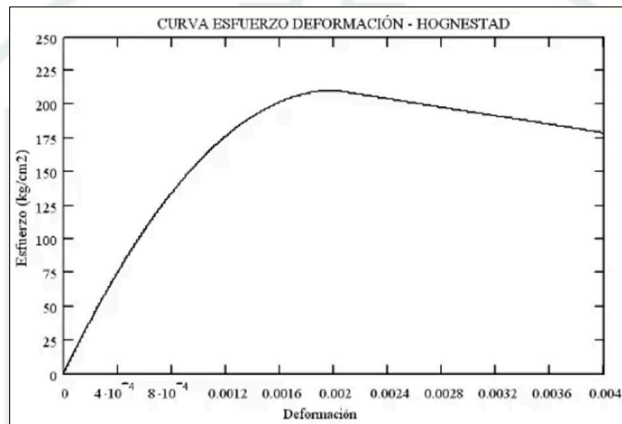


Figura 12. Modelo de Hognestad, 1951. Fuente: (Ottazzi, 2015)

Las fórmulas presentadas por Hognestad para obtener la curva esfuerzo-deformación consiste en dos partes, la primera para la rama ascendente ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0$):

$$f(\epsilon_c) = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

La segunda, para la rama descendente ($\epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_u$):

$$f(\epsilon_c) = f'_c - \frac{0.15 \times f'_c \times (\epsilon_c - \epsilon_0)}{(\epsilon_u - \epsilon_0)}$$

Donde:

- f'_c : resistencia a compresión del concreto (kgf/cm²)
- ϵ_c : deformación unitaria del concreto

- ϵ_0 : deformación en resistencia máxima = 0.002
- ϵ_u : deformación última = 0.004
- Modelo de Kent y Park: desarrollado en 1970 para concreto confinado por estribos rectangulares, este modelo representa la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado mediante tres ramas. En la primera, el confinamiento aún no tiene efecto y el comportamiento es similar al del concreto simple, idealizado mediante una parábola de segundo grado. La segunda rama, aproximada mediante una recta, se inicia cuando el concreto alcanza su resistencia máxima y concluye cuando esta se degrada hasta el 20% de dicho valor, con una pendiente que depende de las características del confinamiento de la sección. En la tercera rama, el concreto puede continuar deformándose más allá de este punto, aunque sin capacidad de tomar esfuerzos adicionales.
- Modelo de Mander: desarrollado en 1988, se define mediante una curva continua y considera que el efecto del confinamiento incrementa no solo la capacidad de deformación del concreto, sino también su resistencia a compresión. Es aplicable tanto a secciones circulares como rectangulares o cuadradas. En este modelo, la deformación unitaria última se alcanza cuando el refuerzo transversal se fractura, perdiendo así su capacidad de confinar al núcleo de concreto, lo que provoca que las deformaciones transversales del núcleo aumenten considerablemente. El comportamiento resultante difiere claramente del caso no confinado, evidenciando una mayor resistencia y ductilidad cuando el confinamiento está presente. Las curvas mostradas representan tres niveles de resistencia del concreto.

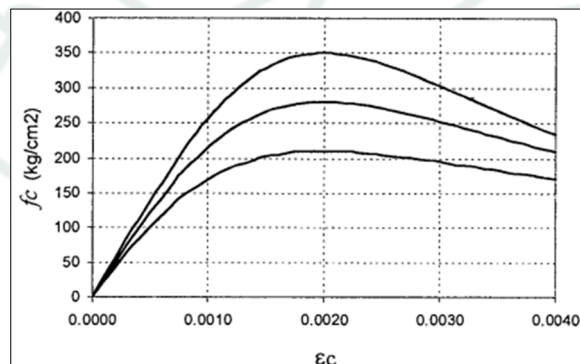


Figura 13. Modelo de Mander, 1988. Fuente: (Ottazzi, 2015)

3.7.2. Acero

El comportamiento no lineal del acero de refuerzo se caracteriza por tres zonas claramente diferenciadas: una zona elástica lineal hasta alcanzar la tensión de fluencia f_y , una zona de fluencia con deformación constante hasta el inicio del endurecimiento por deformación ϵ_{sh} , y una zona de endurecimiento por deformación hasta la rotura ϵ_{su} . El modelo empleado en la presente investigación corresponde al propuesto por Park & Paulay (1975), que define el comportamiento del acero mediante las siguientes expresiones:

- Zona elástica ($0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$):

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

- Zona de fluencia ($\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$):

$$f_s = f_y$$

- Zona de endurecimiento ($\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$):

$$f_s = f_y + (f_{su} - f_y) \cdot \left(\frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})} \right)^p$$

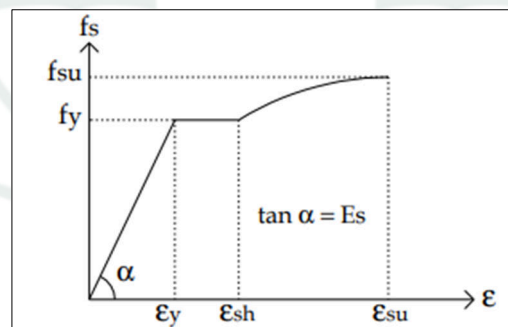


Figura 14. Aproximación de Modelo de Park y Paulay. Fuente: (Escamilla, 2010)

Donde:

- f_s : esfuerzo del acero para una deformación ϵ_s dada
- f_y : esfuerzo de fluencia = 4200kgf/cm²
- f_{sc} : esfuerzo del acero en compresión
- f_{sh1} : esfuerzo al inicio del endurecimiento por deformación

- f_{su} : esfuerzo último (resistencia máxima) = 6300kgf/cm²
- E_s : deformación unitaria del acero
- E_u : deformación de fluencia = 0.002
- E_{sh} : deformación al inicio del endurecimiento por deformación = 0.008
- E_{sh1} : deformación en un punto intermedio del endurecimiento
- E_u : deformación última del acero = 0.12
- E_s : módulo de elasticidad del acero = 2 100 000kgf/cm²
- P: exponente de endurecimiento por deformación = 3.4

3.8. Respuesta inelástica de estructuras

Con el fin de garantizar el comportamiento elástico de las estructuras ante sismos severos, sería necesario proporcionarles de una alta resistencia lateral. No obstante, debido a la baja probabilidad de la ocurrencia de un sismo severo (con un periodo de retorno 475 o 900 años) durante la vida útil típica de una edificación (50 o 100 años), se acepta que las estructuras puedan experimentar un comportamiento inelástico con daño durante estos eventos (Muñoz Peláez, 2002).

El análisis del comportamiento de una estructura durante sismos de esta magnitud es sumamente complejo, ya que abarca desde el movimiento del suelo de cimentación hasta las características intrínsecas de la propia estructura. Por ello, en edificaciones convencionales, es posible emplear modelos de análisis simples que permitan obtener valores representativos o identificar tendencias generales. Sin embargo, en el caso de estructuras de importancia o para fines de investigación académica, es recomendable realizar análisis más avanzados para lograr una representación más precisa del problema (Muñoz Peláez, 2002).

Los análisis sísmicos no lineales se realizan tomando en cuenta que el equilibrio del sistema idealizado de la estructura se encuentra en estado deformado para la no linealidad geométrica (efectos de segundo orden) y se considera también el comportamiento no lineal de los materiales (Talavera, 2023).

3.8.1. Curva y espectro de capacidad

Los ensayos realizados para analizar el comportamiento inelástico de una estructura se basan en el desplazamiento incremental y pueden ser monotónicos o cíclicos.

En el ensayo monotónico, la estructura es sometida a un desplazamiento lateral que aumenta de manera gradual, aplicando la fuerza en un solo sentido. Por otro lado, en el ensayo cíclico, la estructura es desplazada lentamente en ambos sentidos. Este ensayo es organizado en fases, durante las cuales se ejecutan ciclos de desplazamiento con una amplitud constante que se incrementa al avanzar a una nueva fase.

De ambos ensayos se obtiene la curva de capacidad. Para el primer tipo de ensayo, la gráfica es construida con los valores de la fuerza “V” versus el desplazamiento “X” como se muestra en la imagen (Muñoz Peláez, 2002).

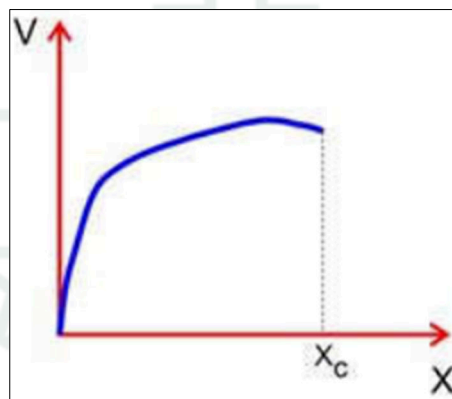


Figura 15. Curva de capacidad ensayo incremental monotónico. Fuente: (Muñoz Peláez, 2002)

Para valores pequeños del desplazamiento, el comportamiento de la estructura se mantiene elástico reflejado en una curva con pendiente lineal; sin embargo, al alcanzar un valor específico de desplazamiento, la estructura incursiona en el rango inelástico, y la curva comienza a decaer hasta que el deterioro de la estructura alcanza el colapso, correspondiente al desplazamiento de colapso “ X_c ” (Muñoz Peláez, 2002).

La curva de capacidad en el ensayo cíclico se forma a partir de la envolvente de los segmentos de desplazamiento inelástico y los tramos iniciales en el rango elástico. Esta gráfica ilustra la degradación de la rigidez y la resistencia estructural con cada ciclo. Este ensayo permite analizar cómo el movimiento oscilatorio influye en la degradación de la estructura, proporcionando así una representación más precisa del comportamiento estructural durante sismos severos (Muñoz Peláez, 2002).

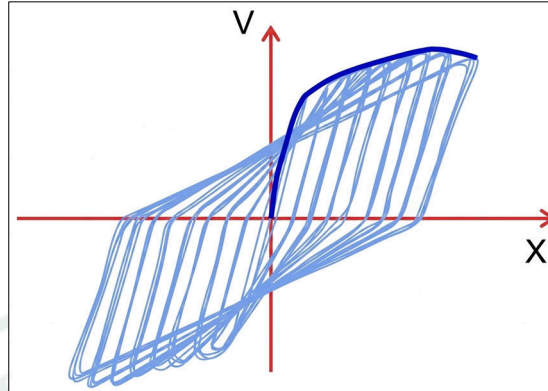


Figura 16. Curva de capacidad ensayo incremental cíclico. Fuente: (Muñoz Peláez, 2002)

Durante un sismo, la principal fuerza actuante sobre la masa de un edificio es la fuerza restitutiva del sistema estructural dado que la fuerza de amortiguamiento suele ser reducida. Entonces, la aceleración máxima que alcanza el edificio se puede calcular dividiendo la fuerza restitutiva máxima entre la masa del edificio. A esta nueva gráfica generada se le denomina espectro de capacidad (Muñoz Peláez, 2002).

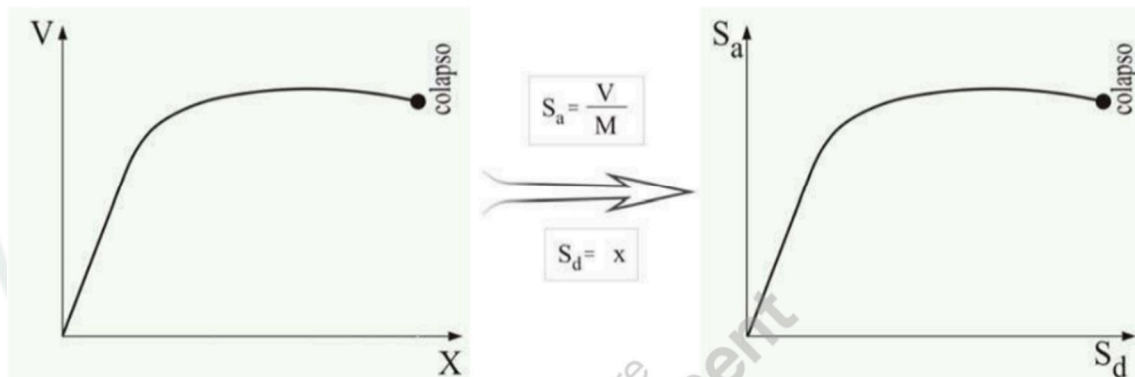


Figura 17. Curva y espectro de capacidad. Fuente: (Muñoz Peláez, 2002)

Siendo “ S_a ” la aceleración espectral y “ S_d ” el desplazamiento espectral. De esta gráfica se puede concluir que, a mayor fuerza generada por el sistema resistente a las acciones laterales, mayor será la aceleración que experimentará el edificio durante el sismo.

Finalmente, se concluye también que para una edificación específica, la curva de capacidad indica la fuerza máxima que la masa del edificio podría experimentar con cada desplazamiento del sistema estructural. Por otro lado, el espectro de capacidad facilita la estimación de la aceleración máxima que el edificio podría alcanzar con cada desplazamiento lateral (Muñoz Peláez, 2002).

3.8.2. Características estructurales

3.8.2.1. Ductilidad

Esta característica hace referencia a la capacidad de la estructura a deformarse más allá de su límite elástico. Gráficamente, de la curva de capacidad, se puede definir como el valor entre el desplazamiento límite elástico X_y y el desplazamiento de colapso X_c , mientras mayor sea este espacio, la estructura tendrá mayor capacidad de deformación inelástica y, por consiguiente, una mejor capacidad para enfrentar sismos severos (Muñoz Peláez, 2002). En estructuras diseñadas para resistir este tipo de eventos, la ductilidad sirve para que la estructura pueda tener un buen desempeño al formar rótulas plásticas, las cuales permitirán redistribuir las cargas, facilitando así la absorción y disipación de la energía del terremoto (García Núñez, 2018).

Una medida sencilla para cuantificar la ductilidad estructural de desplazamientos es expresada como:

$$\mu_e = \frac{x_c}{x_y}$$

Es decir, el cociente entre el desplazamiento de colapso y el desplazamiento límite elástico (Muñoz Peláez, 2002).

3.8.2.2. Resistencia lateral

Para estructuras de un grado de libertad, la resistencia lateral se define como la carga lateral máxima soportable antes de iniciar el comportamiento inelástico. Para sistemas de varios grados de libertad se puede extender este concepto al asumir una forma constante para el conjunto de cargas que actúan sobre cada grado de libertad. Si inicialmente se considera un comportamiento lineal en el rango elástico, la resistencia lateral se obtiene como el producto entre la rigidez lateral y el desplazamiento máximo elástico (Muñoz Peláez, 2002):

$$V_y = Kx_y$$

Una vez superado el rango elástico, la fuerza máxima del rango elástico, V_y , es superada por valores más elevados de fuerzas laterales aplicadas al sistema. Se le llama sobrerresistencia a este

incremento de capacidad y es importante en estructuras bien proyectadas. Se puede representar la sobrerresistencia de la siguiente manera:

$$\Omega_f = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_y}$$

Siendo $V_{m\acute{a}x}$ la fuerza lateral máxima que puede desarrollar la estructura y V_y la fuerza con la que inicia el comportamiento inelástico (Munoz Peláez, 2002).

Adicionalmente, en una estructura sometida a un evento sísmico o a cargas cíclicas se generarán interacciones complejas en las uniones entre vigas y columnas ya que estas cargas producen una disminución de la resistencia de los elementos estructurales. Si se busca un buen desempeño, entonces es necesario controlar las deformaciones generadas en las uniones viga-columna donde se produce una pérdida de adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo provocando una disminución de la capacidad cortante. Los desplazamientos relativos aumentan a medida que el daño en estos pórticos es mayor, afectando directamente en el desempeño general de la estructura (García Nuez, 2018).

3.8.2.3. Energía de deformación

El trabajo producido por la fuerza actuante durante los ensayos de desplazamiento incremental en la fase elástica es almacenado de manera directa como energía de deformación elástica gracias a la cual, la estructura puede recuperar su forma original al retirar la carga (Munoz Peláez, 2002).

Una vez que el desplazamiento lateral supera el límite de comportamiento elástico representado por x_y , una parte del trabajo generado por la fuerza externa se almacena como energía de deformación y la otra parte se disipa al generar degradación en la estructura:

$$W_F = E_S + E_H$$

Donde W_F representa el trabajo de la fuerza externa, E_S corresponde a la energía elástica y E_H es la energía histerética disipada en forma de daño (Munoz Peláez, 2002).

La energía elástica almacenada en la estructura permitiría que la estructura recupere parcialmente su configuración original si la fuerza se retirara. Si la incursión inelástica es severa, la energía disipada es considerablemente mayor que la energía almacenada (Munoz Peláez, 2002).

Durante un ensayo incremental llevado hasta el colapso, se ha propuesto cuantificar la deformación de una estructura hallando el área bajo la curva fuerza-desplazamiento, es decir, el trabajo total actuante sobre la estructura. A medida que aumenta el área bajo esta curva, se requiere más energía para provocar el colapso de la estructura.

En el caso del análisis de una estructura ante un movimiento sísmico, el estudio del trabajo producido por el terremoto se hace por medio del balance de energías. Consiste en integrar cada término de la ecuación de equilibrio dinámico con respecto del desplazamiento relativo. La expresión resultante corresponde a la ecuación de balance energías; el primer término referente a la masa de la estructura representa la energía cinética E_K , el segundo término del amortiguamiento representa la energía disipada por amortiguamiento E_D , el tercer término corresponde al trabajo de la fuerza restitutiva formada por la energía elástica E_S y la energía disipada E_H , el segundo miembro de la ecuación representa la energía total de entrada E_I que recibe la estructura desde el inicio del movimiento hasta un instante “t”:

$$E_K(t) + E_D(t) + E_S(t) + E_H(t) = E_I(t)$$

Dado que la estructura regresa al reposo cuando termina el movimiento en la base, la energía cinética desplegada en el sismo será $E_K = 0$. De la misma forma, la estructura puede o no tener deformación lateral cuando termina el terremoto, pero ya no tendrá energía elástica, entonces $E_S = 0$. La ecuación de balance para el movimiento completo será:

$$E_D(t) + E_H(t) = E_I(t)$$

Se concluye entonces que una parte de la energía de entrada durante el sismo es disipada mediante el amortiguamiento y la otra parte es disipada como energía histerética, es decir, en forma de daño.

3.8.3. Modelos histeréticos

En el análisis de la respuesta inelástica de una estructura, es importante conocer el comportamiento de los materiales, especialmente del acero y del concreto. Entonces, los modelos de histéresis representan la respuesta de estos materiales a cargas cíclicas. Estos modelos permiten describir la relación carga-desplazamiento de la no linealidad de los materiales (Flores Barreto, 2011).

Durante cada ciclo de cargas y descargas sobre el elemento, se genera una línea que conecta los puntos máximos en la curva de carga-desplazamiento la cual es conocida como curva esquelética. En muchos casos, esta curva coincide con la curva obtenida bajo una carga monotónica. La curva generada por la inversión del signo de la fuerza se denomina curva de histéresis. Los modelos idealizados para simplificar estos gráficos deben representar la rigidez y resistencia del elemento, las cuales varían en relación con la historia de cargas y desplazamientos generadas por un sismo (Flores Barreto, 2011).

Una curva de histéresis se compone de la siguiente manera:

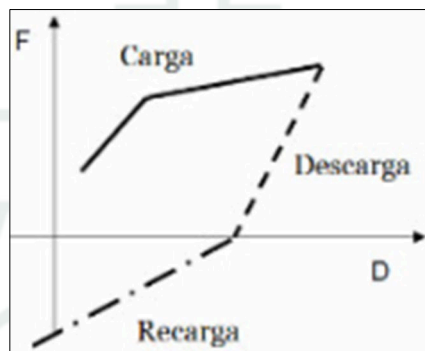


Figura 18. Composición de curva de histéresis. Fuente: (Purca, s. f.)

La línea de carga muestra el rango en que el valor absoluto de la resistencia aumenta con la aplicación de la fuerza, el rango de descarga representa la disminución del valor absoluto de la resistencia después de la aplicación de la fuerza y finalmente la recarga corresponde al valor absoluto de la resistencia nuevamente aumentando con la siguiente aplicación de fuerza (Purca, s. f.).

Algunos modelos histeréticos se han desarrollado con el fin de representar el comportamiento frente a cargas cíclicas:

- **Modelo bilineal:** gracias a su simplicidad, el sistema histerético bilineal ha sido ampliamente utilizado en estructuras de acero y concreto armado. Este modelo considera únicamente dos rigideces: rigidez elástica y rigidez de fluencia; adicionalmente, las pendientes tanto de carga como de descarga en reversa coinciden con la de la etapa elástica (Flores Barreto, 2011). Antes de alcanzar el límite de elasticidad, el punto de respuesta sigue la línea de la rigidez elástica. Cuando se supera este límite y ocurre la fluencia, el

punto de respuesta se desplaza a lo largo del tramo perfectamente plástico hasta que se produce una descarga. Luego de esto, el punto de respuesta sigue una línea paralela al tramo elástico inicial (Purca, s. f.).

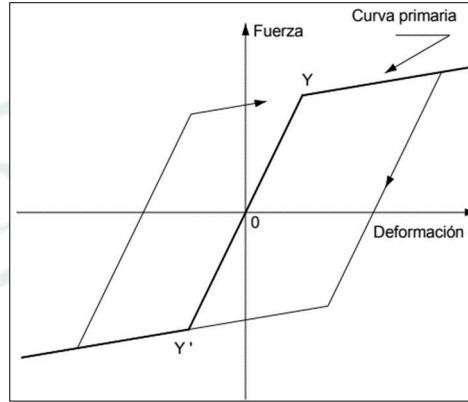


Figura 19. Modelo de histéresis bilineal. Fuente: (Flores Barreto, 2011)

- Modelo de Takeda: Takeda, Sozen y Nielsen propusieron un modelo más complejo basado en observaciones experimentales. La curva primaria usada es trilineal, simétrica respecto al origen. La curva de carga se dirige principalmente hacia el punto máximo alcanzado previamente en esa dirección. La pendiente de la curva de descarga se degrada en función de la deflexión máxima previamente alcanzada en cualquier dirección, según una función experimental (Flores Barreto, 2011). Este modelo es aplicable a elementos donde generalmente la falla es por flexión. Aunque ha mostrado resultados satisfactorios, su complejidad a llevado a desarrollar versiones más simplificadas (Flores Barreto, 2011).

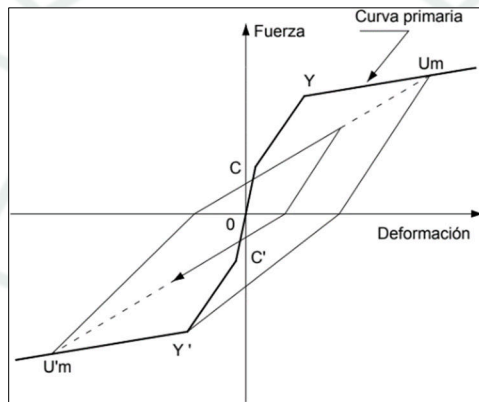


Figura 20. Modelo de histéresis de Takeda. Fuente: (Flores Barreto, 2011)

- **Modelo de Sina:** este modelo es una adaptación del modelo de Takeda con la variación de que incorpora el efecto de “pinching”, es decir, una tendencia a mostrar una rigidez incremental muy baja cerca del origen, seguida por un aumento abrupto de la rigidez. Esta inclusión mejora la respuesta del modelo durante periodos de pequeña amplitud y resulta en mayores desplazamientos en comparación de otros modelos.
- **Modelo de Otani:** este modelo es una versión simplificada del modelo de Takeda y fue originalmente propuesto para representar la variación de la rigidez de un resorte de nudo (considerando la adherencia entre el concreto y el refuerzo) y la rigidez de un resorte flexionante. Su curva primaria es bilineal con un punto de quiebre en la zona de fluencia de la sección. Además, el modelo incluye una degradación de la rigidez durante la etapa de descarga. Sin embargo, el tratamiento de datos similar al método de Takeda, lo hace aun un método complejo (Flores Barreto, 2011).

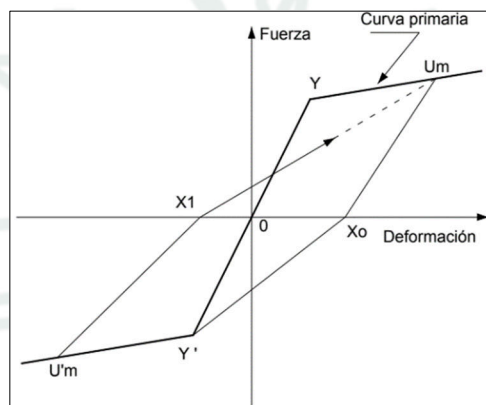


Figura 21. Modelo de histéresis de Otani. Fuente: (Flores Barreto, 2011)

3.8.4. Diagrama Momento-Curvatura

Se elabora el diagrama momento-curvatura para obtener información detallada sobre cómo responde una sección estructural frente a cargas aplicadas o anticipadas. Su objetivo es entonces analizar la capacidad de dichas secciones para resistir el momento flector de demanda y su comportamiento (Talavera, 2023). Para determinar esta relación momento-curvatura en una sección de concreto armado, se requiere en primer lugar conocer la relación esfuerzo-deformación unitaria de los materiales que lo conforman (concreto y acero de refuerzo), los cuales fueron detallados en el acápite de no linealidad de los materiales. A partir de estos diagramas, se puede determinar la rigidez de una sección según el nivel de carga que soporta (Aguiar et al., 2015).

El gráfico momento-curvatura proporciona los valores del momento resistente interno con la curvatura correspondiente para un diagrama de deformaciones que debe satisfacer las condiciones de equilibrio de fuerzas internas. Los puntos más importantes del diagrama son aquellos donde los materiales del elemento fallan o fluyen, es decir, el momento asociado al agrietamiento del concreto bajo tensión, el momento en que el acero comienza a fluir y el momento de la falla por compresión del concreto (Almada N et al., 2016).

Generalmente, el concreto reforzado con acero es diseñado para la resistencia última con la variación en los diferentes códigos de diseño donde se asume una distribución rectangular de esfuerzos a compresión y una nula resistencia a la tensión. Sin embargo, es necesario conocer el comportamiento del elemento antes de la falla por lo cual, en un diagrama de esfuerzo-deformación, se asume una distribución parabólica de esfuerzos de compresión y una distribución lineal para esfuerzos de tensión (Almada N et al., 2016).

3.8.5. Curvatura de un elemento

Este concepto se refiere a las modificaciones en la forma de la sección transversal de un elemento a lo largo de su eje transversal y se deben a cargas axiales, de flexión o flexo-compresión (Talavera, 2023). La curvatura entonces se define como la relación entre la deformación en la fibra de concreto más comprimida y la distancia al eje neutro asociado a esa deformación (Aguiar et al., 2015).

3.8.5.1. Generación Diagrama Momento-Curvatura

Para el caso de las características mecánicas de los materiales, existen ecuaciones que aproximan analíticamente el valor de la resistencia de un elemento. Luego se realiza el cálculo de la fuerza de compresión del concreto y se localiza su ubicación; de igual forma el cálculo se realiza para la fuerza de tensión. Finalmente se obtienen la fuerza de tensión y compresión aportadas por el acero localizando su ubicación en el centroide de las varillas (Almada N et al., 2016).

Para generar el diagrama momento-curvatura, con los datos obtenidos anteriormente, se procede a buscar el eje neutro en el cual se cumplan que la suma de fuerzas internas sea cero, es decir, que se cumplan las condiciones de equilibrio interno. Luego, se halla el momento que producen las fuerzas internas y su curvatura correspondiente para un diagrama de deformaciones (Almada N et al., 2016).

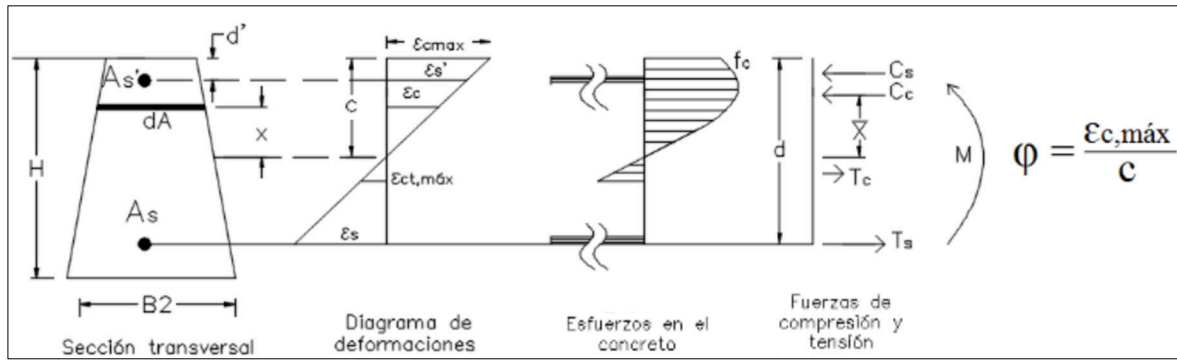


Figura 22. Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas internas. Fuente: (Almada N et al., 2016)

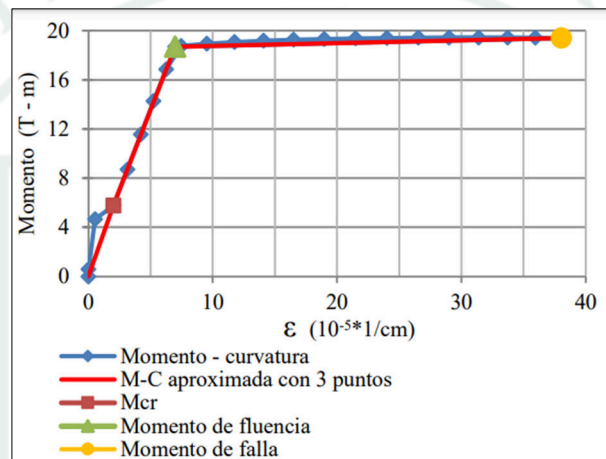


Figura 23. Diagrama Momento-Curvatura de viga rectangular. Fuente: (Almada N et al., 2016)

De la imagen 16 se definen tres rangos: el estado no agrietado o elástico se da hasta alcanzar el momento de agrietamiento M_{cr} , estado elástico agrietado o fisurado que va hasta el momento de fluencia M_y correspondiente al punto en que el acero de refuerzo a tensión comienza a fluir y finalmente el estado de deformación última o estado plástico que va hasta el momento de falla M_n (Talavera, 2023).

3.8.5.2. Diagrama de interacción

El diagrama de interacción se realiza para columnas ya que son elementos que resisten cargas axiales y es un gráfico que permite evaluar la capacidad de un elemento para soportar una carga máxima, relacionando el momento flector con la fuerza axial.

Para construir este diagrama, se analiza la sección transversal de la columna, su geometría, la disposición del acero de refuerzo y las características de los materiales. Se identifican también las cargas axiales que actúan sobre la columna y así se obtienen las fuerzas internas y momentos.

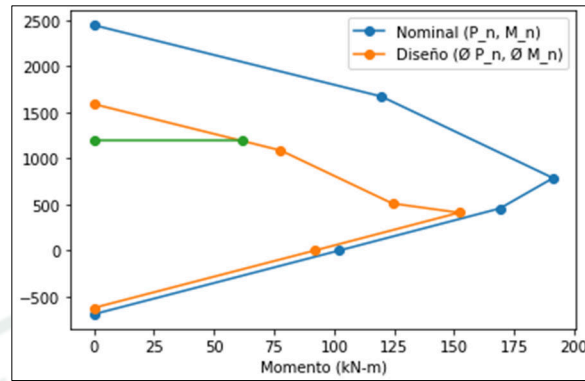


Figura 24. Diagrama de interacción. Fuente: (Palencia et al., s.f.)

3.8.5.3. Rótula plástica

A medida que el desplazamiento lateral aumenta, aparecen en las estructuras zonas con un deterioro apreciable las cuales son denominadas teóricamente rótulas plásticas (Muñoz Peláez, 2002). Estos mecanismos permiten la disipación de energía durante un sismo y aparecen cuando el momento al que es sometido una sección de un elemento estructural supera el momento plástico de dicha sección (García Núñez, 2018). Una vez sucedido esto, los esfuerzos se redistribuyen a los elementos que aún no han experimentado un estado inelástico; además, cuando se produce la rótula plástica, es permanente ya que los materiales que componen el elemento ya están en estado plástico y no pueden volver a un estado elástico (Ayala, 2022).

La asignación de las rótulas plásticas permite entonces que el elemento tenga un comportamiento plástico con el fin de evitar que cuando se aplique una carga, la viga o columna fallen, las rótulas plásticas pueden lograr un incremento en la ductilidad para minimizar daños. Algunos de los métodos para la definición de las rótulas en el modelo estructural son (Talavera, 2023):

- Método de coeficientes: Este método está basado en un modelo de tablas proporcionadas por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles en la normativa ASCE (2017b). Estas tablas permiten, de forma simplificada, determinar la relación momento-rotación en vigas, así luego se puede hallar la relación momento-curvatura y finalmente determinar la rigidez y el daño que presenta el elemento (Medina Robalino & Reyes Lozada, 2020).

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
				Performance Level		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b						
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{req}}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$				
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> /2		0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01
Stirrup spacing > <i>d</i> /2		0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b						
Stirrup spacing ≤ <i>d</i> /2		0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01
Stirrup spacing > <i>d</i> /2		0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint ^b						
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.02
						0.03

Figura 25. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado. Fuente: (ASCE, 2017b)

La tabla muestra las condiciones según las cuales se debe determinar cómo está controlada la viga a evaluar:

- Condición i: viga controlada por flexión.
- Condición ii: viga controlada por cortante.
- Condición iii: viga controlada por un desarrollo inadecuado o con traslapes a lo largo del tramo.
- Condición iv: viga controlada por empotramiento inadecuado en la conexión viga columna.
- Cuando se presentan múltiples condiciones (i, ii, iii, iv) en un componente determinado, se deberá usar el valor más bajo correspondiente en la tabla.

Se tienen también los parámetros establecidos por FEMA (2000) para vigas y columnas, teniendo las mismas condiciones recién mencionadas:

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams										
Conditions	Modeling Parameters ³				IO	Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
				Component Type						
				Primary		Secondary				
	a	b	c		LS	CP	LS	CP	CP	
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{p - p'}{p_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{I'}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Figura 26. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales: vigas de concreto armado - asignación de rótulas plásticas. Fuente: (FEMA, 2000)

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns										
Conditions	Modeling Parameters ⁴				Acceptance Criteria ⁴					
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians					
					Performance Level					
					Component Type					
					Primary			Secondary		
a	b	c	LS	CP	LS	CP				
i. Columns controlled by flexure ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{I'}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.005	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear ^{1,3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0030	0.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P _u ^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Figura 27. Parámetros de modelo y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales: columnas de concreto armado - asignación de rótulas plásticas. Fuente: (FEMA, 2000)

- Método de fibras: Este método es considerado el más realista para representar una rótula plástica, sin embargo, requiere un costo y tiempo computacional elevado (Ayala, 2022). El método consiste en dividir virtualmente la sección de concreto en un numero finito de elementos, con las barras de acero debidamente distribuidas. Esto mejora la resistencia y ductilidad de las rótulas permitiendo así que las estructuras se deformen y

absorban la energía de los espectros sísmicos. Es un método de uso común ya que además aporta la determinación de la cantidad y ubicación de las rotulas plásticas. En el modelo se ve representado como una serie de puntos a lo largo de la sección transversal, cada punto tiene su área tributaria y su propia curva de esfuerzo-deformación. Existen varios modelos de histéresis a disposición y según el tipo de material analizado. Las rotulas distribuidas se utilizan para modelar la interacción entre la fuerza axial y el comportamiento de flexión biaxial en una fibra de la sección transversal de un elemento tipo Shell y pueden asignarse manualmente o generarse automáticamente (para ciertos tipos de secciones). La relación axial se define utilizando la curva no lineal esfuerzo-deformación del material para cada fibra de la sección transversal. El comportamiento combinado de todas las fibras en una sección transversal, cuando se multiplica por la longitud de la rótula, produce la relación esfuerzo-deformación axial, así como el momento de rotación biaxial (Ayala, 2022).

- **Modelo de fibras para muros:** A cada elemento de muro se le asigna una sección de fibras que estará conformada tanto por concreto como por acero con el objetivo de representar el comportamiento del elemento frente a flexión. Un muro de corte tiene flexión en dos direcciones, dentro y fuera de su plano. Generalmente, es suficiente con considerar un comportamiento inelástico solo para la flexión en el plano (comportamiento de la membrana) y un comportamiento elástico para la flexión fuera del plano (comportamiento de flexión de la placa). Entonces en este caso, se puede modelar el muro como una viga, con fibras solo para el comportamiento de la membrana (Ayala, 2022):

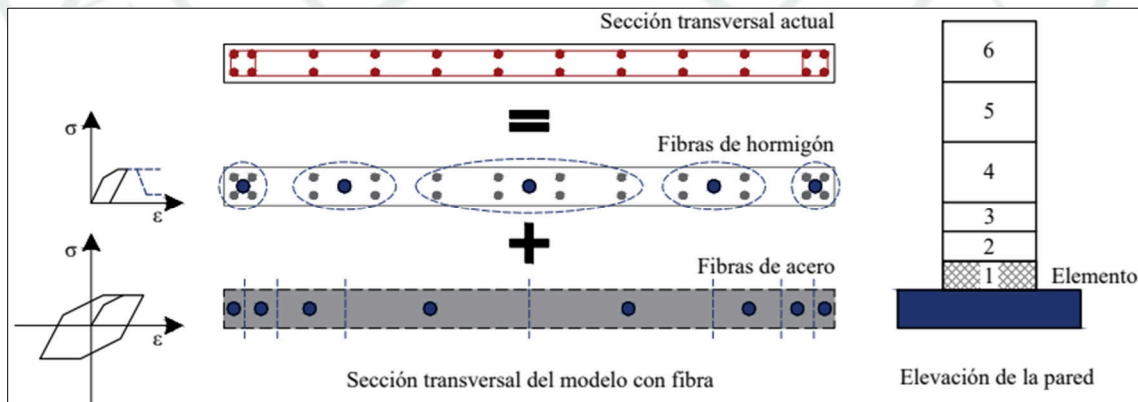


Figura 28. Sección de fibra para el comportamiento de la membrana de un muro de concreto armado. Fuente: (Ayala, 2022)

3.8.5.4. Longitud plástica

La longitud plástica corresponde a la longitud finita de la rótula plástica sobre la sección que soporta el momento máximo, zona donde las rotaciones crecen a gran rapidez. Para determinar esta longitud existen varias ecuaciones empíricas que han sido desarrolladas en ensayos de laboratorio o por medio de bases de datos. Una de las más usadas es la desarrollada por Paulay & Priestly en 1992 para columnas en puentes:

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_{yd}$$

Donde l es la luz libre del elemento, d_b corresponde al diámetro menor de la armadura longitudinal principal sometida a flexión, f_{yd} representa el límite plástico del armado longitudinal. Luego, en 2011 y basándose en esta ecuación, el European Committee for Standardization modificó la ecuación para incluirla en la norma europea para sea aplicable tanto a vigas como a pilares:

$$l_p = 0.1l + 0.015d_b f_{yd}$$

En el caso de una viga empotrada, se puede determinar la longitud plástica mediante la siguiente ecuación:

$$l_p = \frac{M_u - M_y}{V}$$

Donde M_u es el momento máximo que se presenta en el empotramiento, M_y es el momento de fluencia y V es la fuerza aplicada:

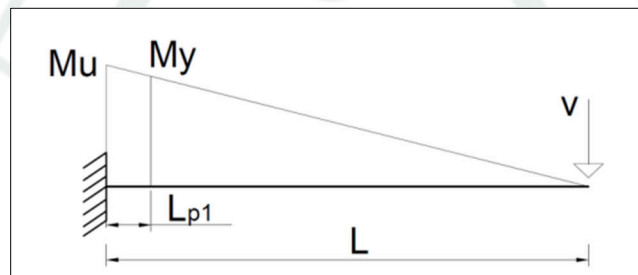


Figura 29. Longitud plástica en viga empotrada. Fuente(Velásquez, 2017)

Otra relación entre la longitud plástica y los momentos que actúan en el elemento es la ilustrada por Aguiar et al. (2015):

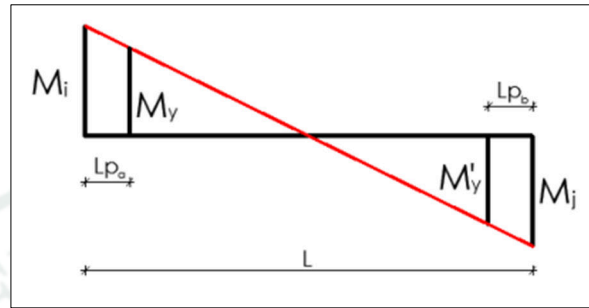


Figura 30. Diagrama de longitudes plásticas. Fuente: (Aguiar et al., 2015)

De donde se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$L_{pa} = \left(\frac{M_i - M_y}{M_i + M_j} \right) L$$

$$L_{pb} = \left(\frac{M_j - M'_y}{M_i + M_j} \right) L$$

3.8.5.5. Rigidez a flexión y rotación en vigas

La respuesta en flexión de un elemento estructural está gobernada por la relación entre el momento flector, la rigidez a flexión y la curvatura de la sección. De acuerdo con Beer et al. (2010), la curvatura de una viga puede expresarse mediante la ecuación:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

Definiendo la curvatura como el inverso del radio de curvatura ρ , M el momento flector, E el módulo de elasticidad del material e I el momento de inercia de la sección transversal.

La rotación de una sección, representada por θ , es la inclinación local de la línea elástica en ese punto; es decir, mide cuánto gira la sección respecto a su posición original debido a la flexión. Matemáticamente, dicha pendiente se obtiene como la derivada de la deflexión vertical dy respecto a la coordenada longitudinal dx , por lo que puede expresarse como:

$$\theta = \frac{dy}{dx}$$

Además, al relacionarla con la curvatura, la rotación se obtiene integrando dicha curvatura a lo largo del elemento, por lo que depende directamente de la distribución de momentos y es inversamente de la rigidez a flexión (EI).

$$\theta(x) = \int \frac{1}{\rho}(x)dx = \int \frac{M(x)}{EI}dx$$

En consecuencia, para un mismo estado de carga y condiciones de apoyo, un incremento en la rigidez flexional produce una disminución de la rotación, mientras que una reducción de dicha rigidez genera mayores deformaciones angulares.

En el caso de una sección rectangular, el momento de inercia se determina mediante:

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donde b es el ancho de la sección y h su peralte. Esta expresión evidencia que el momento de inercia, y por tanto la rigidez a flexión, es proporcional al cubo del peralte de la sección ($EI \propto h^3$). Como consecuencia, pequeñas variaciones en el peralte producen cambios significativos en la rigidez y en la respuesta a nivel de deformaciones del elemento, constituyendo este principio la base para la modificación geométrica de vigas como estrategia para controlar las demandas de rotación en estructuras de concreto armado.

3.9. Diseño por desempeño sismorresistente

3.9.1. Desempeño sismorresistente

Cuando una estructura incursiona en el rango inelástico, es complicado calificar su desempeño. Al aparecer desplazamientos inelásticos, el daño es mayor y la estructura se acerca al colapso. Es así como, en 1995, el comité VISION 2000 de la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), redactó un documento para identificar el nivel de desempeño de una estructura ante un sismo en particular al ubicar el desplazamiento de la respuesta (Talavera, 2023). El SEAOC propuso una sectorización de la curva de capacidad de acuerdo con el desplazamiento inelástico disponible Δp en la estructura como se muestra en la siguiente figura:

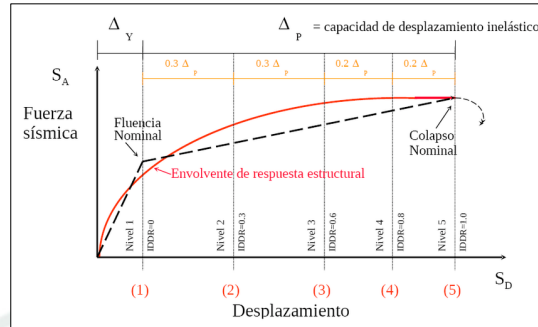


Figura 31. Curva de capacidad y desempeño. Fuente: (Gonzalez, 2013)

Para determinar el punto desde donde inicia el desplazamiento inelástico disponible Δp , primero se debe definir el inicio del régimen inelástico en un punto denominado Fluencia Nominal o Efectiva. Este punto no inicia cuando se da la primera rótula plástica ya que, en ese momento, generalmente la curva de capacidad no cambia de manera significativa. Entonces, existen métodos como el modelo bilineal para obtener un área igual a la que está bajo la curva de capacidad. Luego, con la obtención del desplazamiento inelástico disponible Δp , se sectoriza la curva y se asignan los niveles de desempeño que son, siguiendo la Figura 31, ocupacional para el nivel 1, funcional para el nivel 2, resguardo de la vida para el nivel 3, cerca del colapso para el nivel 4 y colapso para el nivel 5 (Muñoz Peláez, 2002).

3.9.2. Niveles de desempeño

El Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) estableció los niveles de desempeño con los que se puede definir un estado específico de daño estructural. Este nivel corresponde a un estado límite o aceptable y está determinado por:

- Los daños potenciales en elementos estructurales y no estructurales.
- El riesgo para la seguridad de los ocupantes causado por dichos daños.
- La capacidad operativa del edificio después del terremoto.

Los niveles descritos son:

- Totalmente operacional: corresponde a un nivel donde la estructura no experimenta daños y permanece completamente segura para los ocupantes. Además, todos los servicios continúan funcionales y disponibles para su uso, no se requieren reparaciones.

- Operacional: los elementos no estructurales y el contenido de la edificación presentan daños moderados y hay daño leve en elementos estructurales. Sin embargo, este daño es limitado y no perjudica la seguridad, pudiendo ser ocupada inmediatamente después del sismo. Se requieren algunas reparaciones menores para solucionar los daños en componentes no estructurales.
- Seguridad: está relacionado con la aparición de daño moderado en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Aunque la rigidez lateral de la estructura y su capacidad para resistir cargas laterales adicionales se reducen de manera significativa, existe aún margen de seguridad contra el colapso. Se podría requerir su rehabilitación, siempre que sea factible económicamente, ya que los daños pueden evitar que la estructura sea ocupada de inmediato tras el sismo.
- Próximo al colapso: la estructura está cerca al colapso al disminuir la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Los servicios de evacuación pueden verse afectados por fallos locales, sin embargo, los elementos que soportan cargas verticales siguen operativos. La estructura no es segura para los ocupantes y el costo de reparación podría no ser viable desde un punto de vista técnico y económico.

En 1996, el ATC (Consejo de Tecnología Aplicada) en colaboración con el SEAOC, desarrollaron el proyecto ATC-40 “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, donde también se presentaron niveles de desempeño para elementos estructurales y no estructurales (ATC, 1996). Para el primer grupo la clasificación es la siguiente:

- Ocupación inmediata, SP-1: los daños son limitados, el sistema de resistencia a cargas laterales y verticales conserva prácticamente la misma capacidad y resistencia que tenía antes del sismo. La estructura opera con normalidad y no hay pérdidas humanas.
- Daño controlado, SP-2: se refiere a un estado de daño que oscila entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. Aunque la vida de los ocupantes no está en riesgo, es posible que se vean afectados.
- Seguridad, SP-3: después del sismo, los daños no eliminan por completo los márgenes de seguridad frente a un posible colapso. Si bien podrían haber heridos dentro o fuera del edificio, el riesgo de la vida de algún ocupante debido a una falla estructural es bajo. Si se

justifica técnica y económicamente, se podrían hacer reparaciones en la estructura antes de que sea ocupada nuevamente.

- Seguridad limitada, SP-4: se trata de un estado de daño que se encuentra entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, donde algunas partes de la estructura pueden necesitar reforzamiento para asegurar el nivel de seguridad.
- Estabilidad estructural, SP-5: este nivel representa el umbral crítico de daño tras un sismo, donde la estructura está al borde de un colapso total o parcial. Los elementos estructurales sufren daños severos, con una pérdida significativa de rigidez y resistencia. Aunque el sistema de cargas verticales sigue operativo, el riesgo de colapso debido a posibles réplicas es alto. Es probable además que las estructuras antiguas presenten daños irreparables tanto desde un punto de vista económico como técnico.
- No considerado, SP-6: este no es un nivel de desempeño propiamente dicho, pero puede ser útil en ciertas condiciones que requieren evaluar los daños sísmicos no estructurales o considerar un reforzamiento.

Para elementos no estructurales:

- Operacional NP-A: elementos como maquinarias y sistemas del edificio están en su sitio y funcionan con normalidad después del sismo.
- Ocupación inmediata NP-B: se presentan algunas interrupciones en el funcionamiento de ciertas máquinas y equipos. La ocupación del edificio no se ve comprometida a pesar de la interrupción de algunos servicios externos.
- Seguridad NP-C: se pueden apreciar daños graves en algunos elementos no estructurales en el interior o en el exterior de la edificación, pero no se ven comprometida la seguridad de los ocupantes. Se puede requerir reparaciones o reemplazos de algunos sistemas, equipos o maquinarias.
- Amenaza reducida NP-D: existen daños graves en los elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero no existe el colapso de grandes componentes (parapetos, muros exteriores de mampostería) que pueden causar lesiones en personas.
- No considerado NP-E: no es un nivel de desempeño, pero se usa para indicar que no se evaluaron los elementos estructurales salvo aquellos que afecten directamente la respuesta estructural como los muros de mampostería de relleno.

3.9.3. Sismo de diseño

Para lograr un diseño basado en desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos en función a su severidad (Bonett Díaz, 2003). El comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) propuso agrupar los sismos en términos de intervalo de recurrencia promedio o de probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio representa el tiempo promedio en años entre sismos que causan daños de una severidad igual o mayor a un umbral específico. La probabilidad de excedencia es una medida estadística en porcentaje de la probabilidad de que un sismo supere cierta severidad en un periodo de tiempo dado. Los cuatro sismos de diseño considerados por este comité son:

Tabla 1. Clasificación del movimiento sísmico de diseño. Fuente: (SEAOC, 1995)

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

3.9.4. Diseño basado en desempeño

El objetivo del diseño sísmico basado en el desempeño se define en función a la importancia de la edificación. La ingeniería actual está orientada entonces a diseñar edificaciones que puedan permanecer operacionales aun en los sismos más raros. En este sentido, la clasificación del diseño se da como se muestra en la figura siguiente:

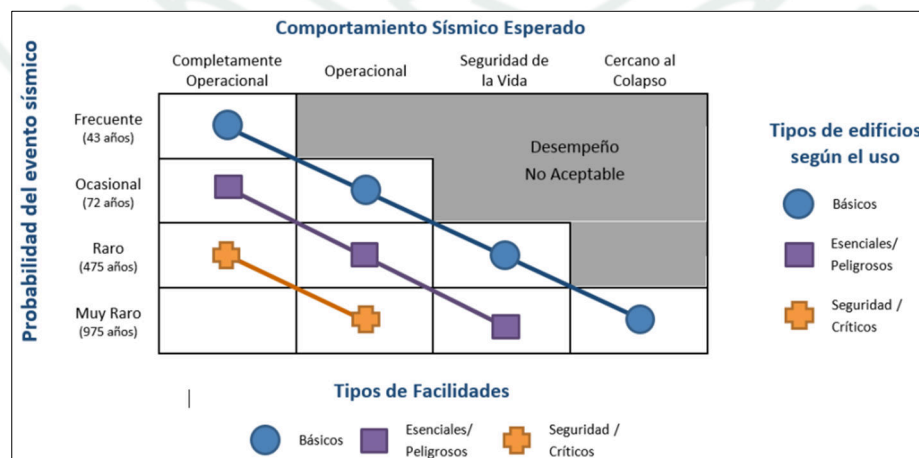


Figura 32. Niveles de desempeño en función al tipo del sismo y al tipo de edificación. Fuente: (Irizarry et al., 2021)

Para el caso de sismos frecuentes y ocasionales, se quiere lograr que el daño sea mínimo o inexistente, es necesario que la resistencia lateral sea mayor o igual a la requerida para un comportamiento dentro del rango elástico. Las incursiones inelásticas podrían ocurrir siempre y cuando no exista una pérdida de rigidez o de resistencia. Para asegurar un comportamiento principalmente elástico, el análisis sísmico se realiza mediante modelos linealmente elásticos y para la mayoría de las estructuras se utilizan procedimientos de respuesta espectral. Los espectros de pseudo-aceleración son un método sencillo y efectivo donde se puede representar las demandas de resistencia (Muñoz Peláez, 2002).

Para el caso de edificios raros y muy raros, es inviable dotar a las estructuras de una resistencia lateral tan alta como la que se exige en estructuras elásticas diseñadas, debido a la baja probabilidad de que estos eventos ocurran durante la vida útil de la edificación. Entonces, la ingeniería sísmica permite disminuir la resistencia lateral de las estructuras a una parte de la máxima sollicitación elástica (factor de reducción sísmica) siempre y cuando el comportamiento post elástico sea adecuado.

El comportamiento post elástico puede ser logrado mediante el control en las demandas sísmicas de ductilidad o en criterios basados en las demandas sísmicas de energía (Muñoz Peláez, 2002).

Los criterios basados en las demandas de ductilidad consisten en donar a la estructura de una resistencia menor a la demanda elástica, aunque esto implique incursiones inelásticas severas o niveles de daño elevado siempre y cuando la estructura no colapse. El factor de reducción de fuerza sísmica permite diseñar estructuras con menos resistencia elástica, pero esto significa que la estructura deberá ser más dúctil, es decir, deberá ser capaz de soportar deformaciones más grandes sin colapsar. Un mayor factor de reducción de fuerza sísmica exige que la estructura pueda deformarse más para no fallar al absorber la energía del sismo. La estrategia de este diseño se orienta primero a definir el nivel adecuado de fuerza sísmica a cada sistema estructural y por otro lado se trata de conseguir el comportamiento más dúctil posible (Muñoz Peláez, 2002).

Los criterios basados en la energía que las estructuras liberan durante el movimiento sísmico han sido desarrollados en los últimos años. La energía disipada por amortiguamiento no está asociada directamente al daño. En cambio, la liberación de energía histerética implica incursiones post elásticas que sí estas relacionadas al daño. Entonces el diseño por demandas energéticas está

orientado a crear edificaciones con una capacidad de disipación de energía superior a la demanda sísmica de energía. En los últimos años se han desarrollado métodos de disipación que no dependen de la histéresis asociada al daño estructural, sino de mecanismos de amortiguamiento. Además, el asilamiento sísmico ha demostrado ser efectivo en muchos casos (Muñoz Peláez, 2002).

El sismo de diseño establecido por la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (MVCS, 2018) corresponde a un evento con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años, clasificado dentro de los niveles de movimiento sísmico como un sismo raro (SEAOC, 1995). Este nivel de demanda sísmica está asociado al estado límite de seguridad de vida, en el cual se admite que la estructura experimente daños significativos pero reparables, garantizando que no ocurra el colapso parcial ni total y que se preserve la integridad de los ocupantes. En consecuencia, el diseño sismorresistente convencional no tiene como objetivo que la estructura permanezca operativa tras un sismo de diseño, sino únicamente que proteja la vida humana. Para evaluar el desempeño sísmico real de una estructura ante distintos niveles de demanda, es necesario recurrir a metodologías de análisis no lineal que permitan estimar el nivel de daño en los elementos estructurales, como la formación de rótulas plásticas, y compararlo con los estados límite de desempeño establecidos: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso.

3.9.5. Reducción de rigideces

En el diseño por ductilidad, la reducción de rigideces en los elementos estructurales permite reducir la resistencia al hacer los elementos menos rígidos y más dúctiles, de esta forma la energía sísmica puede ser absorbida de manera controlada y con daños reducidos. La capacidad de deformación plástica se ve mejorada por la reducción de rigideces disminuyendo así las posibilidades de un fallo estructural (Talavera, 2023). Durante el proceso de un análisis no lineal, la reducción de rigideces se puede hacer según las siguientes normas:

- Norma FEMA 356:

Tabla 2. Valores de rigidez efectiva. Fuente: (FEMA, 2000)

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	E_cI_g	$0.4E_pA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f'_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_sA_s
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

La Tabla 2 presenta los valores de rigidez efectiva recomendados por FEMA (2000) para los distintos elementos estructurales de concreto armado, expresados como fracciones de las propiedades de la sección bruta. Para las vigas no pretensadas se considera una reducción de rigidez a flexión de 50% y una reducción rigidez a corte de 40%. Para las columnas, la rigidez efectiva depende del nivel de carga axial: cuando la carga de gravedad de diseño supera el $P = 0.5 A_g f'_c$ se adopta un 70% de rigidez inicial, mientras que para cargas menores a $P = 0.3 A_g f'_c$ o en presencia de tensión se reduce en un 50%. Para los muros estructurales, se distingue entre muros no fisurados, con una reducción rigidez a flexión de 80%, y muros fisurados, con reducción 50%, manteniéndose en ambos casos una reducción de rigidez a corte de 40%. Estas reducciones buscan representar de manera más realista el comportamiento de los elementos ante cargas sísmicas, considerando la fisuración previa que experimenta el concreto bajo solicitaciones de servicio.

- Norma ATC-40:

Tabla 3. Valores de rigidez efectiva. Fuente: (ATC, 1996)

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity ^a	Axial Rigidity
Beam, non-prestressed ¹	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Beam, prestressed ²	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns in compression	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns in tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_s
Walls, uncracked	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_D
Walls, cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_D
Flat slabs, non-prestressed	see discussion	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Flat slabs, prestressed	in Section 9.5.3	$0.4E_cA_w$	E_cA_g

La Tabla 3 muestra en la primera columna la clasificación de acuerdo con el tipo de elemento, entonces se ofrecen porcentajes de reducción de rigidez para vigas no pretensadas y pretensadas, columnas en compresión y en tensión, muros agrietados y no agrietados y por último para losas no pretensadas y pretensadas. Estos coeficientes de reducción son en función de la fuerza a la que está sometido el elemento siendo la segunda columna correspondiente a rigidez por flexión, la tercera a rigidez por corte y la última columna a rigidez axial. Las reducciones están expresadas en función a E_c correspondiente al módulo de elasticidad del concreto, I_g es el momento de inercia bruto de la sección transversal, A_w corresponde al área efectiva de la sección transversal a esfuerzos cortantes y A_g es el área bruta de la sección (ATC, 1996).

- Norma ASCE 41-17:

Tabla 4. Valores de rigidez efectiva. Fuente: (ASCE, 2017b)

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_{cE}$ ^b	$0.7E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_{cE}$ or with tension ^b	$0.3E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$ (compression) $E_{sE}A_s$ (tension)
Beam—column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_cE A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cE A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cE A_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_cE A_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$ (compression) $E_{sE}A_s$ (tension)

La Tabla 4 muestra en la primera columna la clasificación de acuerdo con el tipo de elemento, entonces se ofrecen porcentajes de reducción de rigidez para vigas no pretensadas y pretensadas, columnas con compresión causada por cargas de gravedad de diseño mayores a $P = 0.5 A_g f'_c$ y columnas con compresión causa por cargas de gravedad de diseño menores a $P = 0.1 A_g f'_c$ o con tensión, para juntas de viga-columna, para losas no pretensadas y pretensadas y por ultimo para muros agrietados. Estos coeficientes de reducción son en función de la fuerza a la que está sometido el elemento siendo la segunda columna correspondiente a rigidez por flexión, la tercera a rigidez por corte y la última columna a rigidez axial. Las reducciones están expresadas en función a E_c correspondiente al módulo de elasticidad del concreto, E_s es el módulo de elasticidad del acero, I_g es el momento de inercia bruto de la sección transversal, A_w corresponde al área efectiva de la sección transversal a esfuerzos cortantes, A_g es el área bruta de la sección y A_s corresponde al área de la armadura de acero (ASCE, 2017b).

Adicionalmente, la combinación de cargas para el valor P será $1.4D + 1.7L$ ya que se debe usar una carga axial predominante por gravedad. Si este valor se encuentra entre las dos condiciones, se hará una interpolación lineal para determinar el valor del coeficiente; en el caso de que no se realice esta interpolación, se debe tomar el valor más conservador (ASCE, 2017b).

3.9.6. Efecto $P-\Delta$

Por otro lado, el efecto P-Delta se refiere al desplazamiento lateral generado por una carga gravitacional aplicada en la estructura (peso propio o cargas permanentes). A medida que esta carga sigue actuando, o incluso ante un desplazamiento externo como un sismo o el viento, los elementos se siguen desplazados a través de la configuración deformada del edificio, resultando en un aumento de desplazamientos laterales y generando también un momento de vuelco adicional que debe ser considerado en cualquier tipo de análisis (FEMA, 2000).

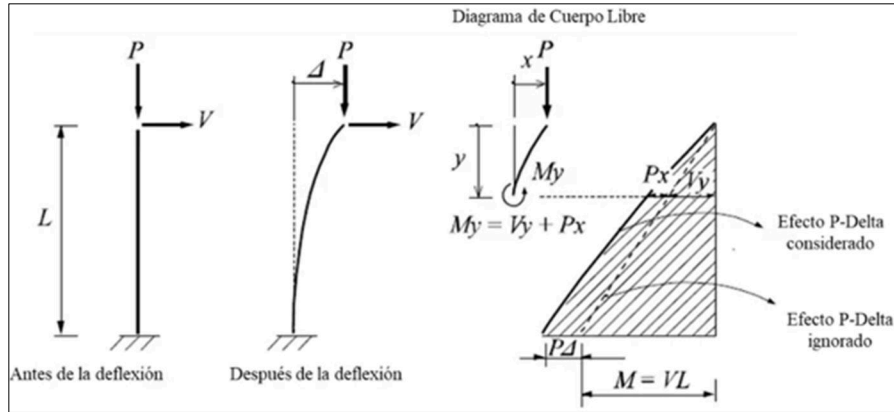


Figura 33. Efecto P-Delta. Fuente: (Nangulasmú, 2022)

De acuerdo con la imagen, la fuerza lateral V genera el primer momento $M_1 = VL$. La fuerza adicional de compresión P es la que genera el segundo momento $M_2 = P\Delta$.

3.10. Ángulo de incidencia crítico en sismos

En el pasado los análisis sísmicos utilizaban solo un componente del movimiento del suelo; sin embargo, debido a la precisión esperada para el análisis de estructuras como puentes o represas, se decidió incluir en el análisis las tres componentes traslacionales de los movimientos sísmicos. Para establecer el conjunto de direcciones ortogonales, se realizó un estudio de registros de acelerogramas donde se concluyó que el eje principal mayor apunta en la dirección del epicentro. De esta forma se demostró que las componentes de movimiento del suelo generadas artificialmente no necesitan estar correlacionadas siempre que estén dirigidas a lo largo de un conjunto de ejes principales los cuales son definidos de la siguiente forma (Penzien & Watabe, 1974):

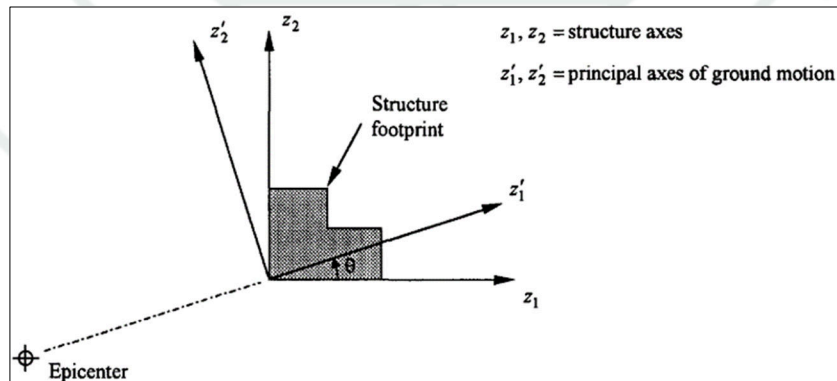


Figura 34. Definición del ángulo de incidencia θ en un plano horizontal. Fuente: (Menun & Der Kiureghian, 1998)

Donde z_1 y z_2 representan los ejes de la estructura, z'_1 es el eje principal mayor del movimiento del suelo y está orientado al epicentro, z'_2 es el eje principal intermedio y el eje menor principal es el ubicado de forma vertical, finalmente θ es el ángulo de incidencia (Menun & Der Kiureghian, 1998). La bidireccionalidad del sismo proviene entonces de los ejes principales horizontales del movimiento del suelo.

Al realizar un análisis sísmico se considera que las componentes sísmicas actúan en dos o tres direcciones de manera independiente; sin embargo, debido a la aleatoriedad de los sismos, este análisis es impreciso. Con el fin de predecir de mejor manera los efectos bidireccionales de un sismo, es necesario hallar el ángulo de incidencia crítico en el cual la estructura presenta los mayores esfuerzos (Moscoso & Quiroz, 2018).

3.11. Métodos de combinación direccional

En el análisis sísmico estático o dinámico, se aplican las dos componentes horizontales de un registro sísmico en la dirección de los ejes estructurales principales ya que cada dirección se analiza por separado. Finalmente, las respuestas obtenidas se combinan de diferente manera de acuerdo con procedimientos establecidos por cada país (Valenzuela Beltrán et al., 2015). Sin embargo, debido a que la simultaneidad de las componentes sísmicas cambia la dirección de la acción sísmica, se han presentado reglas de combinación que consideren el efecto de la bidireccionalidad sísmica (V. I. Fernandez-Davila & Cruz, 2006).

3.11.1. Método del porcentaje

Fue propuesta por primera vez en 1975 por Newmark como alternativa a la Regla de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS) ya que ofrecía resultados ligeramente más conservadores, de esta manera propuso la utilización del 100% del registro sísmico en una dirección y un porcentaje $\lambda = 40\%$ de las otras direcciones ortogonales (Newmark, 1975). Sin embargo, para minimizar los errores de la comparación entre la regla SRSS y el uso del 40%, se propuso en cambio usar $\lambda = 30\%$ (Rosenblueth & Contreras, 1977, como se cita en Salazar et al., 2005). Otras investigaciones han recomendado otros valores para estos porcentajes como $\lambda = 45\%$ (Zaghlool et al., 2001, como se cita en Wang et al., 2019;) o $\lambda = 60\%$ para análisis estático no-lineal (Cimellaro et al., 2014, como se cita en Wang et al., 2019).

Las combinaciones de la regla de porcentajes se pueden representar mediante las siguientes tres combinaciones (Valenzuela Beltrán et al., 2015):

$$R = R_X + \lambda R_Y + \lambda R_Z$$

$$R = \lambda R_X + R_Y + \lambda R_Z$$

$$R = \lambda R_X + \lambda R_Y + R_Z$$

Sin embargo, la mayoría de los códigos internacionales consideran únicamente las acciones ortogonales horizontales, entonces las combinaciones resultarían (Valenzuela Beltrán et al., 2015):

$$R = R_X + \lambda R_Y$$

$$R = \lambda R_X + R_Y$$

3.11.2. Método CQC3

El método de la Combinación Cuadrática Completa, CQC por sus siglas en inglés, fue propuesto en 1981 por Wilson, Der Kiureghian y Bayo como reemplazo a la regla de combinación modal SRSS la cual podía causar errores significativos. La regla CQC estaba basada en teorías fundamentales de vibración aleatoria y se demostró que generaba resultados más precisos (Wilson et al., 1981).

Es hasta 1985 que Smeby y Der Kiureghian desarrollaron un método para el análisis de estructuras sometidas a movimientos sísmicos considerando varias componentes direccionales. Esta regla estaba basada de la misma manera en vibraciones aleatorias y supone los casos en los que las direcciones principales de una edificación no están correlacionadas con las componentes del movimiento del suelo (Smeby & der Kiureghian, 1985).

La ecuación CQC3 se plantea en función del efecto del ángulo de incidencia θ y toma en cuenta también la relación entre los espectros de respuesta de las componentes del suelo en las direcciones principales denotada como γ ; además, se incluyen las respuestas máximas a lo largo de los ejes principales “X” y “Y”, r_x y r_y respectivamente. De esta forma se define también el término r_{xy} como la correlación entre r_x y r_y (Lopez et al., 2000).

$$r(\theta) = \{[r_x^2 + (\gamma r_y)^2] \cos^2 \theta + [(\gamma r_x)^2 + r_y^2] \sin^2 \theta + 2(1 - \gamma^2) r_{xy} \sin \theta \cos \theta + r_z^2\}^{1/2}$$

Al derivar esta ecuación con respecto a θ e igualándola a 0, se obtiene la fórmula para obtener el ángulo crítico θ_{cr} . Esta simplificación se hace con el propósito de evitar la evaluación de múltiples ángulos de incidencia para encontrar la respuesta crítica de la estructura (Lopez et al., 2000).

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{2r_{xy}}{r_x^2 - r_y^2} \right]$$

Esta ecuación produce dos valores entre 0° y 180° , correspondientes al valor máximo y al mínimo. Al sustituir estos valores en la expresión para calcular la respuesta $r(\theta)$, se obtienen las respuestas máximas y mínimas, $r_{m\acute{a}x}$ y $r_{m\acute{i}n}$ respectivamente. Sin embargo, es posible deducir una ecuación simplificada y explícita para calcular la repuesta crítica r_{cr} (Lopez et al., 2000):

$$r_{cr} \equiv r_{m\acute{a}x} \cong \left[(1 + \gamma^2) \left(\frac{r_x^2 + r_y^2}{2} \right) + (1 - \gamma^2) \sqrt{\left(\frac{r_x^2 - r_y^2}{2} \right)^2 + r_{xy}^2} + r_z^2 \right]^{1/2}$$

Esta fórmula explícita es recomendada para fines de diseño ya que evita el cálculo de los ángulos de incidencia críticos simplificando así el análisis computacional (Lopez et al., 2000).

3.11.3. Método SRSS

La regla de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, SRSS por sus siglas en inglés, fue propuesta como método de combinación modal por primera vez en la tesis de doctorado de Emilio Rosenblueth en 1951 (Chopra, 2014):

$$r_0 \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{n0}^2 \right)^{1/2}$$

El procedimiento de este método consiste en elevar al cuadrado la respuesta máxima de cada modo y sumarlos, la raíz cuadrada de esta suma ofrece una estimación de la respuesta máxima total (Chopra, 2014).

Sin embargo, el método SRSS para la combinación direccional proviene de igualar $\theta = 0^\circ$ y $\theta = 90^\circ$ en la ecuación para hallar $r(\theta)$ del método CQC3. En el primer caso, se asume que el eje principal mayor está orientado en la dirección X de la estructura, y en el segundo caso, el eje principal mayor está orientado en la dirección Y de la estructura. De esta forma se obtienen las siguientes expresiones (Lopez et al., 2000):

$$r(0^\circ) = [r_x^2 + (\gamma r_y)^2 + r_z^2]^{1/2}$$

$$r(90^\circ) = [(\gamma r_x)^2 + r_y^2 + r_z^2]^{1/2}$$

El máximo de estos dos valores se define como la respuesta SRSS (Lopez et al., 2000):

$$r_{SRSS} = \max[r(\theta = 0^\circ), r(\theta = 90^\circ)]$$

Si, además, se asume que la intensidad de las dos componentes horizontales del suelo son iguales, entonces $\gamma = 1$ y la ecuación se reduce a (Chopra, 2014):

$$r_{SRSS} \cong (r_x^2 + r_y^2 + r_z^2)^{1/2}$$

3.11.4. Método de factores

La inclusión de factores de amplificación surgió como un método alternativo al notar que las reglas de porcentaje y la SRSS podían subestimar la respuesta sísmica máxima hasta en un 25% (I. Fernandez-Davila et al., 2000). De esta manera, la respuesta máxima resulta de amplificar los movimientos del suelo en cada dirección principal en un 20% en lugar de combinar los resultados de dos análisis unidireccionales (Wang et al., 2019).

$$R_{20\%} = \max\{1.2r_x, 1.2r_y\}$$

Otro estudio realizado en 2018 comparó las respuestas máximas de 11 edificaciones mediante un análisis modal espectral y análisis tiempo historia con el fin de establecer una relación lineal que considere los efectos de la bidireccionalidad y el ángulo de incidencia. El factor de amplificación FA que afectará a la respuesta del análisis modal espectral será el máximo valor entre el factor de

amplificación por rigidez FA_k o el factor de amplificación por excentricidad FA_e (Moscoso & Quiroz, 2018):

$$FA_k = 0.23k + 0.87$$

$$FA_e = 1.68e + 1.08$$

$$FA = \max\{FA_k, FA_e\}$$

Siendo k la relación de rigidez relativa global para cada dirección principal y e la excentricidad en la dirección evaluada.

Para edificaciones con irregularidades de esquina entrante y piso blando se propuso en 2020 el uso de factores de amplificación $K = 1.5$ y $K = 1.7$ respectivamente, valores aplicables para desplazamientos, cortante basal y momento de volteo (Yaranga Huamaní & Sobrado Ortega, 2020).

3.12. Irregularidades estructurales

3.12.1. Irregularidad en altura

- Irregularidad de rigidez: Se considera que hay una irregularidad de rigidez o también llamada “piso blando” cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos inmediatos superiores. La irregularidad extrema de rigidez es ocasionada cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso inmediato superior o es menor que el 70% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos inmediatos superiores (ASCE, 2017^a; MVCS, 2018).
- Irregularidad de resistencia: Existe irregularidad de resistencia o también llamada “piso débil” cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un piso es menor al 80% de la resistencia del piso inmediato superior. El caso de irregularidad extrema de resistencia se ocasiona cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un piso es menor al 65% de la resistencia del piso inmediato superior (ASCE, 2017^a; MVCS, 2018).
- Irregularidad de masa o peso: Esta irregularidad se presenta cuando hay dos pisos consecutivos con gran diferencia de pesos sísmicos (Bravo Anaya, 2021). En la normativa

peruana se indica que esta la irregularidad existe si el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente; sin embargo, esto no aplica en azoteas o sótanos (ASCE, 2017^a; MVCS, 2018).

- Irregularidad de geometría vertical: Se define irregularidad vertical cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión horizontal de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la dimensión correspondiente en un piso inmediato (ASCE, 2017^a; MVCS, 2018).
- Discontinuidad en los sistemas resistentes: Esta irregularidad es definida por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles como un desplazamiento en el plano de un elemento resistente a fuerzas verticales (ASCE, 2017^a). La norma peruana califica esta irregularidad cuando un elemento resistente a más del 10% de la fuerza cortante total tiene un desplazamiento en su eje de más del 25% de la dimensión correspondiente del elemento. Asimismo, se califica irregularidad extrema cuando la fuerza cortante resistida por estos elementos desplazados representa más del 25% de la fuerza total (MVCS, 2018).

3.12.2. Irregularidad en planta

- Irregularidad torsional: Esta irregularidad es ocasionada cuando el desplazamiento relativo máximo del piso en uno de los extremos del edificio es mayor que 1.3 veces el promedio de los desplazamientos relativos de los extremos del mismo piso. Asimismo, la irregularidad extrema se produce cuando este desplazamiento relativo es mayor que 1.5. La norma peruana detalla además que esto es aplicable solo en edificios con diafragmas rígidos y solo en el caso de que el desplazamiento relativo del piso sea mayor que 50% de la deriva permitida en el mismo documento (MVCS, 2018). Según la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles estos factores son 1.2 y 1.4 respectivamente (ASCE, 2017^a).
- Esquinas entrantes: Una estructura presenta esta irregularidad cuando las dimensiones de las esquinas entrantes son mayores que 20% de las dimensiones totales correspondientes en planta (MVCS, 2018). Para la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, este porcentaje es de 15% (ASCE, 2017^a).
- Discontinuidad del diafragma: Una estructura presenta esta irregularidad cuando existe una discontinuidad abrupta de la rigidez, incluyendo un área abierta mayor al 50% del área total del diafragma (ASCE, 2017^a; MVCS, 2018). Además, se considera una irregularidad

cuando alguna sección transversal del diafragma presenta un área neta resistente que es inferior al 25% del área total de dicha sección transversal (MVCS, 2018). Este porcentaje es de 50% para la norma americana (ASCE, 2017^a).

- Sistemas no paralelos: La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles define esta irregularidad cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos a los ejes ortogonales de la estructura (ASCE, 2017^a). Adicionalmente, la norma peruana detalla que no es considera irregularidad cuando el ángulo formado entre estos elementos y las direcciones principales de la estructura no es mayor a 30° (MVCS, 2018).

4. MARCO LEGAL

4.1. Consideración del ángulo de incidencia en normas internacionales

Diferentes normas de diseño sismorresistente a nivel internacional presentan distintas disposiciones al momento de considerar el efecto del ángulo de incidencia en el análisis sísmico.

En Chile, la norma NCh433 de Diseño Sísmico de Edificios detalla que las estructuras deben ser analizadas para acciones sísmicas independientes horizontales y perpendiculares, solo se aumenta en un 30% las cargas permanentes y transitorias en balcones u otros elementos vulnerables a fuerzas verticales (Lafuente et al., 2014).

La norma NEC-SE-DS de Ecuador explica que se considerará para el análisis la acción simultánea de las dos componentes horizontales. Se plantean entonces dos métodos de combinación direccional: el primero considera el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección más el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. El segundo método de combinación hace referencia al método SRSS o la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados del 100% de cada fuerza sísmica. Finalmente, debe utilizarse la combinación que resulte más desfavorable (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2011).

En Argentina, la norma INPRES-CIRSOC-103 explica que, para edificaciones con sistemas sismorresistentes orientados en dos direcciones perpendiculares, se puede asumir que las fuerzas horizontales actúan de manera independiente. Si esta condición no se cumple, será suficiente aplicar las fuerzas horizontales en las dos direcciones perpendiculares y una tercera a 45° con las anteriores (CIRSOC, 2018).

En la norma colombiana NSR-10 se establece que las direcciones de acción de las fuerzas sísmicas actúan en las dos direcciones asociadas a los planos resistentes del edificio (Lafuente et al., 2014). La norma además explica que en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta, deberían considerarse los efectos ortogonales suponiendo la acción simultánea del 100% de una acción sísmica y el 30% de la otra, también se puede usar la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS), escogiendo la combinación que sea más desfavorable (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Esto no se aplica en caso de que la estructura tenga diafragmas flexibles o que sean estructuras de un piso en los cuales no haya irregularidades en planta del tipo 5P, siendo esta irregularidad la que corresponde a sistemas verticales no paralelos o simétricos a los ejes principales (Lafuente et al., 2014).

En Venezuela se establece que las estructuras deben ser diseñadas para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales (Lafuente et al., 2014). La norma COVENIN 1756, admite el método de los porcentajes 100-30%, el método SRSS y el método CQC3. De este último se detalla que la relación de intensidades no debe ser menor a 0.70 (Lafuente et al., 2014).

Para la norma estadounidense “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures” del ASCE (2017^a), los factores a considerar para la aplicación de los diferentes métodos de combinación direccional dependen de la clasificación de la edificación y la ubicación respecto a la falla activa más cercana. En este sentido, para las estructuras que presenten sistemas no paralelos, se recomienda usar el método de porcentajes de 100% y 30%. Por otro lado, no se recomienda usar el método SRSS ya que ofrece resultados conservadores y no es de uso común. Adicionalmente, la norma incluye el método CQC3 para combinar los resultados del análisis de múltiples componentes. Finalmente, se explica que, si la estructura se encuentra en un radio de 5km de una falla activa, la dirección de las acciones sísmicas debe rotarse de forma normal y paralela a las direcciones de la falla causante (ASCE, 2017^a).

Además, la guía técnica FEMA 356 “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings” establece en los procedimientos para el análisis sísmico que las estructuras deben ser diseñadas considerando los efectos multidireccionales de los sismos cuando el edificio presenta alguna irregularidad estructural, todas las otras edificaciones pueden ser diseñadas considerando cada dirección sísmica por separado (FEMA, 2000).

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

1. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Enfoque de la investigación

La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo, dado que el proceso de recolección y análisis de datos se basa en la medición numérica de variables estructurales como la irregularidad torsional, las derivas de entrepiso, los desplazamientos, las cortantes basales y el nivel de desempeño sísmico, obtenidas mediante simulaciones computacionales en los programas ETABS y PERFORM-3D. Conforme a lo señalado por Hernández Sampieri et al. (2014), el enfoque cuantitativo utiliza la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías.

En este caso, los datos numéricos obtenidos de los análisis sísmicos son procesados, comparados y evaluados sistemáticamente mediante criterios establecidos por la normativa técnica peruana vigente en el momento de realización del estudio, NTE E.030 y NTE E.060, y referencias internacionales como FEMA 356 y ASCE 41.

1.2. Tipo de investigación

La investigación es de tipo cuasi-experimental dado que se manipula deliberadamente la variable independiente, el ángulo de incidencia sísmica, para observar y medir su efecto sobre la respuesta estructural de los modelos analizados. Conforme a lo establecido por Hernández Sampieri et al. (2014), los diseños cuasi-experimentales manipulan deliberadamente al menos una variable independiente para observar su efecto sobre una o más variables dependientes, diferenciándose de los experimentos puros en que los grupos de estudio no se asignan aleatoriamente, sino que se encuentran conformados con anterioridad al experimento. En este caso, las seis estructuras analizadas constituyen grupos intactos predefinidos, con características geométricas y de irregularidad torsional establecidas antes del inicio del análisis.

1.3. Alcance de la investigación

El alcance de la investigación es correlacional-explicativo. Es correlacional porque se busca establecer y cuantificar la relación entre el ángulo de incidencia sísmica y la respuesta estructural, medida a través de indicadores como la irregularidad torsional, las derivas de entrepiso, los desplazamientos y el nivel de desempeño sísmico. Por otro lado, es explicativo porque no se limita

a medir dicha relación, sino que además busca explicar las causas que la determinan, identificando factores como la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, la configuración de muros de corte y los modos de vibración de cada estructura como variables que condicionan la respuesta torsional bajo diferentes ángulos de incidencia.

1.4. Diseño de la investigación

El desarrollo de la investigación sigue una secuencia metodológica estructurada en seis etapas:

1.4.1. Etapa 1: Estructuración y definición de parámetros sísmicos:

Se definieron las características geométricas y la configuración estructural de las seis edificaciones de concreto armado de 12 pisos, estableciendo dos grupos de tres estructuras cada uno según su grado de irregularidad torsional. Las estructuras E1, E2 y E3 presentan irregularidad torsional normal, mientras que E4, E5 y E6 presentan irregularidad torsional extrema, diferenciándose entre sí por la variación en la ubicación de los muros de concreto armado en planta. La existencia de irregularidad torsional responde a una distribución no simétrica de los elementos resistentes, lo que genera una excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de cada estructura.

Paralelamente se determinaron los parámetros sísmicos de diseño conforme a la NTE E.030 (MVCS, 2018). De acuerdo con dicha norma, la ciudad de Arequipa se ubica en la zona sísmica 3. Para la clasificación del tipo de suelo se tomó como referencia el estudio de zonificación sísmica realizado por Tavera (2014), que identifica dos tipos de suelo en Arequipa, S1 y S2, adoptándose para esta investigación el suelo tipo S2 como condición representativa. El factor de uso corresponde a la categoría C, correspondiente a edificaciones comunes. Con estos parámetros se determinó el espectro para el análisis modal espectral y posterior diseño y, además, el espectro objetivo utilizado como base para el escalamiento de los registros sísmicos.

En referencia al predimensionamiento de los elementos estructurales, se usaron los siguientes parámetros:

- Predimensionamiento de vigas: El predimensionamiento de vigas se realizó aplicando el criterio de ACI-318 (2014), que considera factores de rigidez lateral y diseño sismorresistente además del control de deflexiones:

$$h = \frac{L}{12}$$

Siendo h el peralte de la viga L la luz libre. También se consideraron las recomendaciones de Blanco (1994). Se adoptó una sección uniforme de 60×40 cm (peralte × base) para todas las vigas, decisión que responde a dos criterios: en primer lugar, evitar una rigidización excesiva de la estructura que pudiera enmascarar los efectos de la irregularidad torsional; y, en segundo lugar, simplificar la definición de rótulas plásticas en el modelo no lineal de PERFORM-3D, reduciendo el número de tipos de secciones y por tanto la complejidad del modelo.

- Predimensionamiento de columnas y muros de concreto: El predimensionamiento de columnas se realizó conforme a las recomendaciones de Antonio Blanco (1994), considerando dos casos según la ubicación del elemento en planta, columnas de esquina y columnas interiores, y adoptando el caso más crítico, es decir, el caso de columna interior, con el fin de uniformizar las secciones y simplificar el modelo estructural.

$$A_c = \frac{P_{(servicio)}}{0.45f'_c}$$

Siendo A_c el área de la columna, $P_{(servicio)}$ equivalente al número de pisos por el área tributaria y la carga unitaria, y, finalmente f'_c para la resistencia del concreto.

El predimensionamiento responde a que se mantenga el criterio de que la capacidad resistente de las columnas supere a la de las vigas en los nudos de conexión establecido por la NTE E.060. Adicionalmente, la sección de columna fue ajustada de forma iterativa para cada estructura, variando sus dimensiones hasta alcanzar el control de derivas de entrepiso dentro de los límites establecidos por la NTE E.030, lo que resultó en secciones específicas para cada modelo según su configuración de muros y grado de irregularidad torsional.

- Predimensionamiento de losas aligeradas: El predimensionamiento de losas se realizó conforme a los criterios de peraltes mínimos establecidos en la Tabla 9.1 de la NTE E.060 (MVCS, 2009), que especifica espesores mínimos para el control de deflexiones en función de la luz libre y las condiciones de apoyo del elemento.

$$h = \frac{L}{21}$$

Siendo h el peralte de la viga L la luz libre. Para las luces consideradas en la presente investigación se adoptó un espesor de losa de 30 cm, asegurando que durante el modelado el diafragma de cada nivel sea el correcto para la adecuada transmisión de fuerzas sísmicas horizontales entre los elementos verticales resistentes.

- Predimensionamiento de muros de concreto armado: El predimensionamiento de muros de corte se realizó conforme a las recomendaciones de Blanco (1994), que establece un espesor mínimo de 10 cm para placas de concreto armado; sin embargo, para edificios de más de 10 niveles recomienda espesores mínimos de 30 cm en consideración de las mayores demandas sísmicas y de estabilidad. Tomando como punto de partida este criterio, el espesor final de los muros fue determinado mediante un proceso iterativo en conjunto con el análisis sísmico, ajustando las dimensiones hasta verificar el cumplimiento de los límites de deriva establecidos por la NTE E.030 y la resistencia al corte requerida conforme a la NTE E.060.

Adicionalmente, los planos estructurales de las seis edificaciones, incluyendo plantas típicas con la distribución de elementos estructurales y los detalles de sección, se presentan en el Anexo 9.

1.4.2. Etapa 2: Análisis modal espectral (AME) y diseño estructural:

El análisis modal espectral de cada estructura se realizó en el programa ETABS 22.7.0., aplicando las cargas y combinaciones conforme a la NTE E.030 (MVCS, 2018) y NTE E.020 (MVCS, 2006). Este análisis permitió verificar el cumplimiento de los límites de irregularidad torsional establecidos por la NTE E.030, determinando el factor de reducción sísmica R correspondiente a cada estructura según su clasificación, irregularidad torsional normal o extrema, y afectándolo por el coeficiente de irregularidad establecido en la misma norma. Asimismo, se verificó que las derivas de entrepiso obtenidas se mantuvieran dentro de los límites permisibles.

Tabla 5. Carga muerta y carga viva asignada a piso típico y azotea. Elaboración propia.

	CV (kgf/m ²)	CM (kgf/m ²)
Piso típico	200	100
Azotea	100	100

El dimensionamiento del refuerzo de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros de concreto armado) se realizó utilizando la herramienta de diseño del programa ETABS, tomando como referencia el acero sugerido por el programa conforme a los parámetros de la NTE E.060

(MVCS, 2009), verificando el cumplimiento de las solicitudes de ambas normas. Este diseño no constituye un diseño estructural detallado sino una aproximación referencial con el propósito de obtener secciones estructuralmente coherentes que sirvan de base para la definición de las propiedades de los elementos en el modelo no lineal de PERFORM-3D.

1.4.3. Etapa 3: Escalamiento y corrección de registros sísmicos:

Se seleccionaron siete registros sísmicos de origen peruano, obtenidos de las bases de datos del Instituto Geofísico del Perú (IGP) y del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), los cuales se muestran en la Tabla 6. La selección de los registros consideró los siguientes criterios:

- Magnitud: se priorizaron los registros de mayor magnitud observados en la región sur del país, con un mínimo de 6.0 Mw.
- Mecanismo de fuente: los registros son coherentes con el entorno tectónico de subducción generado por la interacción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. En este sentido, 5 de los sismos elegidos son sismos de subducción interfacial (RS1, RS3, RS4, RS6, RS7) ya que son de profundidad menor a 60km, mientras que RS2 y RS5 son sismos de subducción intraplaca ya que su profundidad es mayor a 60km, pero menor a 300km.
- Condiciones locales del suelo: los registros corresponden a la zona sísmica 3, con período predominante del suelo T_s menor a 0.4 s, correspondiente a un suelo tipo S2, en concordancia con los criterios establecidos en la NTE E.031 (MVCS, 2019) para el análisis tiempo historia.
- Distancia a la falla: se procuró seleccionar registros obtenidos de estaciones sismográficas cercanas a la ciudad de Arequipa, con el fin de que las características del movimiento sísmico sean representativas de la sismicidad local, aunque este criterio fue aplicado de manera referencial dado el carácter teórico de la investigación.

Tabla 6. Registros sísmicos seleccionados para análisis tiempo historia. Elaboración propia.

Código de sismo	Epicentro	Latitud	Longitud	Profundidad (km)	Magnitud	Fecha
RS1	A 97 km al suroeste de Tacna	-18.34°	-71.17°	36	6.4 Mw	05/05/2010
RS2	A 250km al sureste de Tacna	-19.93°	-69.03°	117	7.8 Mw	13/06/2005
RS3	A 63 km al suroeste de Ica	-14.48°	-76.13°	35	6.8 Mw	28/10/2011
RS4	A 66 km al suroeste de Yauca	-16.15°	-74.87°	31	7.0 Mw	25/09/2013
RS5	A 21km al noroeste de Caravelí	-15.66°	-73.62°	94	6.0 ML	24/06/2017
RS6	A 30 km al suroeste de Callao	-12.18°	-77.39°	49	6.1 Mw	15/06/2025
RS7	A 54 km al suroeste de Yauca	-16.11°	-74.72°	42	7.0 Mw	28/06/2024

Previamente a su uso en el análisis, los registros fueron procesados mediante corrección por línea base y filtrado de frecuencias en el programa SeismoSignal, con el fin de eliminar ruido externo que pudiera afectar la calidad de la señal. Este programa proporcionó además la duración significativa de cada registro, utilizada para optimizar el procesamiento de datos.

Posteriormente, los registros fueron escalados al espectro objetivo elástico de la NTE E.030 mediante el programa SeismoMatch, considerando una zona sísmica 3 y un suelo tipo S2, el cual se muestra en la Figura 35. Adicionalmente, se realizó la verificación establecida en el artículo 47.6 de la misma norma, según la cual, para registros espectro-compatibles, ambas componentes horizontales se modifican de forma independiente, debiendo cumplirse las siguientes dos condiciones: (i) el promedio de los valores espectrales SRSS de los siete pares de registros (TH1-TH7), en el rango de períodos comprendido entre $0,2T$ y $1,5T$ (siendo T el período fundamental de la estructura), sea igual o mayor al 100% de la ordenada espectral del espectro objetivo de la misma norma (con $R=1$); y (ii) que en cada registro, los valores espectrales individuales en la dirección de análisis no sean menores al 90% del correspondiente espectro de diseño.

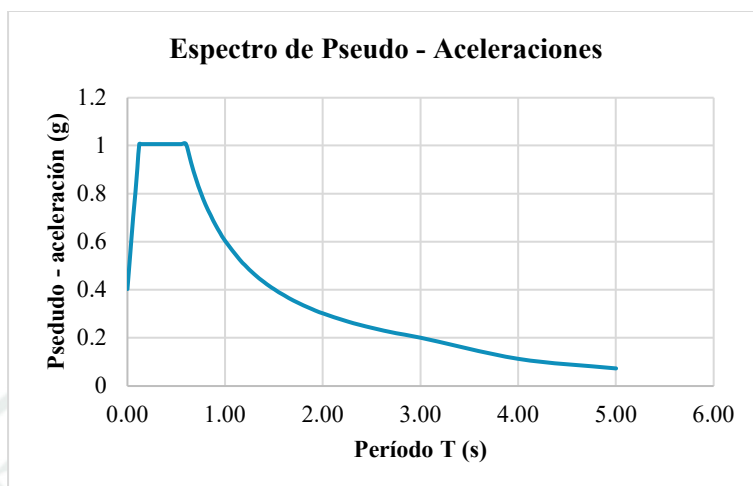


Figura 35. Espectro objetivo establecido por la Norma E.030.

Dado que el presente estudio comprende seis estructuras con períodos fundamentales distintos, la verificación del artículo 47.6 de la Norma E.030 se realizó considerando un rango de períodos único y representativo para el conjunto de estructuras, en lugar de evaluar un rango independiente para cada una de ellas. Para ello, se determinó el límite inferior del rango ($0,2T$) como el menor valor obtenido entre las seis estructuras, y el límite superior ($1,5T$) como el mayor valor obtenido entre ellas, garantizando así que la verificación cubra el rango de períodos relevante para la totalidad de las estructuras analizadas. De esta manera, el rango de períodos adoptado para la verificación quedó comprendido entre 0,12 s y 1,80 s como se observa en la Tabla 7. Este rango corresponde a los valores disponibles en la grilla discreta de períodos del espectro (incrementos de 0,02 s) que contienen el rango mínimo exigido entre las seis estructuras analizadas (0,1392 s - 1,719 s), garantizando así que la verificación cubra la totalidad del rango requerido sin excluir ningún punto relevante.

Tabla 7. Rango de períodos de verificación ($0,2T$ - $1,5T$) por estructura analizada. Elaboración propia.

Estructura	T_1 (s)	$0,2T$ (s)	$1,5T$ (s)
E1	0.97	0.194	1.455
E2	0.696	0.139	1.044
E3	1.146	0.229	1.719
E4	0.9	0.18	1.35
E5	1.03	0.206	1.545
E6	0.992	0.198	1.488
Mínimo/Máximo adoptado	-	0.12	1.8

Para la verificación de la primera condición del artículo 47.6, referida al promedio de los valores espectrales SRSS de los siete registros (TH1-TH7), se evaluó dicho promedio en el rango de períodos comprendido entre 0,12 s y 1,80 s. Como se observa en la Figura 36, el promedio SRSS de los registros supera, en todo el rango evaluado, la ordenada correspondiente del espectro de diseño calculado con $R=1$, alcanzando valores de hasta 1,5 a 2 veces dicho espectro.

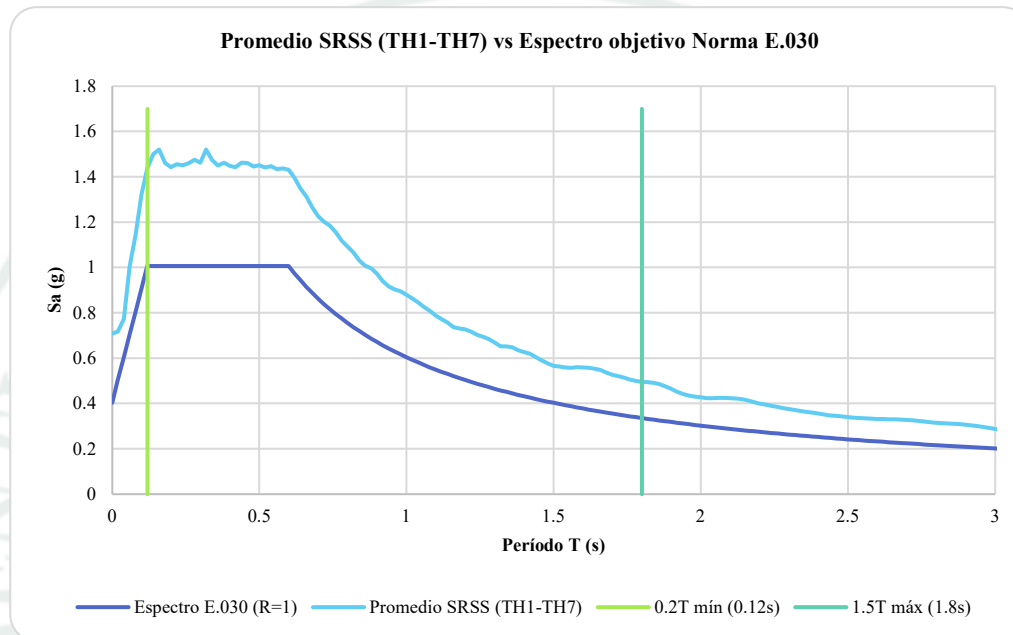


Figura 36. Gráfico de la verificación de la primera condición del artículo 47.6 de la NTE E.030: promedio SRSS de los registros TH1-TH7 vs. espectro de diseño ($R=1$). Elaboración propia.

Para la verificación de la segunda condición del artículo 47.6, referida a que los valores espectrales individuales de cada registro no sean menores al 90% del espectro de diseño en su dirección de análisis, se evaluaron las componentes EW y NS de los siete registros (TH1-TH7) en el mismo rango de períodos (0,12 s - 1,80 s). Como se observa en las Figuras 37 y 38, todos los espectros escalados cumplen con la segunda condición de este artículo.

Para representar la acción sísmica bidireccional, ambas componentes horizontales de cada registro fueron aplicadas simultáneamente durante el análisis dinámico. En la evaluación de la influencia del ángulo de incidencia, el par de componentes se rotó conjuntamente, manteniendo su ortogonalidad, para cada uno de los ángulos considerados. De esta manera, en cada análisis se preservó la relación física entre ambas componentes del movimiento del terreno, permitiendo evaluar la respuesta estructural frente a diferentes orientaciones de incidencia sísmica.

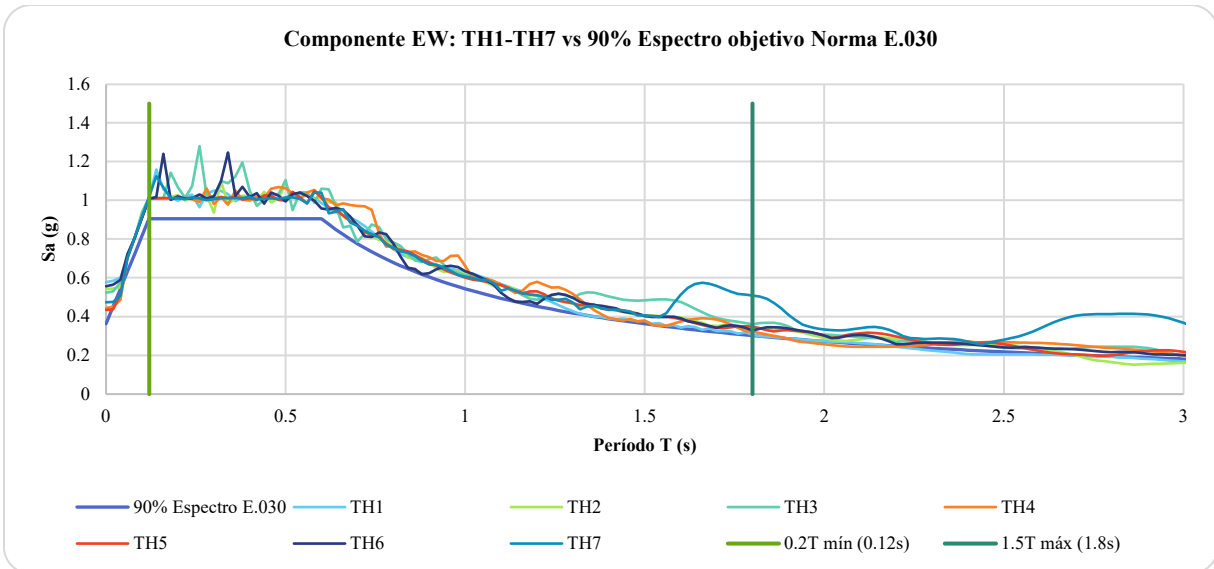


Figura 37. Gráfico de verificación de la segunda condición del artículo 47.6 de la NTE E.030: componente EW de los registros TH1-TH7 vs. 90% del espectro de diseño. Elaboración propia.

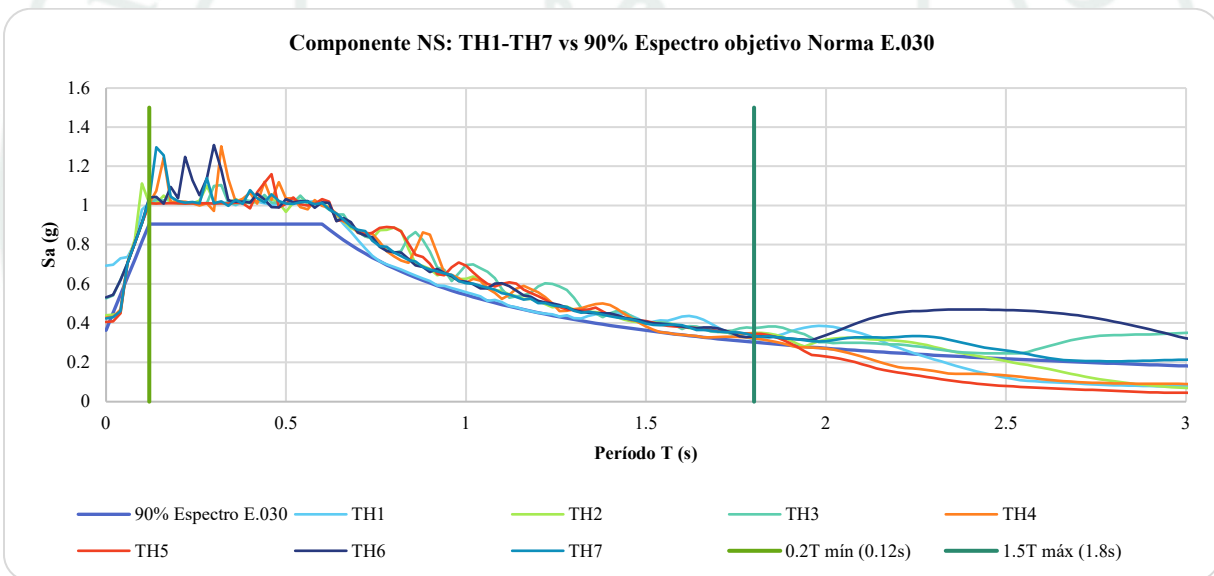


Figura 38. Gráfico de verificación de la segunda condición del artículo 47.6 de la NTE E.030: componente NS de los registros TH1-TH7 vs. 90% del espectro de diseño. Elaboración propia.

1.4.4. Etapa 4: Análisis tiempo historia lineal modal (THL):

Se realizó el análisis tiempo historia lineal modal en ETABS de cada estructura bajo los siete registros sísmicos escalados, evaluando 13 ángulos de incidencia entre 0° y 180° a intervalos de 15° . Para cada ángulo se registraron los valores de irregularidad torsional, derivas de entrepiso, desplazamientos y cortantes basales, determinando el ángulo crítico como aquel que maximiza la

irregularidad torsional en la dirección más desfavorable. Los resultados se presentan como el promedio de los siete registros para cada indicador y ángulo evaluado.

1.4.5. Etapa 5: Preparación del modelo no lineal:

Esta etapa comprendió la definición de los modelos constitutivos no lineales de los materiales empleados en el modelo estructural.

1.4.5.1. Configuración de materiales

Para el concreto, se adoptó el modelo de Hognestad (1951), el cual define una relación esfuerzo-deformación compuesta por una rama ascendente de forma parabólica hasta alcanzar el esfuerzo máximo (f'_c), seguida de una rama descendente de comportamiento lineal hasta la deformación última. Se definieron las relaciones esfuerzo-deformación para las dos resistencias utilizadas en la investigación: $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ para vigas y $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ para columnas y muros de corte. Dado que PERFORM-3D define el comportamiento de los materiales inelásticos mediante curvas trilineales (segmentos lineales conectados por los puntos de fluencia F_Y y resistencia última F_U), la curva parabólica de Hognestad fue aproximada mediante una discretización lineal por tramos que reproduce de manera representativa su rigidez inicial, resistencia máxima y posterior degradación de resistencia, manteniendo la coherencia con el comportamiento esperado del concreto no confinado ante un incremento progresivo y unidireccional de la carga.

En cuanto al comportamiento cíclico, el material fue configurado sin degradación cíclica adicional (Cyclic Degradation: None), lo que implica que la descarga y recarga del material siguen una regla simplificada basada en la rigidez elástica inicial (K_0), sin incorporar fenómenos de degradación de rigidez por ciclos repetidos, a diferencia de modelos histeréticos más complejos como Takeda o Sina descritos en el marco teórico. Cabe resaltar, además, que sí se consideró un decaimiento de la resistencia (Strength Loss) en la rama post-pico del material. Esta configuración se observa en la Figura 39. Por su parte, la Figura 40 muestra la curva calibrada en PERFORM-3D a partir de los datos obtenidos mediante las fórmulas establecidas en el modelo de Hognestad. Finalmente, en la Figura 41 se presenta la comparación entre el modelo trilineal con pérdida de capacidad y el modelo de Hognestad.

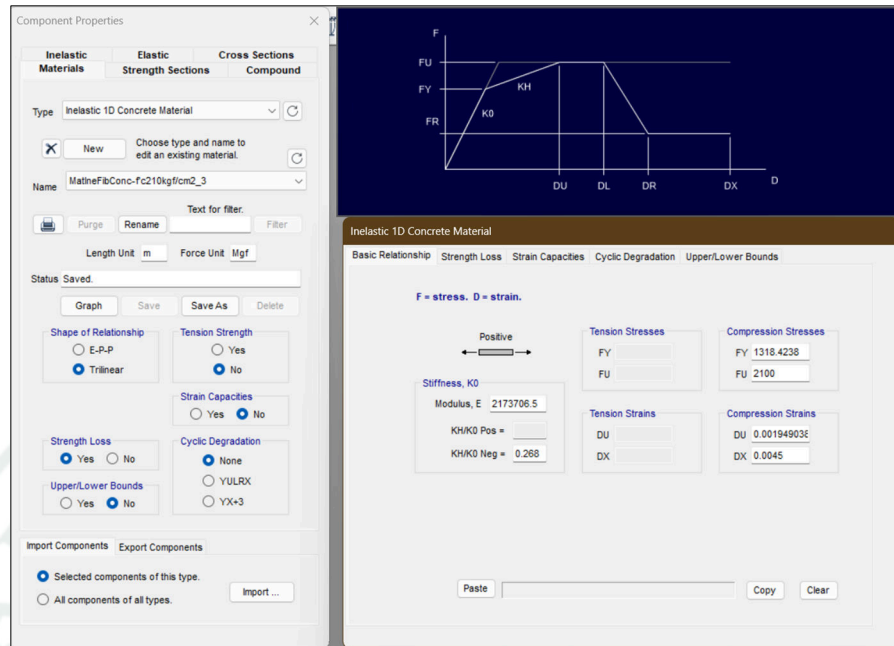


Figura 39. Configuración del modelo de concreto en PERFORM 3D. Captura de pantalla de PERFORM 3D.

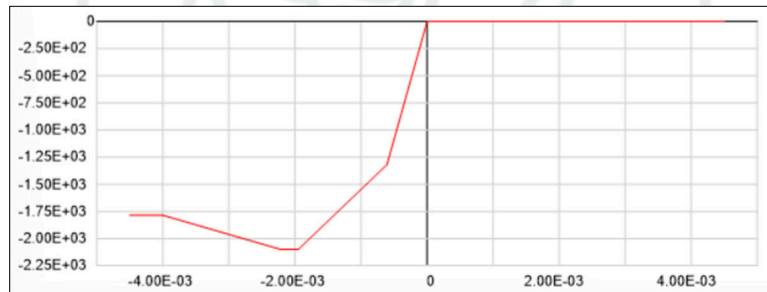


Figura 40. Gráfico del modelo de Hognestad calibrado en PERFORM 3D. Captura de pantalla de PERFORM 3D.

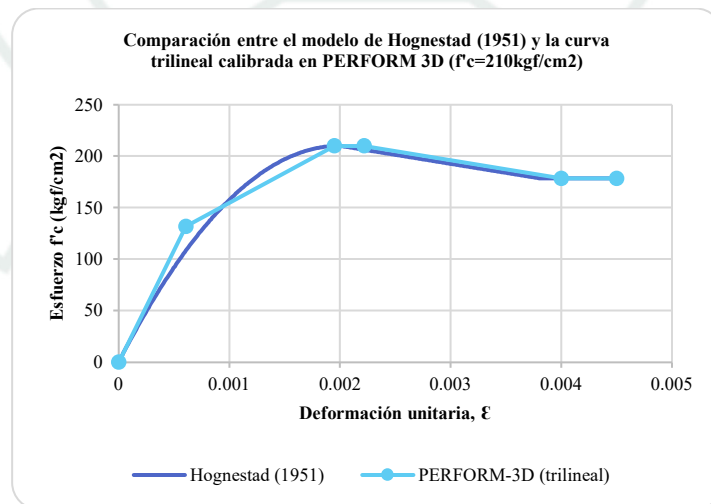


Figura 41. Gráfico comparativo entre el modelo de concreto no confinado de Hognestad y la curva trilineal calibrada en PERFORM 3D. Elaboración propia.

Para el acero de refuerzo, se adoptó el modelo de Park & Paulay (1975), el cual describe una relación esfuerzo-deformación elastoplástica con endurecimiento por deformación: una rama inicial de comportamiento elástico-lineal hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia (f_y), seguida de una rama con una pendiente considerablemente menor hasta alcanzar el esfuerzo último (f_u). De manera análoga al material de concreto, la curva fue configurada sin degradación cíclica adicional (Cyclic Degradation: None), priorizando la representación adecuada de la envolvente de resistencia del acero frente al detalle de la degradación por ciclos repetidos de carga. Esta configuración se observa en la Figura 42. Por su parte, la Figura 43 muestra la curva calibrada en PERFORM-3D a partir de los datos obtenidos mediante las fórmulas establecidas en el modelo de Park y Paulay. Finalmente, en la Figura 44 se presenta la comparación entre el modelo trilineal y el modelo de Park y Paulay.

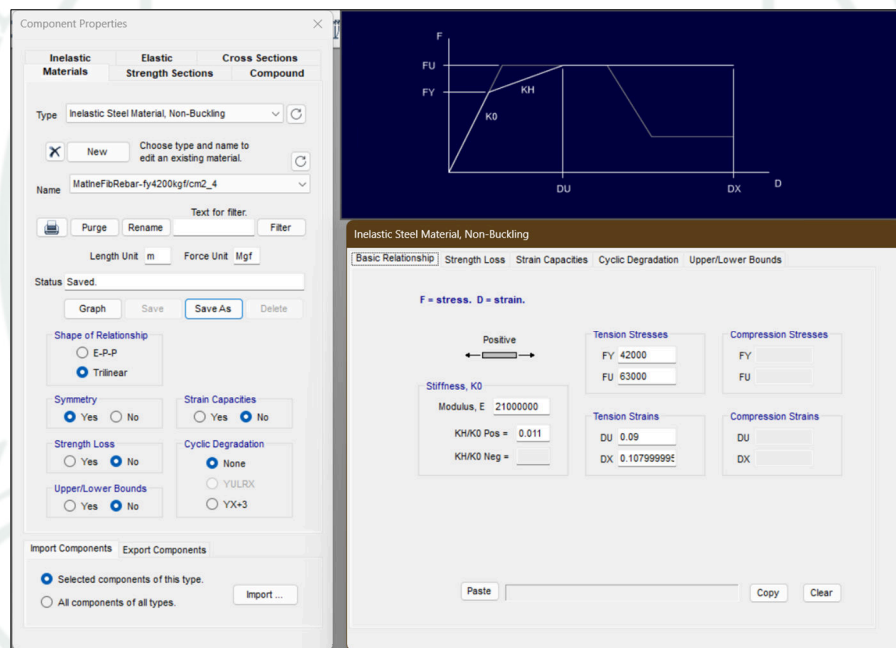


Figura 42. Configuración del modelo de concreto en PERFORM 3D. Captura de pantalla de PERFORM 3D.

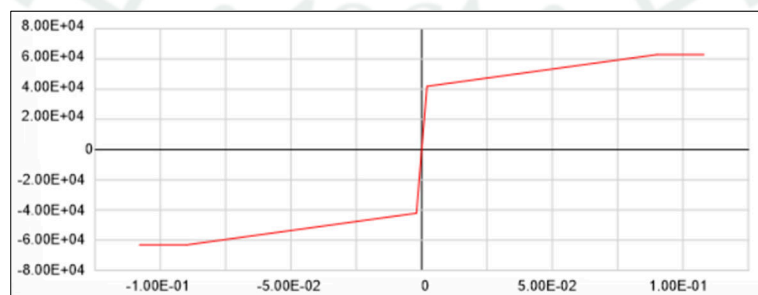


Figura 43. Gráfico del modelo de Park y Paulay calibrado en PERFORM 3D. Captura de pantalla de PERFORM 3D.

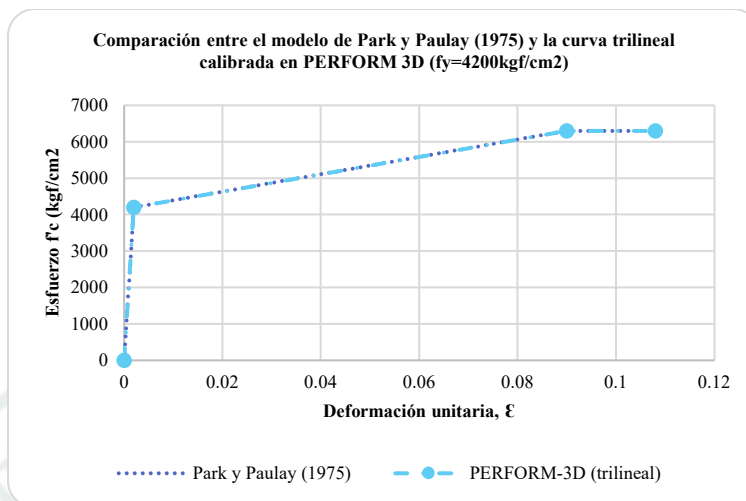


Figura 44. Gráfico comparativo entre el modelo del acero de refuerzo de Park y Paulay (1975) y la curva trilineal calibrada en PERFORM 3D. Elaboración propia.

Cabe señalar que la configuración de ambos materiales refleja su comportamiento frente a esfuerzos de tracción y compresión. En el caso del acero de refuerzo, se definieron propiedades simétricas en ambos sentidos (Tension Stresses y Compression Stresses), dado que una varilla de acero presenta esencialmente el mismo comportamiento esfuerzo-deformación tanto en tracción como en compresión, asumiendo que no se presenta pandeo del refuerzo (Non-Buckling). En contraste, para el material de concreto solo se definieron propiedades en compresión (Compression Stresses), dejando sin asignar las propiedades en tracción. Esta decisión es consistente con que el concreto no aporta resistencia a tracción una vez superada su limitada capacidad de fisuración, siendo el refuerzo longitudinal de acero el encargado de resistir los esfuerzos de tracción generados en la sección.

1.4.5.2.Reducción de rigideces

Para la definición de las propiedades de rigidez de los elementos estructurales en el modelo de análisis, se aplicaron los factores de reducción de rigidez establecidos en FEMA 356, presentados previamente en la Tabla 2 del Marco Teórico. Estos factores consideran la fisuración esperada en los elementos de concreto armado bajo solicitaciones sísmicas, reduciendo la rigidez elástica nominal de cada elemento según su tipo y condición de carga. Para las vigas se adoptó una rigidez a flexión de $0.5E_cI_g$ y una rigidez a cortante de $0.4E_cA_w$. Para columnas con carga axial de compresión mayor a $0.5A_gf'_c$ se adoptó una rigidez a flexión de $0.7E_cI_g$ y una rigidez a cortante de $0.4E_cA_w$. Estos valores fueron ingresados directamente en PERFORM-3D para el análisis

tiempo historia no lineal como se muestra en la Figura 45, garantizando que la rigidez del modelo sea representativa del comportamiento real de la estructura bajo excitación sísmica.

Figura 45. Configuración de reducción de rigidez a cortante y a flexión en vigas. Captura de pantalla de PERFORM 3D.

1.4.5.3. Configuración de rótulas plásticas

El comportamiento no lineal de vigas y columnas se modeló mediante rótulas plásticas concentradas (Moment Hinge, Rotation Type) en los extremos de cada elemento, mientras que el tramo central se mantuvo con comportamiento elástico, conforme al enfoque de plasticidad concentrada. La curva momento-rotación de cada rótula fue derivada a partir de las propiedades de la sección de concreto reforzado correspondiente, empleando el modelo de Hognestad (1951) para representar el comportamiento no lineal del concreto no confinado, y el modelo de Park y Paulay (1975) para representar el comportamiento del acero de refuerzo. Ambos modelos se integraron mediante el equilibrio de la sección, el cual fue establecido de acuerdo con el diseño particular de cada elemento (geometría de la sección, cuantía y disposición del refuerzo longitudinal). La curva resultante fue configurada sin degradación cíclica adicional (Cyclic Degradation: None), priorizando la representación adecuada de la envolvente de resistencia momento-rotación frente al detalle de la degradación por ciclos repetidos.

En el caso de las vigas, los parámetros de deformación límite (a, b, c) de las rótulas fueron determinados conforme a los criterios establecidos en FEMA (2000), en función de la geometría

de la sección transversal, la disposición del refuerzo longitudinal y el momento de fluencia del elemento. Para las columnas, la definición de las rótulas consideró adicionalmente el efecto de la carga axial sobre la capacidad de deformación, por lo que los parámetros fueron obtenidos a partir de los diagramas de interacción P-M y los diagramas momento-rotación generados en ETABS, los cuales incorporan la variación de la capacidad resistente del elemento en función del nivel de carga axial actuante.

Los muros estructurales, por su parte, se modelaron con comportamiento elástico lineal, decisión sustentada en la verificación previa mediante el Análisis Modal Espectral (AME) con $R=1$, que demostró que las demandas de corte en todos los muros se mantienen dentro de su capacidad nominal. En consecuencia, los muros fueron verificados mediante un criterio de capacidad por fuerza según NTE E.060 / ACI 318-19, tal como se detalla en la sección 2.7.3. del Capítulo IV.

Finalmente, se definieron los estados límite de deformación (Limit States) para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (SV) y Cerca al Colapso (CC), conforme a FEMA (2000).

1.4.6. Etapa 5: Análisis tiempo historia no lineal (THnL):

Se realizó el análisis tiempo historia no lineal de cada estructura en el programa PERFORM-3D, empleando el ángulo crítico determinado en la Etapa 4. El programa considera automáticamente los efectos de segundo orden P-Delta, incorporando la influencia de las cargas gravitacionales sobre la rigidez lateral de la estructura bajo grandes desplazamientos, sin necesidad de activación manual adicional. Se recopilaron los resultados de derivas, desplazamientos, cortantes basales, aceleraciones de piso, fuerzas internas, usage ratios y nivel de desempeño sísmico para cada uno de los siete registros sísmicos.

1.4.7. Etapa 6: Comparación y análisis de resultados:

Se realizó la comparación sistemática de los resultados obtenidos entre los tres métodos de análisis: AME, THl y THnL, evaluando el efecto del ángulo de incidencia sobre la respuesta estructural y cuantificando las diferencias entre el análisis lineal y no lineal mediante ratios de demanda. Los resultados se analizaron diferenciando entre el grupo de irregularidad torsional normal y el grupo de irregularidad torsional extrema.

A partir del análisis comparativo, la investigación desarrolla dos aportes metodológicos principales:

En primer lugar, la determinación del factor de irregularidad torsional basado en respuesta no lineal (I_p calibrado) para cada estructura, obtenido siguiendo el siguiente proceso:

1. Se obtuvo el cortante basal del Análisis Modal Espectral (AME) en su valor previo a cualquier amplificación por comparación con el cortante de las Fuerzas Estáticas Equivalentes (FEE), es decir la cortante previa a la cortante final de diseño.
2. Dicha cortante fue multiplicada por el factor de irregularidad torsional normativo correspondiente a cada grupo de estructuras ($I_p=0.75$ para irregularidad torsional normal e $I_p=0.60$ para irregularidad torsional extrema), con el fin de recuperar la demanda reducida únicamente por el factor de reducción del sistema (R_o), sin la penalización adicional por irregularidad.
3. Se calculó la amplificación entre la cortante basal promedio de los siete registros del Análisis Tiempo Historia no Lineal (ATHnL), obtenido bajo el ángulo de incidencia crítico de cada estructura, y la demanda sin penalización obtenida en el paso anterior.
4. El inverso de dicha amplificación constituye el factor I_p calibrado, interpretado como el valor que debería adoptar el factor de irregularidad torsional para que el AME anticipe adecuadamente la demanda inelástica observada en el ATHnL.
5. Finalmente, los factores I_p calibrados obtenidos fueron correlacionados con parámetros estructurales como la excentricidad total (e) y el período fundamental (T_1), con el fin de identificar relaciones que permitan estimar el factor a partir de características geométricas y dinámicas de la estructura, sin necesidad de recurrir al análisis no lineal.

Cabe señalar que este factor es específico para cada caso analizado, dependiendo tanto de las características geométricas y de rigidez de cada estructura como del nivel de demanda sísmica alcanzado bajo el ángulo de incidencia crítico, por lo que los valores obtenidos deben interpretarse en el contexto del nivel de desempeño alcanzado por cada estructura.

El segundo aporte corresponde a la propuesta de una expresión de predimensionamiento de peralte necesario en vigas con usage ratios superiores a la unidad en el nivel Cerca al Colapso, fundamentada en la relación entre la rigidez a flexión del elemento y su demanda de rotación

inelástica. Esta expresión se sustenta en los fundamentos teóricos y las relaciones entre rotación y rigidez a flexión:

- Curvatura de un elemento

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

- Rotación

$$\theta(x) = \int \frac{1}{\rho}(x)dx = \int \frac{M(x)}{EI} dx$$

- Inercia

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Entonces, asumiendo como primera hipótesis que, para incrementos moderados del peralte en vigas críticas, la variación de la capacidad de rotación y la redistribución de momentos son suficientemente pequeñas como para considerar que el ratio de demanda/capacidad depende principalmente del cambio en la rigidez a flexión:

$$\theta \propto \frac{1}{EI} \propto \frac{1}{h^3}$$

Sabiendo que el programa de análisis estructural PERFORM 3D calcula este ratio de demanda/capacidad (D/C) para un estado límite de deformación como:

$$UR = \frac{D/C}{\text{Límite del D/C}}$$

Siendo este límite D/C como 1.0, entonces:

$$UR = \frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}}$$

Es decir:

$$UR = \frac{\theta_d}{\theta_c}$$

Para un estado límite de deformación, donde θ_d es la rotación que realmente alcanza la rótula durante el análisis dinámico no lineal, es decir, cuánto rota el extremo de la viga bajo el sismo. PERFORM-3D la calcula en cada paso de tiempo y registra el máximo y θ_c es el límite de rotación que definido para cada nivel de desempeño (OI, SV o CC) según los parámetros a, b, c de FEMA 356.

Asumiendo como segunda hipótesis que, θ_c permanecerá aproximadamente constante, condición que se satisface cuando se mantiene la cuantía relativa de refuerzo longitudinal ($\rho-\rho'/\rho_{bal}$) dentro de la misma categoría de la tabla FEMA 356 al modificar el peralte:

$$UR \propto \theta_d \propto \frac{1}{EI}$$

Finalmente:

$$UR \propto \frac{1}{h^3}$$

Bajo las hipótesis planteadas, el incremento del peralte aumenta la rigidez a flexión del elemento, reduciendo la demanda de rotación y, en consecuencia, el usage ratio asociado a la rótula plástica. Esta relación constituye el fundamento mecánico de la metodología propuesta, en la cual el peralte se emplea como variable de ajuste para corregir el incumplimiento del criterio de desempeño en el nivel Cerca al Colapso. Es así como se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{UR_{objetivo}}{UR_{actual}} = \left(\frac{h_{actual}}{h_{nuevo}} \right)^3$$

Despejando:

$$h_{nuevo} = h_{actual} \times \left(\frac{UR_{actual}}{UR_{objetivo}} \right)^{1/3}$$

Como parte de los aportes metodológicos de la presente investigación, se propone además un procedimiento sistemático expresado en un diagrama de flujo para el rediseño del peralte de vigas

cuyas rótulas plásticas presenten usage ratios superiores a la unidad en el nivel de desempeño esperado para el tipo de estructura, identificados mediante análisis tiempo-historia no lineal.

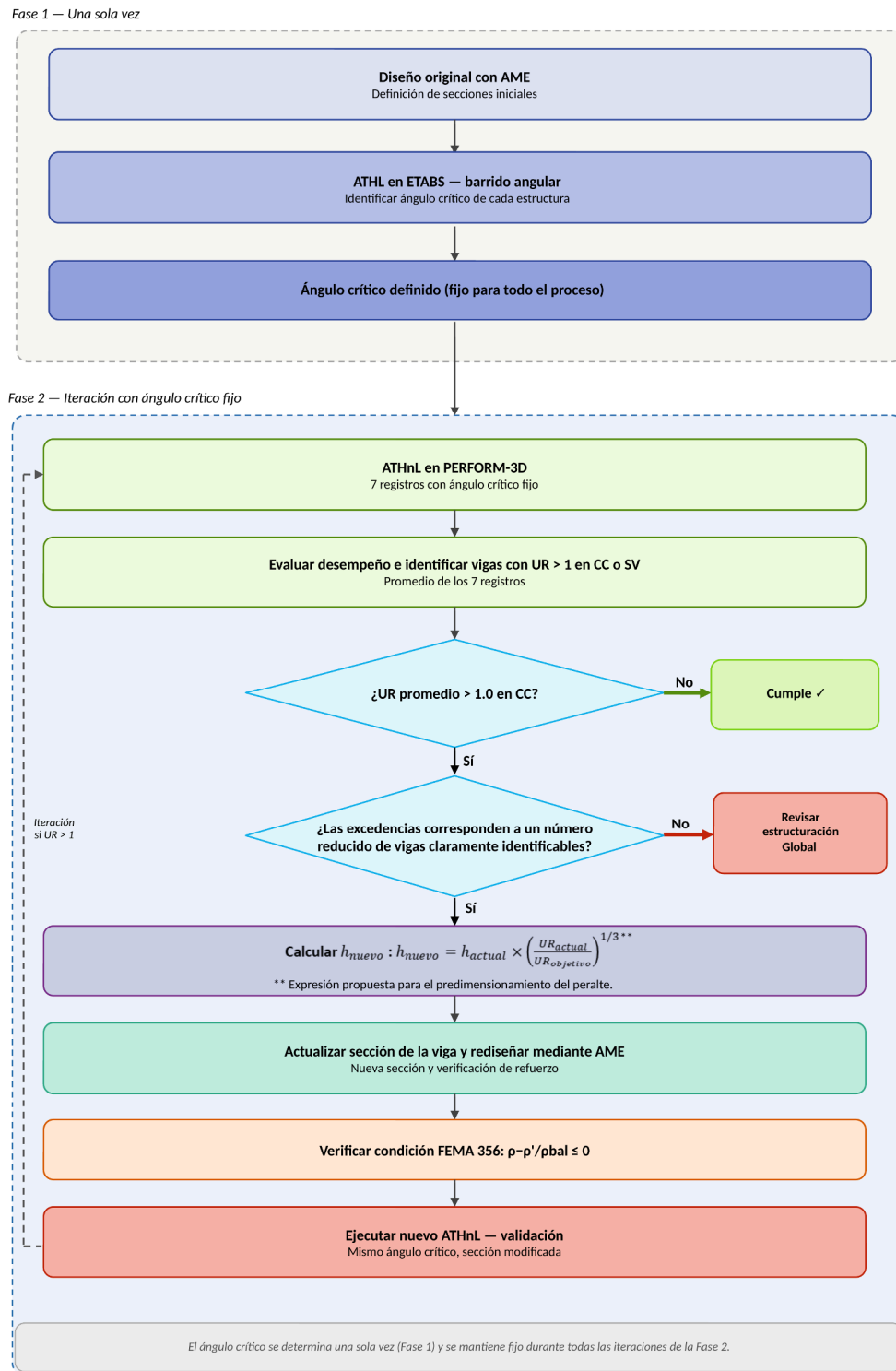


Figura 46. Procedimiento metodológico propuesto para el rediseño iterativo de vigas mediante la expresión de predimensionamiento del peralte. Elaboración propia.

El procedimiento, resumido en la Figura 46, se estructura en dos fases. La primera corresponde a la determinación del ángulo de incidencia sísmica crítico mediante análisis tiempo-historia lineal en ETABS, etapa que se ejecuta una única vez para cada estructura. La segunda consiste en un proceso iterativo de rediseño y verificación, desarrollado mediante análisis tiempo-historia no lineal en PERFORM-3D, en el cual se aplica la expresión propuesta para el predimensionamiento del peralte. Finalmente, el procedimiento permite verificar tanto el cumplimiento de los criterios de desempeño como de los requisitos normativos, constituyendo una metodología de aplicación para estructuras con sistema estructural de muros de concreto armado de 12 pisos, diseñados de acuerdo con la normativa peruana para la ciudad de Arequipa cuyas vigas, además, se encuentren en la condición de ductilidad según FEMA 356 de $(\rho - \rho'/\rho_{bal} \leq 0.0)$. En consecuencia, su aplicación se enmarca dentro de las características estructurales y condiciones sísmicas consideradas en la presente investigación

Este último aporte fue posteriormente evaluado y validado mediante el procedimiento iterativo de análisis y rediseño desarrollado en la presente investigación. Además, la metodología propuesta está orientada a casos donde la excedencia del Usage Ratio se concentra en un número reducido de vigas claramente identificables mediante la activación de rótulas plásticas durante el ATHnL. Su aplicación no contempla el incremento generalizado del peralte de todas las vigas de la estructura, debido a que ello modificaría significativamente las propiedades dinámicas y la distribución de rigidez del sistema, alterando las hipótesis consideradas en la formulación de la expresión propuesta.

1.5. Variables del estudio

La presente investigación considera las siguientes variables: independientes, que corresponden a las propiedades y condiciones que caracterizan cada modelo estructural y el escenario de análisis sísmico; y dependientes, que corresponden a los indicadores de respuesta estructural obtenidos a partir de los análisis realizados. La Tabla 8 presenta la operacionalización de las variables, detallando sus indicadores, escala de medición, unidades y herramientas de obtención.

Tabla 8. Operacionalización de variables. Elaboración propia.

Tipo de variable	Variable	Indicadores	Unidades	Escala	Herramientas
Independiente	Ángulo de incidencia sísmica	Rotación de los ejes de análisis X-Y respecto a la dirección del sismo	Grados sexagesimales (°)	0° a 180°	ETABS / PERFORM-3D
	Configuración estructural	Distribución en planta de muros de corte	—	6 configuraciones (E1–E6)	Software ETABS
	Periodo fundamental T1	Periodo de vibración del primer modo	Segundos (s)	Valores numéricos	Software ETABS
	Excentricidad	Distancia entre centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR)	Metros (m)	Valores numéricos	Software ETABS
Dependiente	Irregularidad torsional	Relación $\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$	Adimensional	Normal: 1.3–1.5 Extrema: > 1.5	ETABS - AME y THL
	Derivas de entrepiso	$\Delta_{\text{entrepiso}}$ / altura de entrepiso	Adimensional	Límite: 0.007, 0.00825 (NTE E.030)	ETABS / PERFORM-3D
	Desplazamientos máximos	Desplazamiento máximo en azotea	mm	Valores numéricos	ETABS / PERFORM-3D
	Cortante basal	Fuerza cortante total en la base	tnf	Valores numéricos	ETABS / PERFORM-3D
	Fuerzas internas	Momento flector, cortante y axial	Tnf.m - tnf	Valores numéricos	ETABS / PERFORM-3D
	Aceleraciones de piso	Aceleración máxima en azotea	g	Valores numéricos	PERFORM-3D
	Nivel de desempeño sísmico	Usage Ratio (UR) por nivel OI / SV / CC	Adimensional	$UR \geq 1.0 \rightarrow$ supera el nivel	PERFORM-3D (FEMA 356)

2. POBLACIÓN Y MUESTRA

2.1. Población de estudio

La población de estudio comprende edificios de concreto armado con sistema estructural de muros de corte, de 12 niveles y altura total de 33.6 m, con dimensiones en planta de 14.4 m en dirección X y 31.3 m en dirección Y, ubicados en la ciudad de Arequipa, Perú, en zona sísmica 3 y tipo de suelo S2. Las estructuras presentan irregularidad torsional como característica común, diferenciándose en el grado de dicha irregularidad, normal o extrema, según la configuración y ubicación de los muros de corte en planta.

2.2. Muestra

La muestra está conformada por seis modelos estructurales teóricos denominados E1, E2, E3, E4, E5 y E6 que representan dos grupos de tres estructuras cada uno. El primer grupo (E1–E3)

corresponde a estructuras con irregularidad torsional normal, mientras que el segundo grupo (E4–E6) corresponde a estructuras con irregularidad torsional extrema, clasificadas conforme a los criterios de la NTE E.030. Adicionalmente, el muestreo es no probabilístico de tipo intencional o por criterio dado que, los modelos no se extraen aleatoriamente de un conjunto existente, sino que se generan de manera controlada para aislar la variable de estudio. Los seis modelos fueron diseñados bajo criterios controlados: (i) una configuración arquitectónica común a todos ellos, correspondiente a una edificación de doce pisos de concreto armado con sistema de muros estructurales; (ii) propiedades de los materiales constantes; (iii) cobertura de los dos grados de irregularidad torsional definidos por la norma; y (iv) variación exclusiva de la ubicación y orientación de los muros estructurales, lo que genera distintos grados de excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

3. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS Y VALIDACIÓN

3.1. Instrumentos

Para el desarrollo de la presente investigación se emplearon los siguientes instrumentos y herramientas computacionales:

- ETABS (Computers and Structures Inc. (CSI)), utilizado para el modelamiento, análisis modal espectral y análisis tiempo historia lineal modal de las seis estructuras, así como para la verificación de irregularidad torsional, derivas y diseño referencial de elementos conforme a la NTE E.030 y NTE E.060.
- PERFORM-3D (CSI), utilizado para el análisis tiempo historia no lineal de las seis estructuras, incorporando la definición de rótulas plásticas en vigas y columnas y la evaluación del nivel de desempeño sísmico conforme a FEMA 356.
- SeismoSignal, programa de procesamiento de señales sísmicas utilizado para la corrección por línea base y filtrado de frecuencias de los siete registros sísmicos peruanos empleados en el análisis.
- SeismoMatch, programa de compatibilización espectral utilizado para el escalamiento de los registros sísmicos al espectro objetivo de la NTE E.030.
- Microsoft Excel, utilizado para el procesamiento, organización y presentación de los resultados obtenidos de los análisis, incluyendo la elaboración de tablas comparativas, gráficos y cálculos auxiliares.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

1. ESTRUCTURACIÓN GENERAL DE MODELOS

1.1. Descripción geométrica

Los modelos analizados son edificios de 12 niveles para uso de vivienda multifamiliar, con planta rectangular de aproximadamente 14m en la dirección X y 31m en la dirección Y. En la dirección X, la estructura está conformada por 3 ejes y para la dirección Y, 7 ejes. En elevación, las estructuras presentan alturas típicas de 2.8 m entre niveles, alcanzando una altura total de 33.6m. Entonces, la relación de la altura entre el lado más corto, es igual a 2.4. Las losas de entrepiso se modelaron como diafragmas rígidos con la finalidad de que cada nivel se desplace de la misma forma en todos sus puntos.

Para una descripción gráfica completa de la configuración estructural de cada edificación, incluyendo plantas a escala y elevaciones, véase el Anexo 9.

1.1.1. Estructura 1

La distribución geométrica de la edificación, así como las dimensiones entre ejes estructurales, se presentan en la vista en planta en la Figura 47 y en la Figura 48 se muestra la vista en 3D.

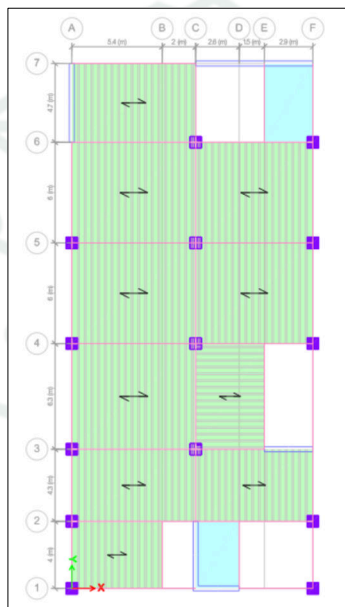


Figura 47. Vista en planta de Estructura 2. Captura de pantalla de ETABS.

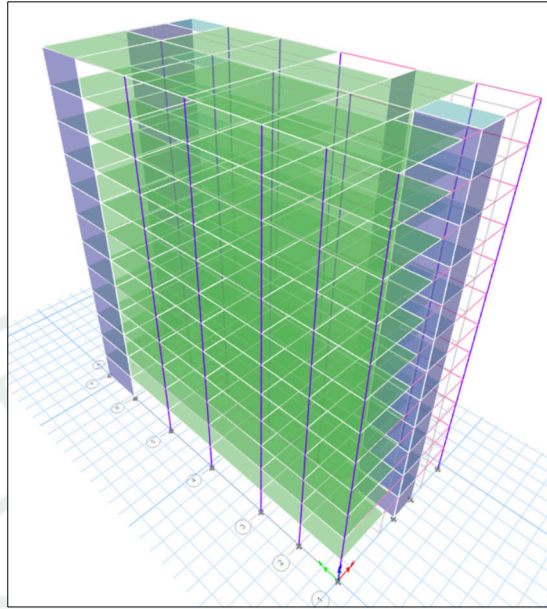


Figura 48. Vista en 3D de Estructura 1. Captura de pantalla de ETABS.

1.1.2. Estructura 2

La distribución geométrica de la edificación, así como las dimensiones entre ejes estructurales, se presentan en la vista en planta mostrada en la Figura 49 y en la Figura 50 se muestra la vista en 3D.

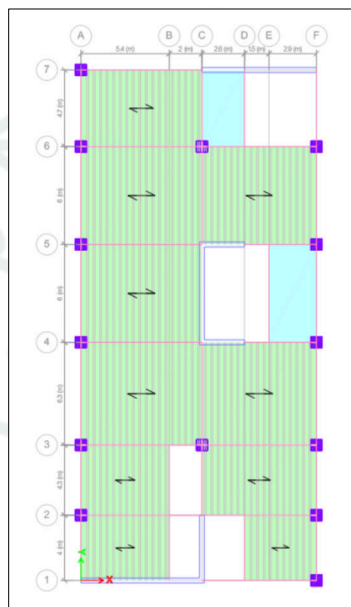


Figura 49. Vista en planta de Estructura 2. Captura pantalla de ETABS.

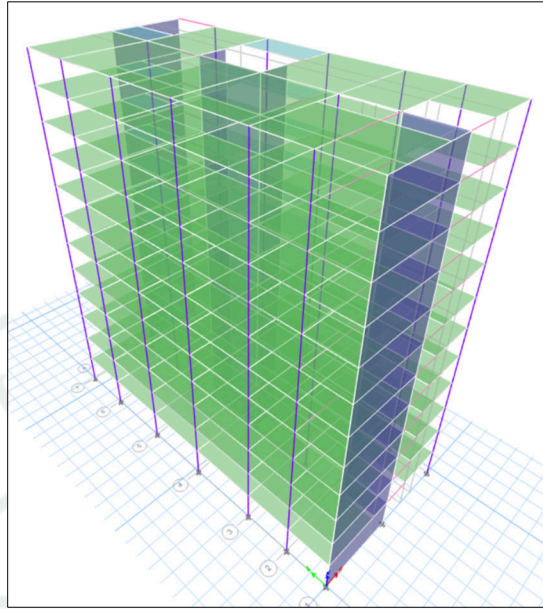


Figura 50. Vista en 3D de Estructura 2. Captura de pantalla de ETABS.

1.1.3. Estructura 3

La distribución geométrica de la edificación, así como las dimensiones entre ejes estructurales, se presentan en la vista en planta mostrada en la Figura 51 y en la Figura 52 se muestra la vista en 3D.



Figura 51. Vista en planta de Estructura 3. Captura pantalla de ETABS.

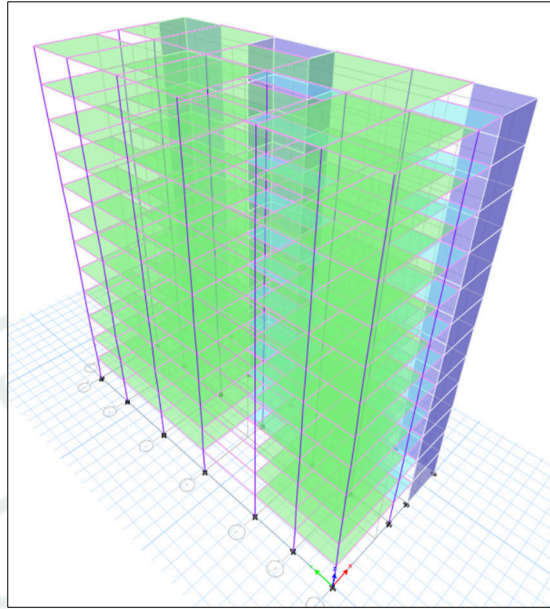


Figura 52. Vista en 3D de Estructura 3. Captura de pantalla de ETABS.

1.1.4. Estructura 4

La distribución geométrica de la edificación, así como las dimensiones entre ejes estructurales, se presentan en la vista en planta mostrada en la Figura 53 y en la Figura 54 se muestra la vista en 3D.

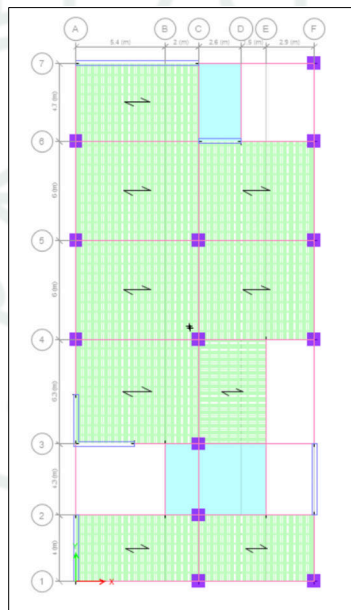


Figura 53. Vista en planta de Estructura 4. Captura pantalla de ETABS.

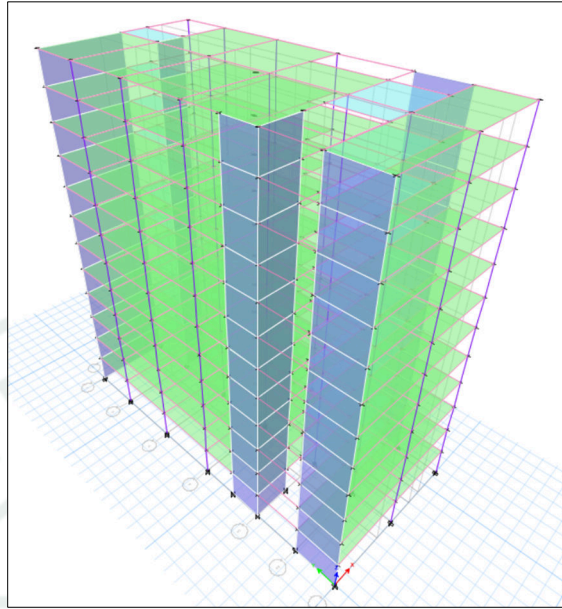


Figura 54. Vista en 3D de Estructura 4. Captura de pantalla de ETABS.

1.1.5. Estructura 5

La distribución geométrica de la edificación, así como las dimensiones entre ejes estructurales, se presentan en la vista en planta mostrada en la Figura 55 y en la Figura 56 se muestra la vista en 3D.

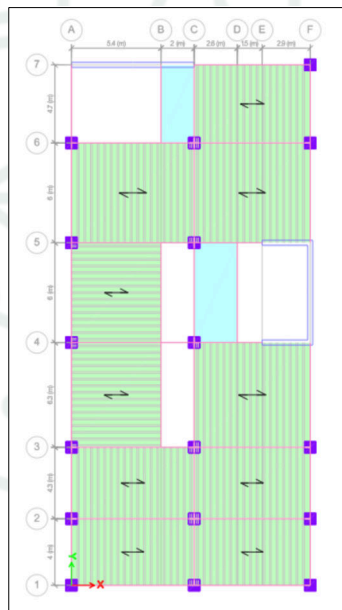


Figura 55. Vista en planta de Estructura 5. Captura pantalla de ETABS.

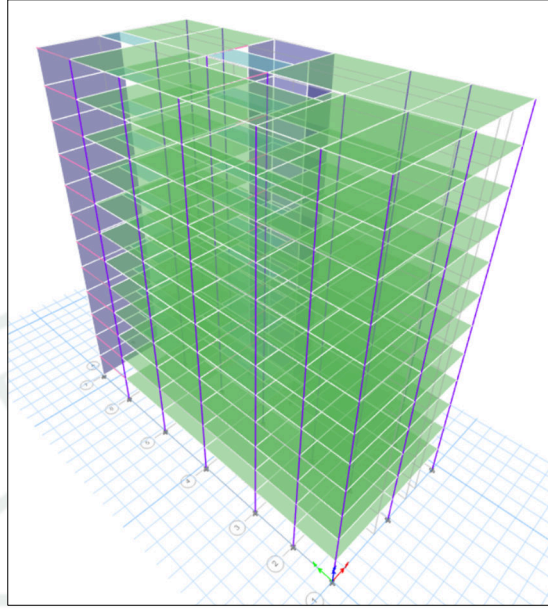


Figura 56. Vista en 3D de Estructura 5. Captura de pantalla de ETABS.

1.1.6. Estructura 6

La distribución geométrica de la edificación, así como las dimensiones entre ejes estructurales, se presentan en la vista en planta mostrada en la Figura 57 y en la Figura 58 se muestra la vista en 3D.

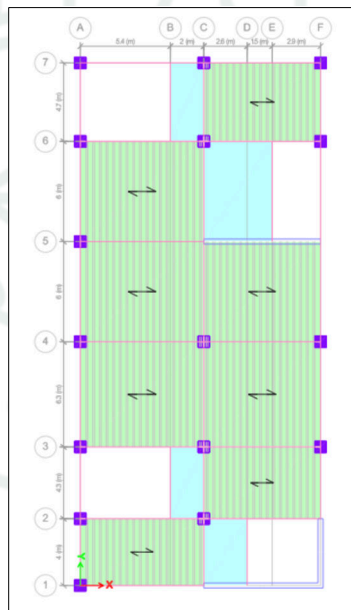


Figura 57. Vista en planta de Estructura 6. Captura pantalla de ETABS.

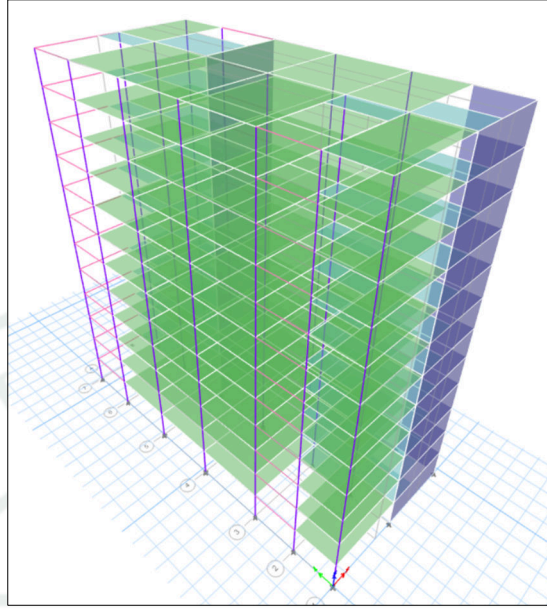


Figura 58. Vista en 3D de Estructura 6. Captura de pantalla de ETABS.

1.2. Predimensionamiento

Las dimensiones de los elementos estructurales se mantuvieron uniformes en la mayoría de los modelos analizados, dado que comparten una geometría similar. La única excepción corresponde a las columnas de la Estructura 4, cuyas secciones transversales fueron incrementadas con el propósito de controlar las derivas de entrepiso dentro de los límites establecidos por la Norma E.030. En la Tabla 9 se presenta un resumen de las dimensiones adoptadas para cada elemento en cada una de las estructuras estudiadas.

Tabla 9. Dimensiones de elementos estructurales. Elaboración propia.

Elemento estructural	Estructuras 1, 2, 3, 5 y 6	Estructura 4
Vigas (cm × cm)	60×40	60×40
Columnas (cm × cm)	70×70	80×80
Muro de concreto (cm)	30	35
Losa aligerada unidireccional (cm)	30	30
Losa maciza (cm)	25	25

1.3. Centro de masa y centro de rigidez

La Tabla 10 presenta las coordenadas del centro de masa (CM) y del centro de rigidez (CR) para cada una de las seis estructuras analizadas, obtenidas a partir del modelo estructural en ETABS

para el nivel 6 como piso representativo. Estos valores constituyen propiedades geométrico-estructurales de cada modelo, independientes del tipo de análisis sísmico aplicado, y permiten cuantificar la excentricidad entre ambos centros como indicador de la susceptibilidad torsional de cada estructura. Una mayor distancia entre el CM y el CR implica una mayor excentricidad estructural y, por tanto, una mayor tendencia a desarrollar respuesta torsional bajo excitación sísmica.

Tabla 10. Centro de masa, centro de rigidez y excentricidad de cada estructura. Elaboración propia.

Estructura	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)	e total (m)
E1	7.229	15.588	3.887	21.279	-3.342	5.691	6.600
E2	7.061	15.803	8.419	12.562	1.358	-3.241	3.514
E3	7.426	15.889	15.868	11.491	8.442	-4.397	9.519
E4	6.728	15.442	4.783	21.874	-1.945	6.431	6.719
E5	7.045	14.783	12.913	23.382	5.867	8.598	10.409
E6	7.405	15.595	13.229	9.664	5.824	-5.931	8.312

1.4. Parámetros sísmicos

El sistema estructural de los edificios analizados está conformado por muros estructurales de concreto armado dispuestos en ambas direcciones principales, complementados por pórticos de columnas y vigas. La ubicación de estos elementos varía entre los distintos modelos con el propósito de generar diferentes configuraciones y niveles de irregularidad estructural. Los parámetros sísmicos para las seis edificaciones son los siguientes:

Tabla 11. Parámetros sísmicos. Elaboración propia.

Parámetro	Valor	Descripción
Zona sísmica (Z)	0.35	Zona 3 - Arequipa
Factor de uso (U)	1	Edificaciones comunes: vivienda
Tipo de suelo	S2	Suelos rígidos - Arequipa
Factor de reducción R_{ox}	6	Muros estructurales
Factor de reducción R_{oy}	6	Muros estructurales

1.5. Irregularidad estructural

Con el fin de evaluar la influencia de la irregularidad torsional en el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado, se definieron seis estructuras con geometría en planta similar, igual número de pisos, mismo uso (vivienda), misma zona sísmica y mismo tipo de suelo. La variable diferenciadora entre los modelos es la ubicación de los muros de concreto, la cual determina el grado de irregularidad torsional en planta de cada estructura. De acuerdo con los criterios establecidos en la Norma Técnica, las Estructuras 1 y 2 presentan únicamente irregularidad torsional normal en la dirección X con $I_{px}=0.75$, siendo la Estructura 3 la única que presenta esta irregularidad en la dirección Y con $I_{py}=0.75$, producto de la distribución particular de sus muros de concreto. Las Estructuras 4, 5 y 6 presentan irregularidad torsional extrema en la dirección X con $I_{px}=0.60$. En todos los casos no se identificaron irregularidades en altura, obteniéndose factores $I_{ax}=I_{ay}=1$ para todos los modelos.

Tabla 12. Factores de irregularidad por estructura. Elaboración propia.

Factor de irregularidad	E1	E2	E3	E4	E5	E6
I_{ax}	1	1	1	1	1	1
I_{px}	0.75	0.75	1	0.6	0.6	0.6
I_{ay}	1	1	1	1	1	1
I_{py}	1	1	0.75	1	1	1

2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

2.1. Propiedades dinámicas

2.1.1. Período fundamental y modos de vibración

En la Tabla 13 se presentan los períodos y direcciones dominantes de los tres primeros modos de vibración para cada estructura analizada. El período fundamental varía entre 0.696s y 1.146s, lo que refleja la mayor rigidez aportada por los muros de concreto en el sistema estructural, siendo la Estructura 3 la de mayor período y por tanto la más flexible, mientras que la Estructura 2 presenta el menor período, indicando un comportamiento más rígido. El tercer modo corresponde en todos los casos a la dirección Z, evidenciando la presencia de un componente torsional en la respuesta dinámica de las estructuras.

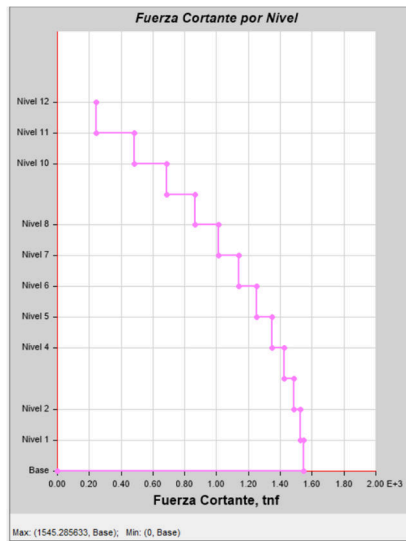
Tabla 13. Modos de vibración por estructura. Elaboración propia.

Modo	Estructura 1	Estructura 2	Estructura 3	Estructura 4	Estructura 5	Estructura 6
1	0.97 (X)	0.696 (Y)	1.146 (X)	0.9 (X)	1.03 (X)	0.992 (Y)
2	0.849 (Y)	0.652 (X)	0.904 (Y)	0.787 (Y)	0.748 (Y)	0.776 (X)
3	0.654 (Z)	0.484 (Z)	0.527 (Z)	0.567 (Z)	0.539 (Z)	0.481 (Z)

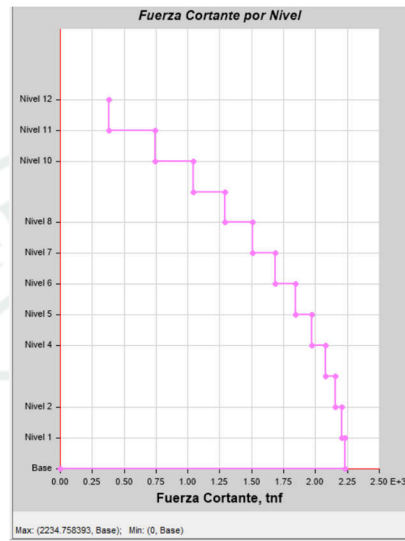
2.2. Fuerza Cortante

En las figuras siguientes se presentan los resultados de fuerza cortante obtenidos del análisis modal espectral para cada una de las seis estructuras en las direcciones X e Y. Los valores se expresan como cortante acumulada por piso, desde la cubierta hasta la base de la edificación, permitiendo visualizar la distribución de fuerzas sísmicas a lo largo de la altura de cada modelo. Cabe precisar que las cortantes por nivel se obtuvieron empleando un espectro elástico con factor $R = 1$, con el propósito de facilitar la comparación posterior con los resultados del análisis tiempo historia no lineal.

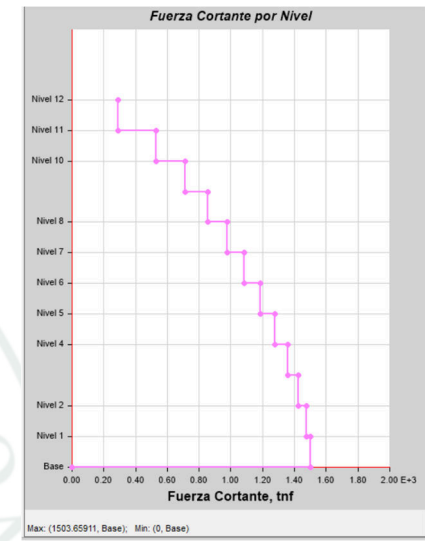
Figura 59. Fuerza cortante por nivel, dirección X. Capturas de pantalla de ETABS.



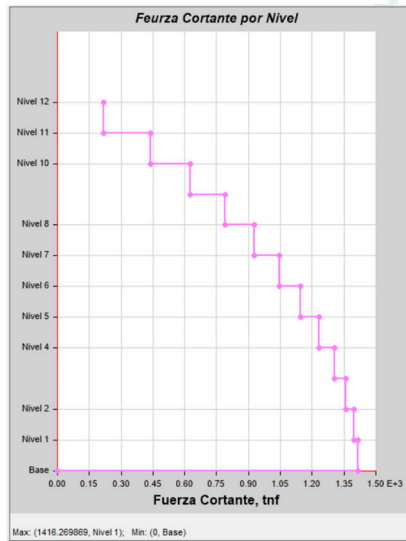
Estructura 1



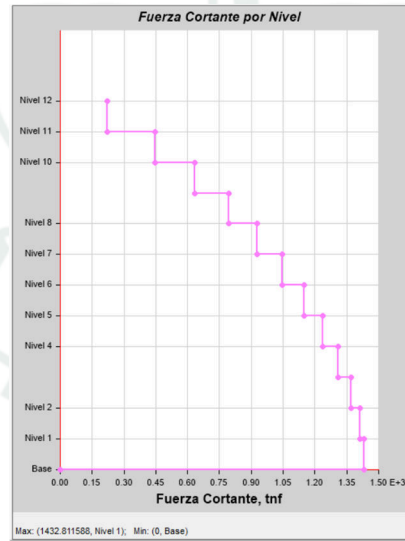
Estructura 2



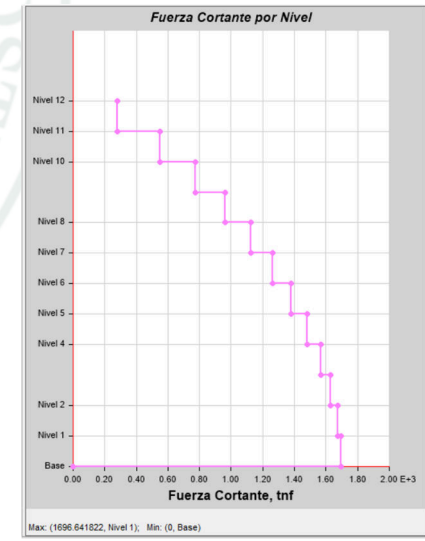
Estructura 3



Estructura 4

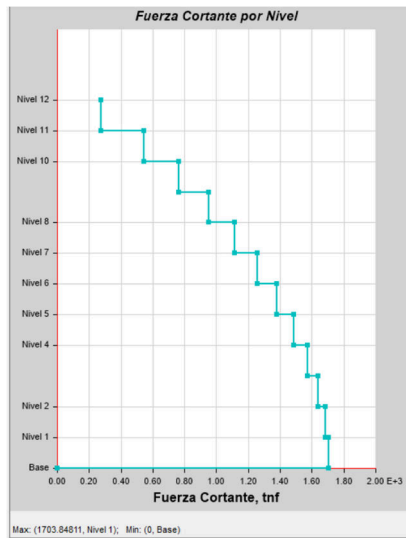


Estructura 5

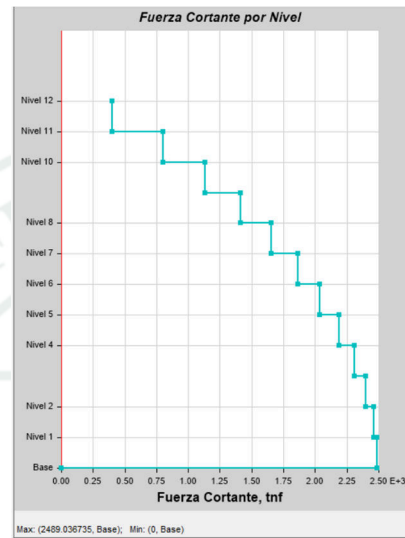


Estructura 6

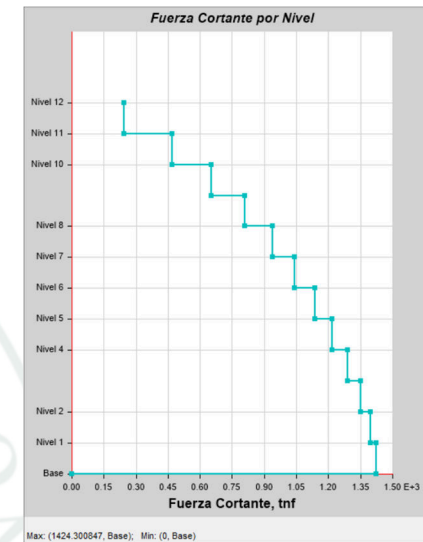
Figura 60. Fuerza cortante por nivel, dirección Y. Capturas de pantalla de ETABS.



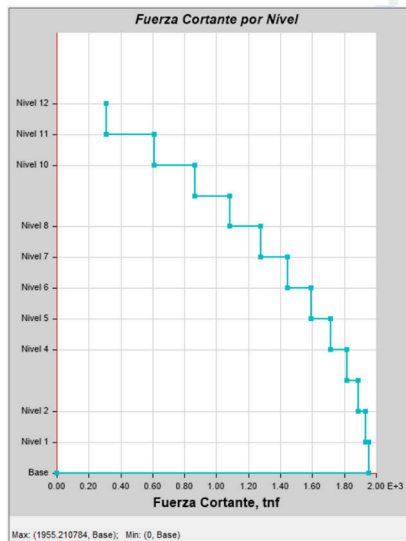
Estructura 1



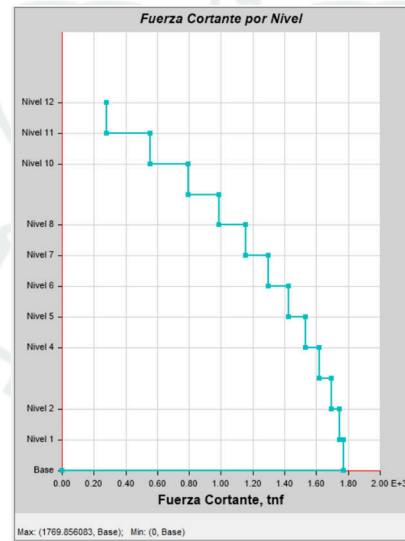
Estructura 2



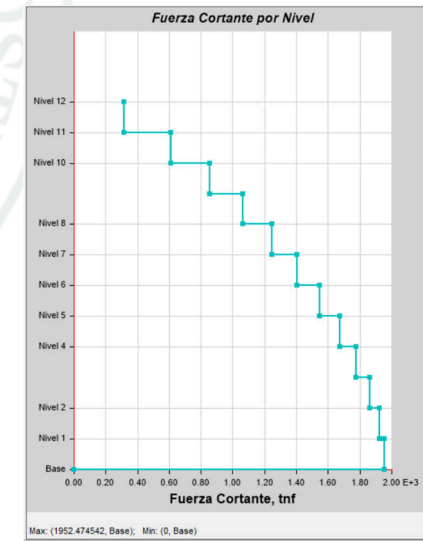
Estructura 3



Estructura 4



Estructura 5



Estructura 6

El resumen de las fuerzas cortantes por dirección y para cada estructura se muestra a continuación:

Tabla 14. Fuerza cortante por nivel, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1 (tnf)	E2 (tnf)	E3 (tnf)	E4 (tnf)	E5 (tnf)	E6 (tnf)
Nivel 12	244.34	380.68	288.69	257.92	223.22	330.95
Nivel 11	484.80	744.68	530.77	516.73	446.54	646.32
Nivel 10	689.35	1042.65	712.00	737.72	634.36	909.63
Nivel 9	863.18	1292.92	855.80	927.99	792.84	1131.57
Nivel 8	1011.79	1506.18	976.96	1089.86	928.36	1320.96
Nivel 7	1140.51	1688.81	1084.76	1228.94	1046.35	1484.79
Nivel 6	1251.72	1844.38	1184.08	1348.38	1149.26	1625.84
Nivel 5	1346.26	1974.39	1275.99	1449.90	1237.10	1744.68
Nivel 4	1424.03	2079.11	1358.41	1533.81	1310.67	1841.72
Nivel 3	1484.03	2157.81	1427.07	1599.36	1369.61	1917.12
Nivel 2	1524.86	2209.64	1477.13	1644.25	1411.91	1969.17
Nivel 1	1545.29	2234.76	1503.66	1666.51	1432.81	1996.52
Máximo (tnf)	1545.29	2234.76	1503.66	1666.51	1432.81	1996.52

Tabla 15. Fuerza cortante por nivel, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1 (tnf)	E2 (tnf)	E3 (tnf)	E4 (tnf)	E5 (tnf)	E6 (tnf)
Nivel 12	275.95	403.93	243.71	308.23	277.96	316.05
Nivel 11	542.93	803.56	471.22	609.78	556.96	610.98
Nivel 10	763.24	1134.71	654.20	864.71	791.36	854.76
Nivel 9	951.59	1414.89	808.98	1085.93	988.48	1062.97
Nivel 8	1114.67	1654.86	937.47	1279.11	1155.18	1244.63
Nivel 7	1256.91	1861.35	1042.69	1447.69	1298.34	1405.13
Nivel 6	1380.44	2038.22	1135.54	1593.23	1422.77	1547.26
Nivel 5	1485.81	2186.98	1218.71	1715.86	1530.28	1671.89
Nivel 4	1572.27	2307.60	1291.41	1814.57	1620.60	1777.74
Nivel 3	1638.17	2399.05	1351.80	1887.81	1692.58	1862.11
Nivel 2	1682.17	2459.95	1397.72	1934.31	1743.84	1921.33
Nivel 1	1703.85	2489.04	1424.30	1955.21	1769.86	1952.47
Máximo (tnf)	1703.85	2489.04	1424.30	1955.21	1769.86	1952.47

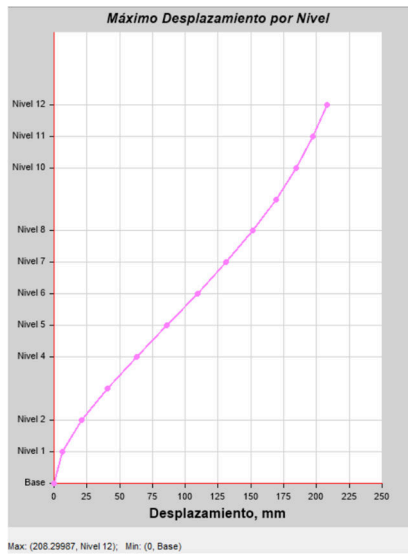
2.3. Desplazamientos

A continuación, se presentan los desplazamientos máximos obtenidos del análisis modal espectral para cada una de las seis estructuras en las direcciones X e Y. Estos valores representan el desplazamiento total de cada nivel respecto a la base de la edificación y permiten identificar el comportamiento global de cada modelo. La comparación entre estructuras con irregularidad

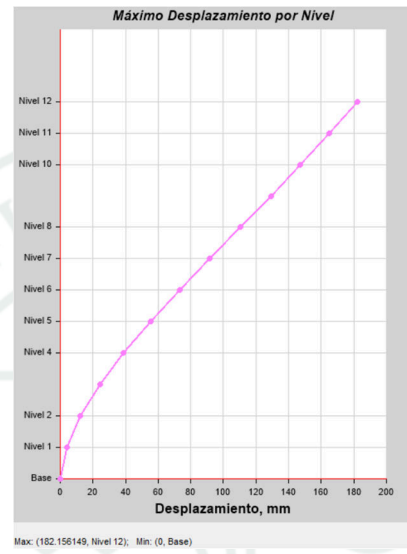
torsional extrema y aquellas con irregularidad torsional normal permite evaluar la influencia de la distribución de muros de concreto en la magnitud de los desplazamientos obtenidos. Al igual que en el caso de la cortante basal, los resultados fueron obtenidos empleando un espectro elástico con factor $R = 1$, con el propósito de facilitar la comparación posterior con los resultados del análisis tiempo historia no lineal.



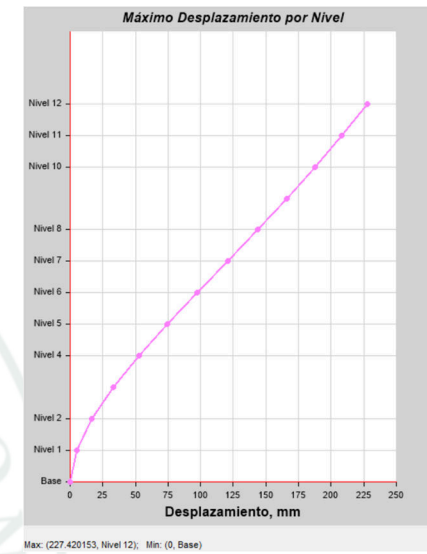
Figura 61. Máximo desplazamiento por nivel, dirección X. Capturas de pantalla de ETABS.



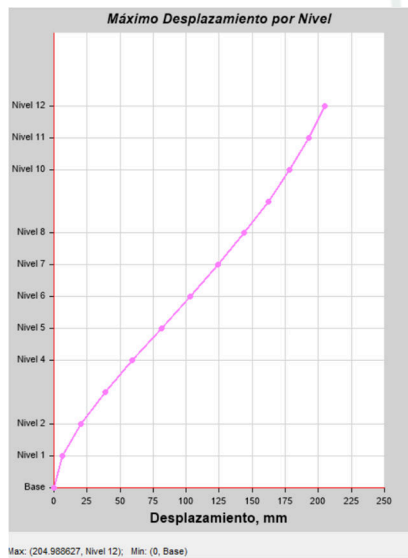
Estructura 1



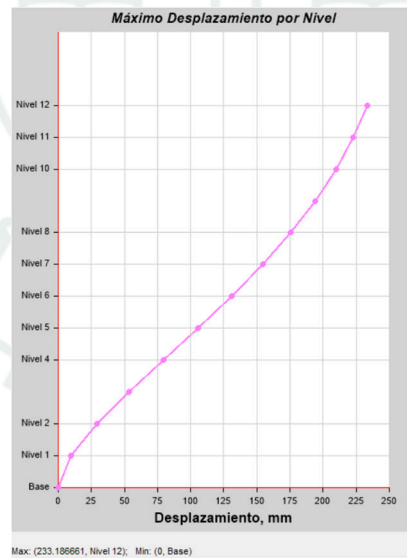
Estructura 2



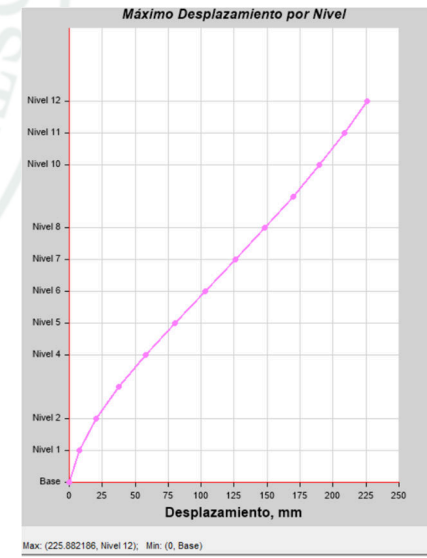
Estructura 3



Estructura 4

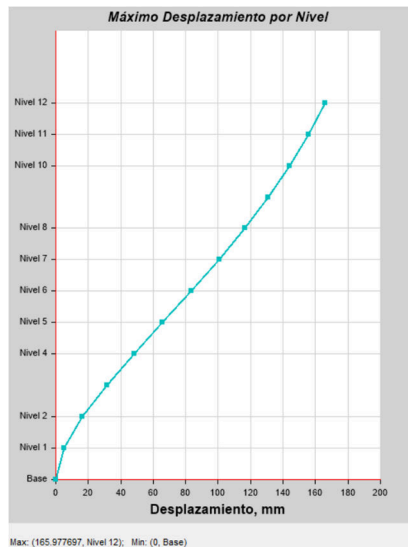


Estructura 5

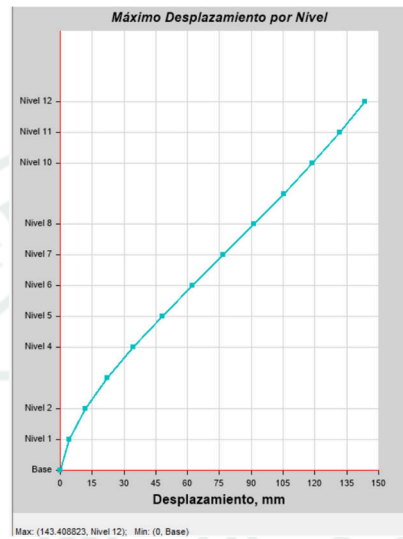


Estructura 6

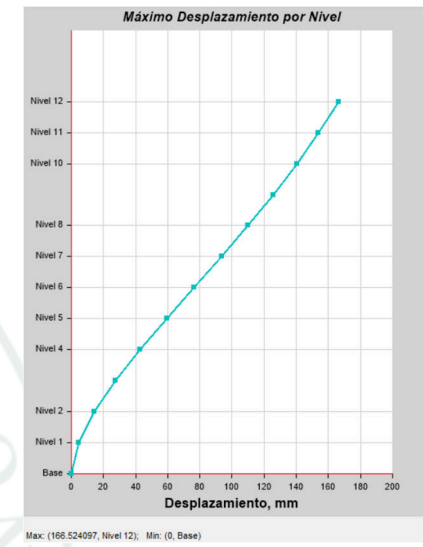
Figura 62. Máximo desplazamiento por nivel, dirección Y. Capturas de pantalla de ETABS.



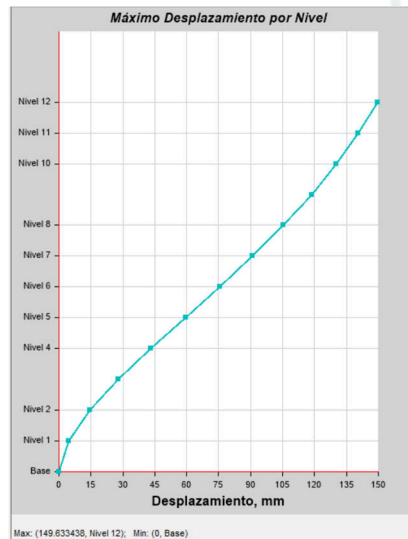
Estructura 1



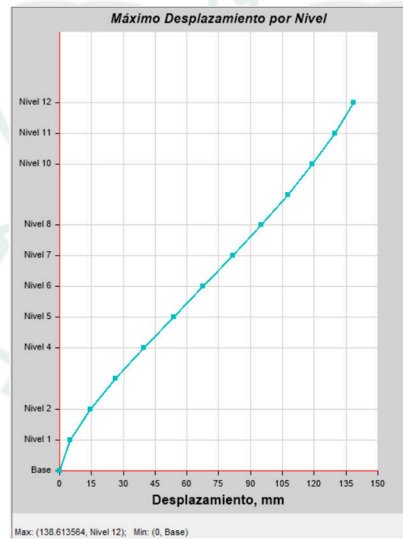
Estructura 2



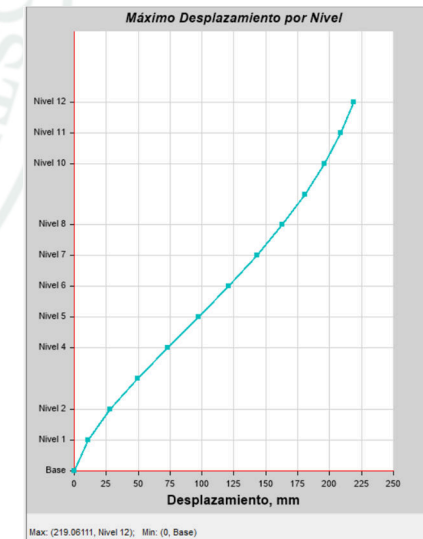
Estructura 3



Estructura 4



Estructura 5



Estructura 6

El resumen de los desplazamientos por dirección y para cada estructura se muestra a continuación:

Tabla 16. Máximo desplazamiento por nivel, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	E4 (mm)	E5 (mm)	E6 (mm)
Nivel 12	208.30	182.16	227.42	204.99	233.19	225.88
Nivel 11	197.14	165.00	207.99	192.46	222.96	208.56
Nivel 10	184.22	147.30	187.63	178.17	210.05	189.77
Nivel 9	169.04	129.09	166.26	162.03	194.32	169.68
Nivel 8	151.31	110.48	143.92	143.98	175.76	148.30
Nivel 7	131.17	91.74	120.89	124.21	154.52	125.89
Nivel 6	109.17	73.21	97.59	103.10	130.97	102.90
Nivel 5	86.03	55.38	74.63	81.24	105.66	79.94
Nivel 4	62.69	38.81	52.79	59.42	79.40	57.80
Nivel 3	40.40	24.17	33.03	38.69	53.35	37.46
Nivel 2	20.91	12.22	16.58	20.45	29.20	20.10
Nivel 1	6.39	3.85	4.92	6.55	9.65	7.24
Máximo (mm)	208.30	182.16	227.42	204.99	233.19	225.88

Tabla 17. Máximo desplazamiento por nivel, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	E4 (mm)	E5 (mm)	E6 (mm)
Nivel 12	165.98	143.41	166.52	149.37	138.61	219.06
Nivel 11	155.67	131.49	153.94	140.42	129.79	208.86
Nivel 10	144.06	118.67	140.22	130.17	119.20	195.98
Nivel 9	131.01	105.21	125.53	118.54	107.51	180.76
Nivel 8	116.45	91.17	109.87	105.44	94.94	163.08
Nivel 7	100.51	76.75	93.40	91.00	81.60	143.02
Nivel 6	83.48	62.24	76.42	75.50	67.71	120.93
Nivel 5	65.81	48.00	59.35	59.37	53.60	97.37
Nivel 4	48.13	34.48	42.75	43.24	39.65	73.14
Nivel 3	31.30	22.21	27.36	27.91	26.42	49.37
Nivel 2	16.49	11.82	14.16	14.50	14.56	27.73
Nivel 1	5.27	4.04	4.41	4.47	5.00	10.57
Máximo (mm)	165.98	143.41	166.52	149.37	138.61	219.06

2.4. Derivas

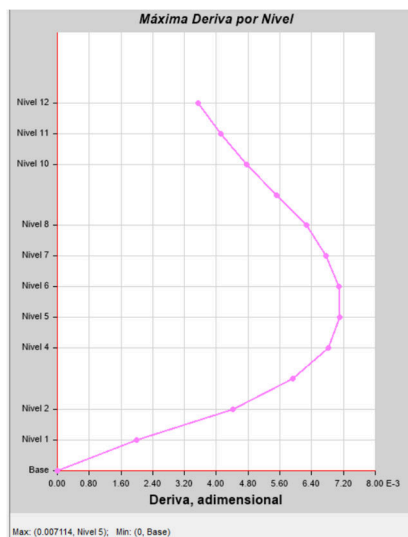
Como indica la Norma E.030 (MVCS, 2018), las derivas deben ser la multiplicación de los resultados obtenidos análisis lineal elástico con las fuerzas sísmicas reducidas por 0.75R para estructuras regulares o 0.85R para estructuras irregulares.

2.4.1. Deriva reducida

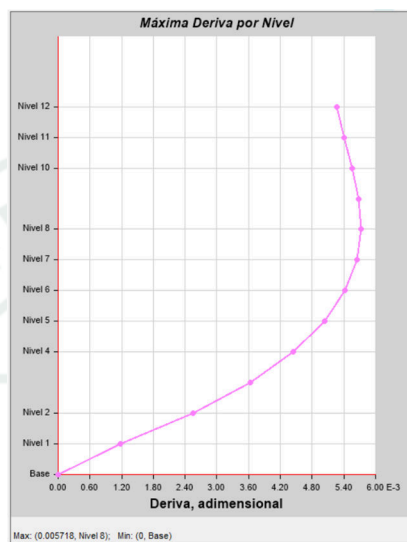
En las figuras siguientes se presentan las derivas de entrepiso obtenidas del análisis modal espectral considerando el factor de reducción sísmica R correspondiente a cada estructura y dirección de análisis, denominadas en el presente estudio como derivas normativas. Los valores fueron verificados conforme al límite de 0.007 establecido por la NTE E.030 (2018) vigente al momento del diseño de los modelos. En términos generales, las seis estructuras presentan derivas dentro del límite normativo, a excepción de la Estructura X en la dirección Y/X, la cual registra una deriva máxima de 0.0071, superando marginalmente el límite establecido en un 1.4%.



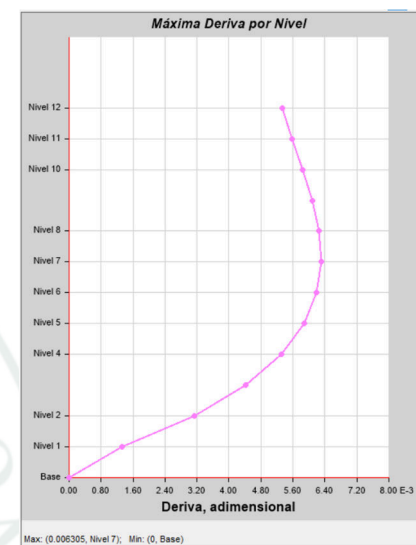
Figura 63. Deriva reducida, dirección X. Capturas de pantalla de ETABS.



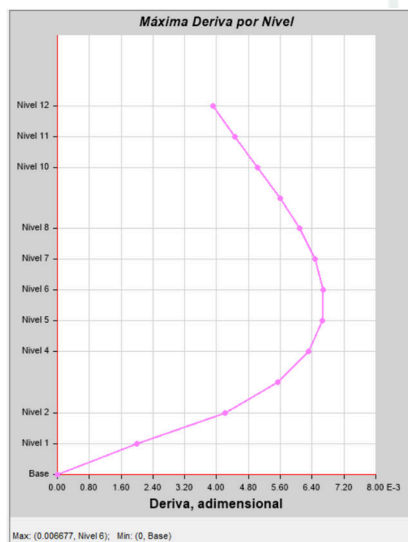
Estructura 1



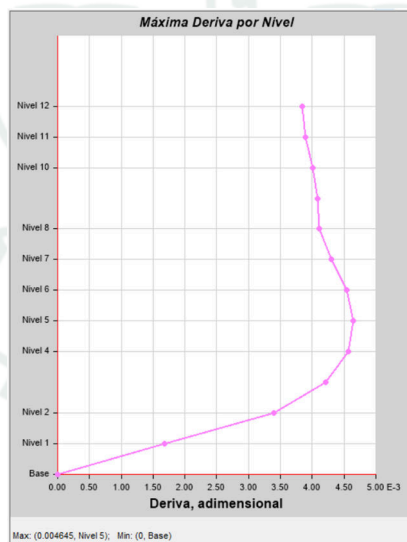
Estructura 2



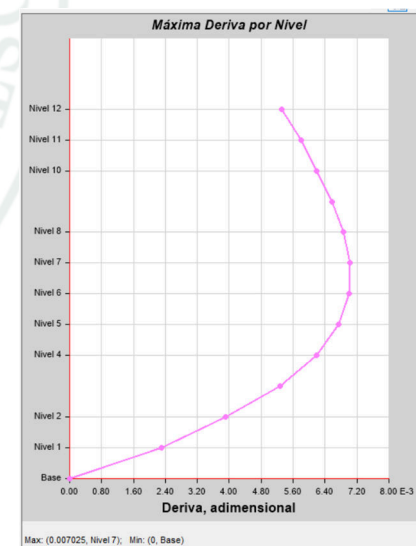
Estructura 3



Estructura 4

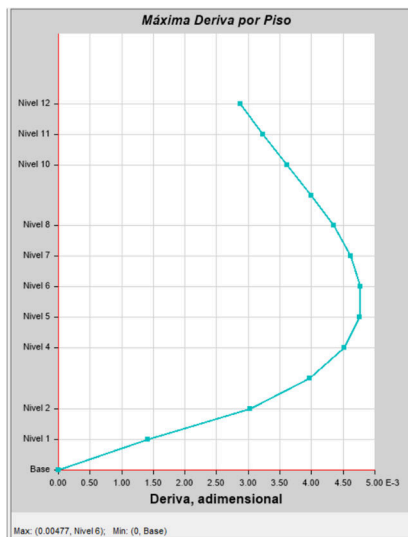


Estructura 5

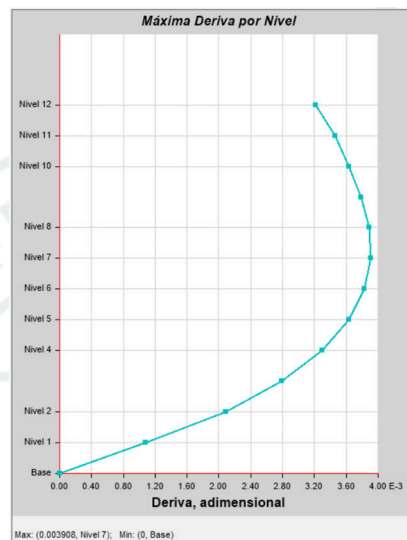


Estructura 6

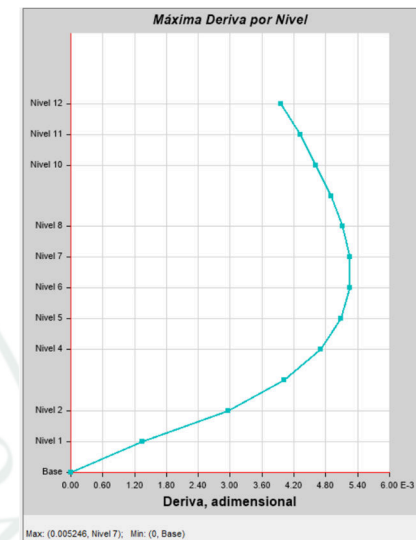
Figura 64. Deriva reducida, dirección Y. Capturas de pantalla de ETABS.



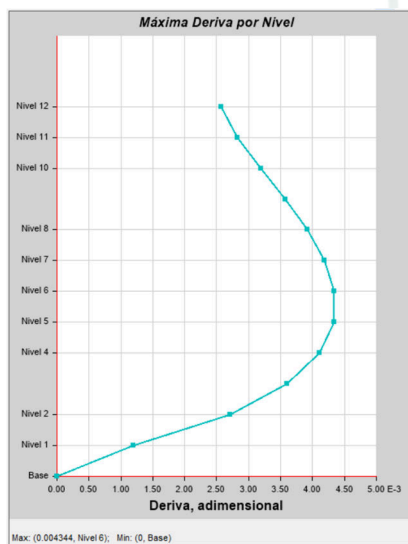
Estructura 1



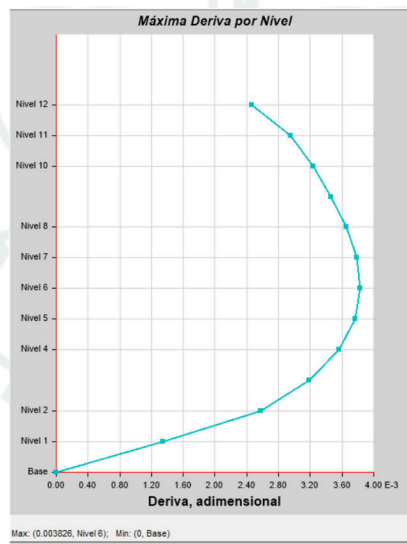
Estructura 2



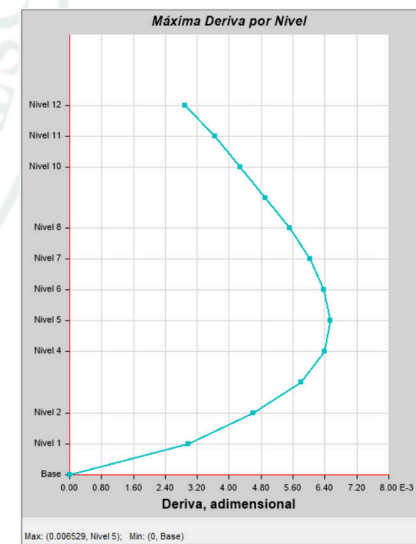
Estructura 3



Estructura 4



Estructura 5



Estructura 6

El resumen de las derivas reducidas por dirección y para cada estructura se muestra a continuación:

Tabla 18. Deriva reducida, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Nivel 12	0.0035	0.0053	0.0053	0.0039	0.0038	0.0053
Nivel 11	0.0041	0.0054	0.0056	0.0045	0.0039	0.0058
Nivel 10	0.0048	0.0056	0.0059	0.0050	0.0040	0.0062
Nivel 9	0.0055	0.0057	0.0061	0.0056	0.0041	0.0066
Nivel 8	0.0063	0.0057	0.0063	0.0061	0.0041	0.0069
Nivel 7	0.0068	0.0056	0.0063	0.0065	0.0043	0.0070
Nivel 6	0.0071	0.0054	0.0062	0.0067	0.0045	0.0070
Nivel 5	0.0071	0.0050	0.0059	0.0066	0.0046	0.0067
Nivel 4	0.0068	0.0044	0.0053	0.0063	0.0046	0.0062
Nivel 3	0.0059	0.0036	0.0044	0.0055	0.0042	0.0053
Nivel 2	0.0044	0.0025	0.0031	0.0042	0.0034	0.0039
Nivel 1	0.0020	0.0012	0.0013	0.0020	0.0017	0.0023
Máximo	0.0071	0.0057	0.0063	0.0067	0.0046	0.0070

Tabla 19. Deriva reducida, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Nivel 12	0.0029	0.0032	0.0040	0.0026	0.0025	0.0029
Nivel 11	0.0032	0.0035	0.0043	0.0028	0.0029	0.0036
Nivel 10	0.0036	0.0036	0.0046	0.0032	0.0032	0.0043
Nivel 9	0.0040	0.0038	0.0049	0.0036	0.0035	0.0049
Nivel 8	0.0044	0.0039	0.0051	0.0039	0.0037	0.0055
Nivel 7	0.0046	0.0039	0.0052	0.0042	0.0038	0.0060
Nivel 6	0.0048	0.0038	0.0052	0.0043	0.0038	0.0064
Nivel 5	0.0048	0.0036	0.0051	0.0043	0.0038	0.0065
Nivel 4	0.0045	0.0033	0.0047	0.0041	0.0036	0.0064
Nivel 3	0.0040	0.0028	0.0040	0.0036	0.0032	0.0058
Nivel 2	0.0030	0.0021	0.0030	0.0027	0.0026	0.0046
Nivel 1	0.0014	0.0011	0.0013	0.0012	0.0013	0.0030
Máximo	0.0048	0.0039	0.0052	0.0043	0.0038	0.0065

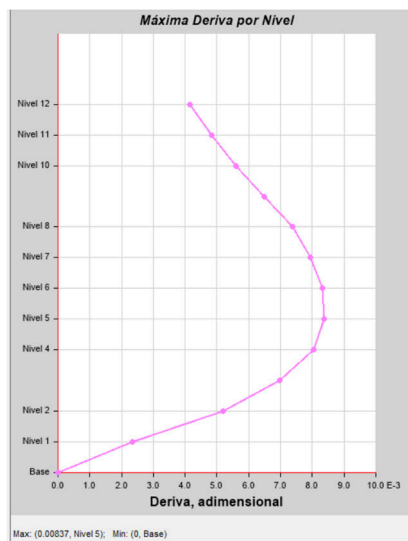
2.4.2. Deriva elástica

Adicionalmente, se presentan las derivas de entrepiso obtenidas empleando un espectro elástico con factor $R=1$, con el propósito de facilitar la comparación posterior con los resultados del análisis tiempo historia no lineal. Estos valores, al no incorporar reducción por ductilidad, son

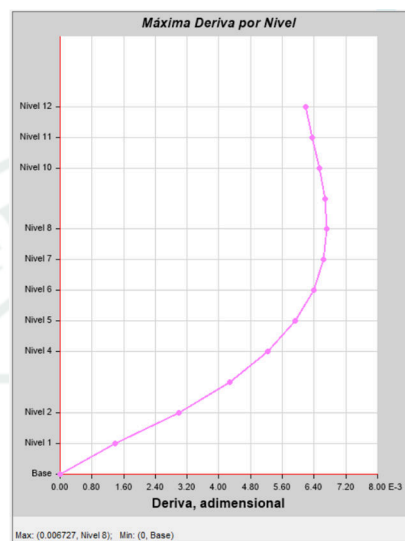
significativamente mayores a las derivas normativas y no están sujetos al límite establecido por la NTE E.030, constituyendo únicamente un parámetro de referencia para el análisis comparativo entre metodologías.



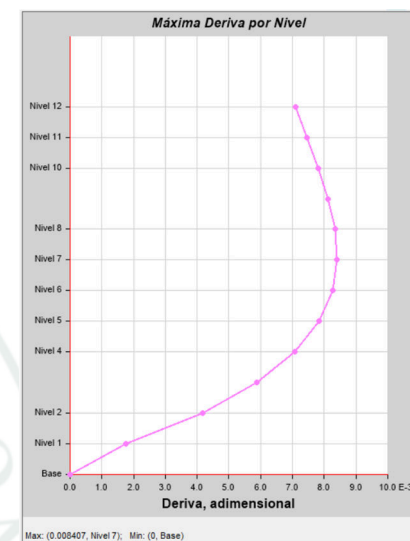
Figura 65. Deriva elástica, dirección X. Capturas de pantalla de ETABS.



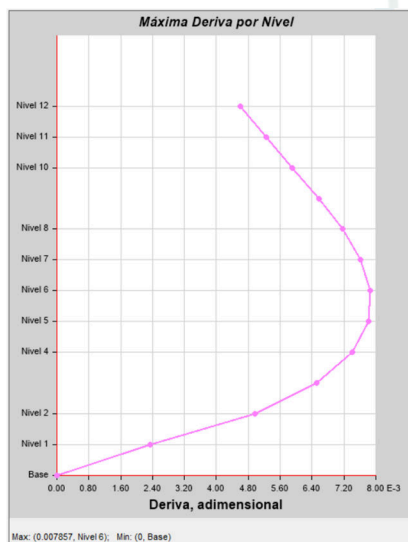
Estructura 1



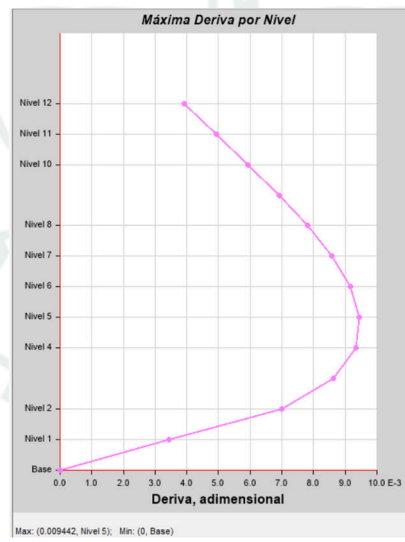
Estructura 2



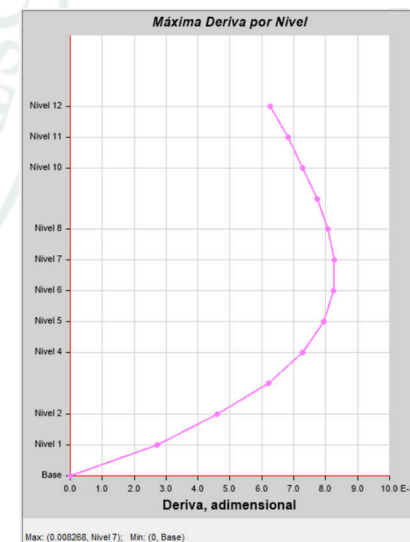
Estructura 3



Estructura 4

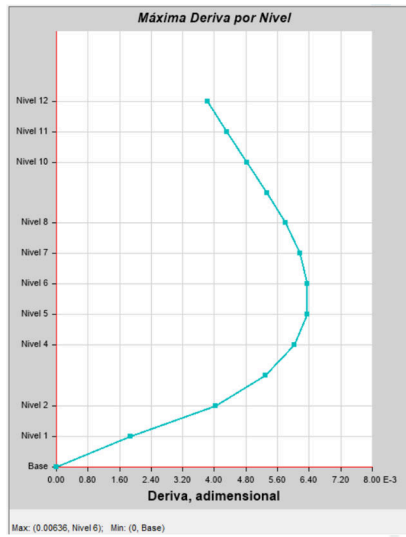


Estructura 5

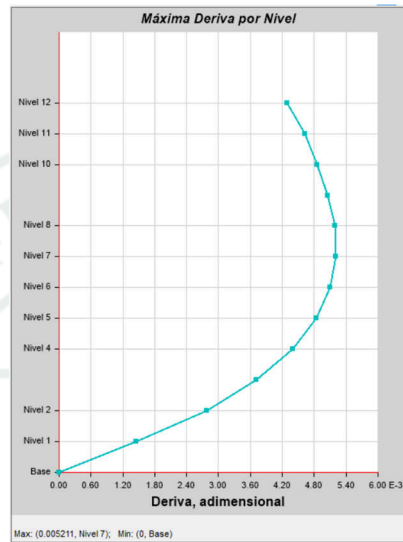


Estructura 6

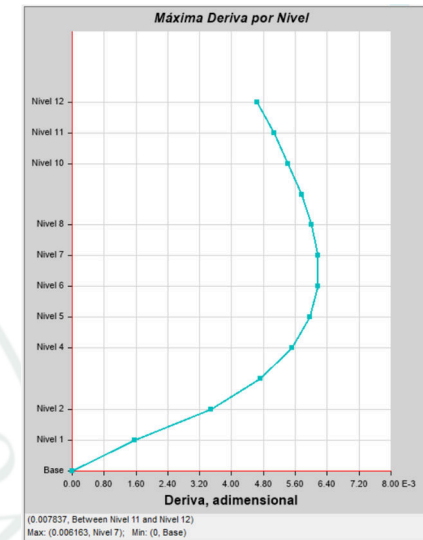
Figura 66. Deriva elástica, dirección Y. Capturas de pantalla de ETABS.



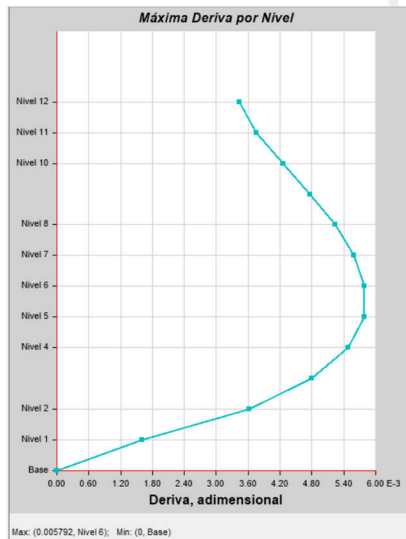
Estructura 1



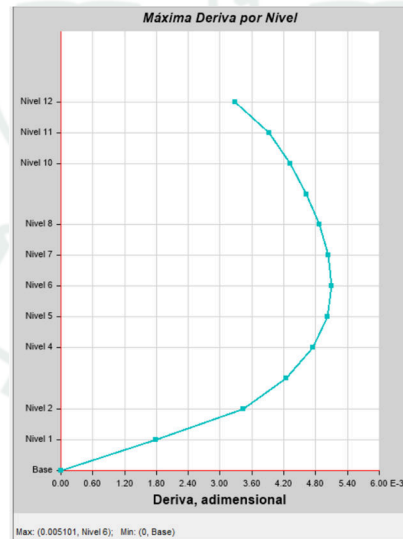
Estructura 2



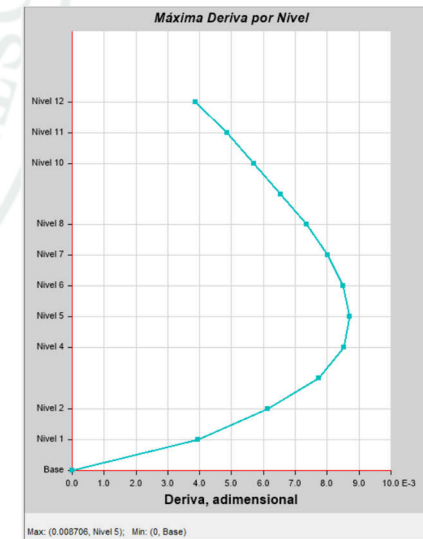
Estructura 3



Estructura 4



Estructura 5



Estructura 6

El resumen de las derivas elásticas por dirección y para cada estructura se muestra a continuación:

Tabla 20. Deriva elástica, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Nivel 12	0.0042	0.0062	0.0071	0.0046	0.0039	0.0063
Nivel 11	0.0048	0.0064	0.0074	0.0052	0.0049	0.0068
Nivel 10	0.0056	0.0065	0.0078	0.0059	0.0059	0.0073
Nivel 9	0.0065	0.0067	0.0081	0.0066	0.0069	0.0077
Nivel 8	0.0074	0.0067	0.0083	0.0072	0.0078	0.0081
Nivel 7	0.0079	0.0066	0.0084	0.0076	0.0086	0.0083
Nivel 6	0.0083	0.0064	0.0083	0.0079	0.0091	0.0082
Nivel 5	0.0084	0.0059	0.0078	0.0078	0.0094	0.0079
Nivel 4	0.0080	0.0052	0.0071	0.0074	0.0093	0.0073
Nivel 3	0.0070	0.0043	0.0059	0.0065	0.0086	0.0062
Nivel 2	0.0052	0.0030	0.0042	0.0050	0.0070	0.0046
Nivel 1	0.0023	0.0014	0.0018	0.0023	0.0034	0.0027
Máximo	0.0084	0.0067	0.0084	0.0079	0.0094	0.0083

Tabla 21. Deriva elástica, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Nivel 12	0.0038	0.0043	0.0046	0.0034	0.0033	0.0039
Nivel 11	0.0043	0.0046	0.0051	0.0038	0.0039	0.0049
Nivel 10	0.0048	0.0048	0.0054	0.0043	0.0043	0.0057
Nivel 9	0.0053	0.0051	0.0058	0.0048	0.0046	0.0065
Nivel 8	0.0058	0.0052	0.0060	0.0052	0.0049	0.0073
Nivel 7	0.0062	0.0052	0.0062	0.0056	0.0050	0.0080
Nivel 6	0.0064	0.0051	0.0062	0.0058	0.0051	0.0085
Nivel 5	0.0063	0.0048	0.0060	0.0058	0.0050	0.0087
Nivel 4	0.0060	0.0044	0.0055	0.0055	0.0047	0.0085
Nivel 3	0.0053	0.0037	0.0047	0.0048	0.0042	0.0077
Nivel 2	0.0040	0.0028	0.0035	0.0036	0.0034	0.0061
Nivel 1	0.0019	0.0014	0.0016	0.0016	0.0018	0.0040
Máximo	0.0064	0.0052	0.0062	0.0058	0.0051	0.0087

2.5. Relación de irregularidad torsional

En las siguientes tablas se presentan los valores de la relación de irregularidad torsional obtenidos del análisis modal espectral para cada una de las seis estructuras en las direcciones X e Y, expresados por nivel. Dicha relación se define como el cociente entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento promedio de los extremos del diafragma en cada piso. Se identifican los

umbrales de 1.3 y 1.5 que delimitan la condición de irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema respectivamente, permitiendo visualizar el comportamiento de cada modelo a lo largo de la altura de la edificación y en ambas direcciones de análisis.

Tabla 22. Relación de irregularidad por nivel, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Nivel 12	1.294	1.386	1.187	1.361	1.410	1.490
Nivel 11	1.316	1.385	1.189	1.374	1.429	1.497
Nivel 10	1.338	1.386	1.191	1.389	1.449	1.505
Nivel 9	1.360	1.387	1.194	1.405	1.468	1.513
Nivel 8	1.381	1.387	1.197	1.420	1.488	1.521
Nivel 7	1.401	1.388	1.200	1.435	1.507	1.529
Nivel 6	1.420	1.388	1.202	1.451	1.528	1.537
Nivel 5	1.439	1.386	1.203	1.467	1.550	1.545
Nivel 4	1.456	1.384	1.204	1.483	1.573	1.553
Nivel 3	1.471	1.378	1.202	1.500	1.595	1.560
Nivel 2	1.482	1.367	1.199	1.517	1.615	1.568
Nivel 1	1.478	1.350	1.188	1.532	1.632	1.574
Máximo	1.482	1.388	1.204	1.532	1.632	1.574

Tabla 23. Relación de irregularidad por nivel, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Nivel 12	1.065	1.077	1.294	1.024	1.162	1.115
Nivel 11	1.069	1.077	1.303	1.026	1.168	1.116
Nivel 10	1.074	1.077	1.313	1.028	1.175	1.118
Nivel 9	1.079	1.077	1.323	1.030	1.183	1.120
Nivel 8	1.084	1.077	1.333	1.032	1.191	1.122
Nivel 7	1.089	1.076	1.343	1.034	1.199	1.123
Nivel 6	1.095	1.076	1.353	1.036	1.207	1.125
Nivel 5	1.100	1.075	1.362	1.038	1.215	1.127
Nivel 4	1.106	1.074	1.370	1.040	1.223	1.129
Nivel 3	1.111	1.073	1.376	1.041	1.228	1.131
Nivel 2	1.114	1.069	1.379	1.042	1.226	1.133
Nivel 1	1.110	1.061	1.366	1.038	1.210	1.133
Máximo	1.114	1.077	1.379	1.042	1.228	1.133

2.6. Cortante de diseño

En la Tabla 24 se presentan las fuerzas de diseño obtenidas para cada una de las seis estructuras en las direcciones X e Y. De acuerdo con la NTE E.030 (MVCS, 2018), la fuerza cortante basal obtenida del análisis modal espectral no puede ser menor al 80% de la cortante basal estática para

estructuras regulares, ni al 90% para estructuras irregulares. En los casos en que dicha condición no fue satisfecha, las fuerzas del análisis modal espectral fueron amplificadas mediante un factor de escala calculado independientemente para cada dirección de análisis, hasta alcanzar el mínimo normativo correspondiente. Las fuerzas de diseño así obtenidas constituyen la base para el dimensionamiento y verificación de los elementos estructurales de cada modelo.

Tabla 24. Cortante de diseño por dirección para cada estructura. Elaboración propia.

Estructura	Dirección	V. FEE (tnf)	V. AME (tnf)	Amplificación	V. Diseño (tnf)
E1	X	560.18	367.25	1.37	504.16
	Y	480.01	283.39	1.36	384.01
E2	X	806.02	496.58	1.46	725.42
	Y	645.31	414.84	1.24	516.25
E3	X	360.66	245.75	1.32	324.59
	Y	609.61	311.82	1.56	487.69
E4	X	752.92	443.42	1.53	677.63
	Y	516.53	310.92	1.33	413.22
E5	X	665.69	369.25	1.62	599.12
	Y	550.00	290.83	1.51	440.00
E6	X	902.58	554.46	1.47	812.32
	Y	423.63	325.41	1.04	338.90

2.7. Diseño estructural

En el presente acápite se presentan los resultados del diseño de acero de refuerzo para vigas y columnas de las seis estructuras analizadas. Se emplearon las siguientes propiedades de los materiales: resistencia a la compresión del concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para vigas, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para columnas y muros, y resistencia a la fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para todos los elementos. Las fuerzas de diseño utilizadas corresponden a las fuerzas amplificadas obtenidas del análisis modal espectral, una vez verificado el cumplimiento del mínimo normativo establecido por la NTE E.030 (MVCS, 2018) respecto a la cortante basal estática equivalente.

2.7.1. Diseño de columnas

Tabla 25. Diseño de columna de todas las estructuras. Elaboración propia.

Estructura	Sección (cm)	As req. (cm ²)	As col. (cm ²)	Varillas	Cuantía (%)
E1	70×70	73.39	81.6	16Ø1"	1.67
E2	70×70	49	54.48	12Ø3/4"	1.11
E3	70×70	59.98	61.2	12Ø1"	1.25
E4	80×80	64	81.6	16Ø1"	1.28
E5	70×70	49	54.48	12Ø3/4"	1.11
E6	70×70	49	54.48	12Ø3/4"	1.11

Si bien el diseño de las columnas se realizó en base al acero recomendado por ETABS conforme a la NTE E.060, los diagramas de interacción fueron construidos con el propósito de caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos, por lo que se presentan en el Anexo 1, en el marco del análisis tiempo historia no lineal.

2.7.2. Diseño de vigas

Tabla 26. Diseño de vigas de todas las estructuras. Elaboración propia.

Estructura	Viga	Sección (cm)	As+ req. (cm ²)	As+ col. (cm ²)	As- req. (cm ²)	As- col. (cm ²)
E1	Vd	60×40	32.88	33.44	33.77	33.44
E2	Ve	60×40	23.76	25.5	22.62	25.5
E3	Vd	60×40	22.05	22.72	23.4	25.5
E4	Vd	60×40	22.32	22.72	29.35	30.6
E5	Vd	60×40	27.76	28.92	34.25	33.44
E6	Vdx	60×40	32.75	33.44	34.25	33.44

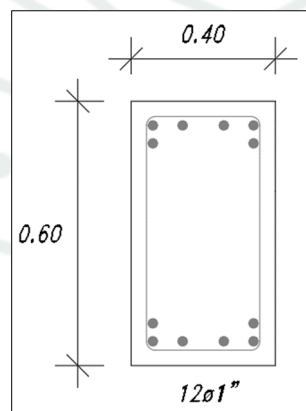


Figura 67. Sección transversal - Viga E1-Vd

Los resultados del diseño de acero para los tipos de viga Va, Vb, Vc y Vd de cada estructura, incluyendo acero requerido y acero colocado, se presentan en el Anexo 2.

2.7.3. Diseño de muros de concreto

Dado que el objetivo del estudio es la comparación de la respuesta sísmica mediante análisis modal espectral y análisis tiempo historia no lineal, no se desarrolló un diseño detallado de muros por esfuerzos axiales y cortantes. Sin embargo, se verificó la capacidad resistente a cortante de los muros estructurales de las seis estructuras conforme al Art. 11.10 de la NTE E.060 (MVCS, 2009), empleando las solicitaciones obtenidas del análisis modal espectral. Para ello se adoptó una cuantía de refuerzo horizontal mínima $\rho=0.0025$ y un espesor de 0.30 m para todos los muros, con excepción de los muros en la dirección X de la Estructura 6, en los cuales se incrementó el espesor a 0.35 m al presentar relaciones demanda/capacidad ligeramente superiores a la unidad con el espesor original. Con estas dimensiones, todos los muros satisfacen la condición $\phi V_n \geq V_u$, con relaciones demanda/capacidad inferiores a la unidad, lo que confirma su comportamiento en el rango elástico bajo las solicitaciones de diseño. A continuación, se muestra una tabla con los muros más críticos por estructura, los resultados detallados de la verificación se presentan en el Anexo 3.

Tabla 27. Muro más crítico por estructura. Verificación a cortante. Elaboración propia.

Estructura	Muro	Dir.	Lw (m)	tw (m)	Vn (tnf)	ϕV_n (tnf)	Vu (tnf)	D/C
E1	Muro 5	X	2.60	0.30	186.32	158.37	99.64	0.629
E2	Muro 4	Y	6.00	0.30	429.96	365.46	245.74	0.672
E3	Muro 1	X	4.40	0.30	315.30	268.01	118.73	0.443
E4	Muro 3	X	3.50	0.30	250.81	213.19	197.39	0.926
E5	Muro 1	X	2.90	0.30	207.81	176.64	95.12	0.538
E6	Muro 3	X	7.00	0.35	585.22	497.44	485.65	0.976

3. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

3.1. Registros sísmicos

La Tabla 6 presenta los registros sísmicos seleccionados para todos los análisis tiempo historia, indicando su localización epicentral con referencia a ciudades cercanas, así como las coordenadas geográficas, profundidad focal, magnitud y fecha de ocurrencia. Los criterios de selección se establecieron en el Capítulo III.

3.1.1. Corrección y filtrado

El procesamiento de los registros sísmicos se realizó en el programa SeismoSignal, aplicando dos procesos secuenciales. En primer lugar, se realizó la corrección por línea base mediante un polinomio cúbico, con el fin de eliminar tendencias artificiales presentes en los registros originales producto de errores instrumentales durante el proceso de registro. En segundo lugar, se aplicó un filtro Butterworth Bandpass de orden 4 con frecuencias de corte de 0.15 Hz y 20.0 Hz, conservando únicamente las frecuencias de interés estructural y eliminando el ruido de alta y baja frecuencia que no contribuye a la respuesta de la estructura. A modo de ejemplo, las Figuras 68 y 69 presentan los acelerogramas sin corregir y posteriormente corregidos del registro RS1 en sus componentes EW y NS respectivamente en las Figuras 70 y 71. Los acelerogramas corregidos de los registros restantes se presentan en el Anexo 4.

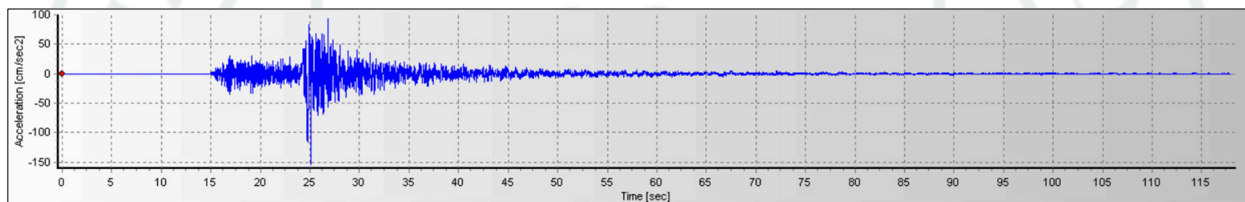


Figura 68. Registro sísmico RS1 sin corregir ni filtrar. Componente EW. Captura de pantalla de SeismoSignal.

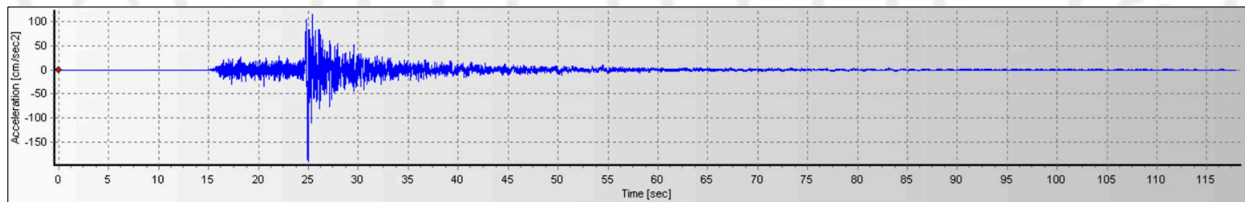


Figura 69. Registro sísmico RS2 sin corregir ni filtrar. Componente NS. Captura de pantalla de SeismoSignal.

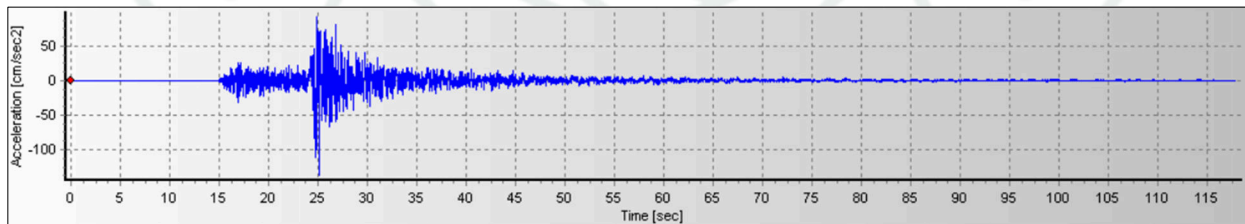


Figura 70. Registro sísmico RS1 corregido y filtrado. Componente EW. Captura de pantalla de SeismoSignal.

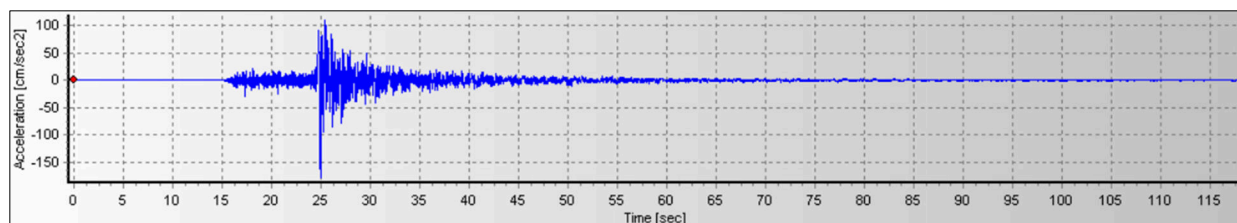


Figura 71. Registro sísmico RSI corregido y filtrado. Componente NS. Captura de pantalla de SeismoSignal.

3.1.2. Escalamiento

El escalamiento de los catorce registros sísmicos (siete componentes EW y siete componentes NS) se realizó mediante el programa SeismoMatch, utilizando como espectro objetivo el espectro elástico de la NTE E.030 (MVCS, 2018) para zona sísmica 3, suelo tipo S2 y amortiguamiento del 5%. El escalamiento se realizó para el rango de periodos comprendido entre $0.2T$ y $1.5T$, siendo T el periodo fundamental de cada estructura, conforme a lo establecido en la NTE E.030. Este procedimiento y las verificaciones correspondientes se observan en el Capítulo III.

3.2. Resultados del análisis tiempo historia modal lineal

En el presente acápite, se presentan los resultados del análisis tiempo historia modal lineal realizado para las seis estructuras bajo estudio. Se emplearon los 7 registros sísmicos antes mencionados, escalados al espectro objetivo establecido por la NTE E.030 (MVCS, 2018). Cada estructura fue sometida a los registros sísmicos considerando 13 ángulos de incidencia, variando de 0° a 180° en intervalos de 15° , con el propósito de evaluar la influencia del ángulo de incidencia sísmica en la respuesta estructural. Los resultados presentados corresponden al promedio de los 7 registros para cada ángulo analizado. A partir de la evaluación de la relación de irregularidad torsional en ambas direcciones de análisis, se identificará finalmente el ángulo crítico de cada estructura, definido como aquel que produce la mayor demanda de irregularidad torsional, constituyendo así el escenario más desfavorable para cada modelo. Los resultados de desplazamientos, derivas, cortantes e irregularidad torsional se presentan para cada estructura.

3.2.1. Fuerza cortante

En las figuras y tablas siguientes se presentan los resultados de fuerza cortante basal obtenidos del análisis tiempo historia modal lineal para las seis estructuras, evaluadas en los 13 ángulos de incidencia considerados. Los gráficos por nivel ilustran la distribución de la cortante máxima a lo largo de la altura de la edificación para cada ángulo analizado y para cada dirección.

Posteriormente, se muestran el promedio de los 7 registros sísmicos por ángulo, a partir del cual se identifica el ángulo crítico como aquel que maximiza el cortante basal promedio. Finalmente, las gráficas polares permiten visualizar la variación de la fuerza cortante basal promedio en las direcciones X e Y en función del ángulo de incidencia.



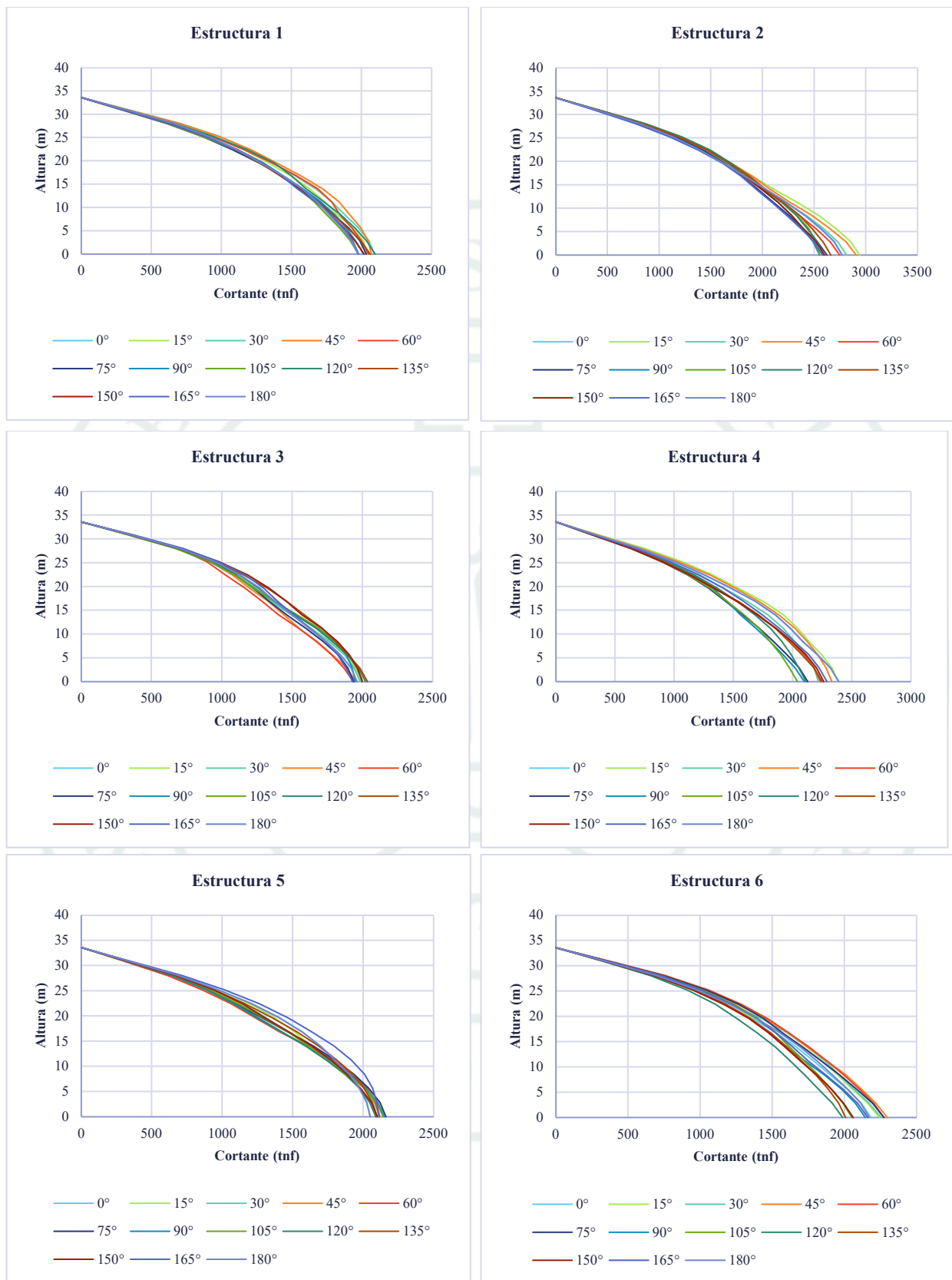


Figura 72. Variación de fuerza cortante por nivel para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.

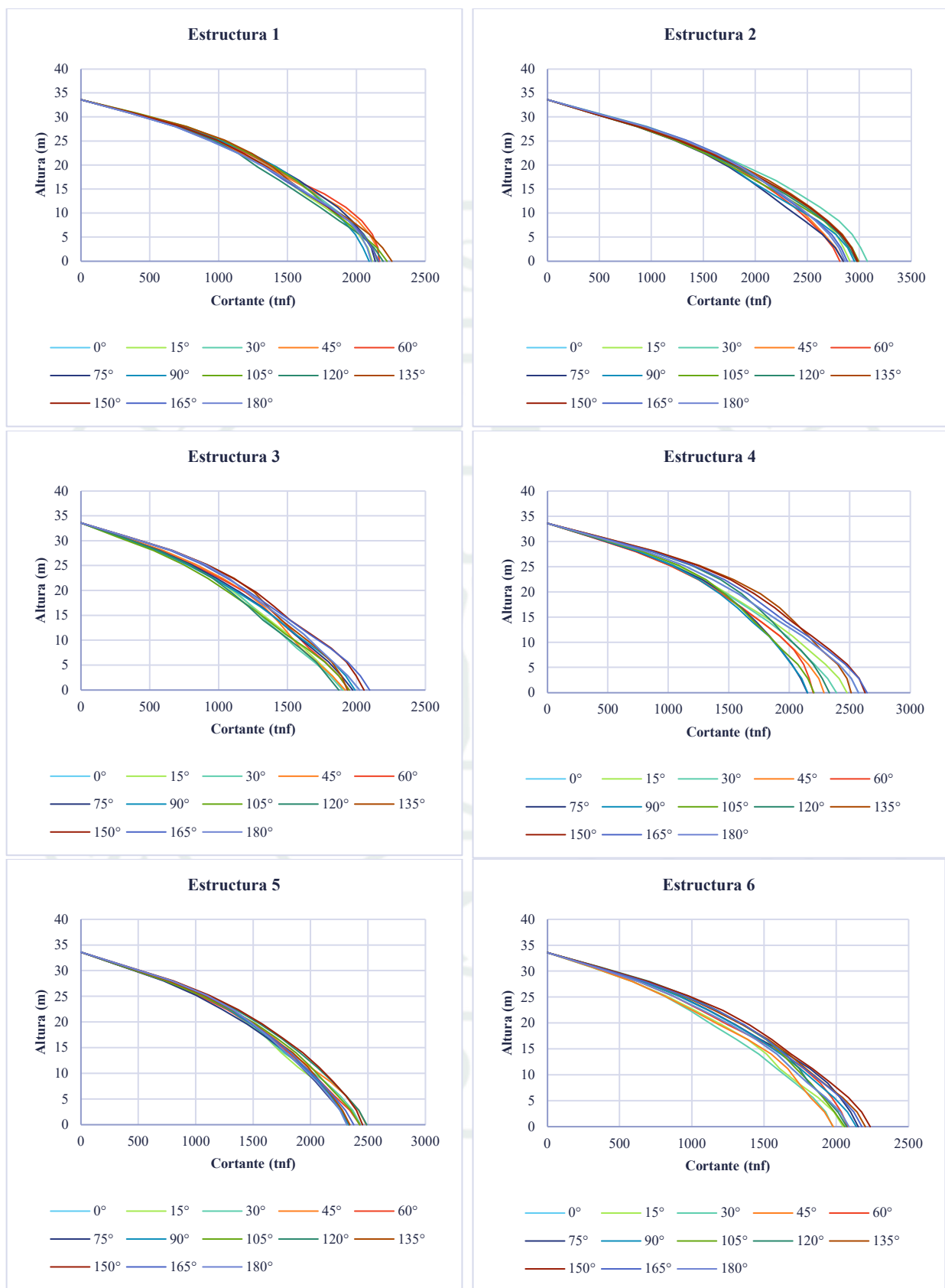


Figura 73. Variación de fuerza cortante por nivel para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.

Tabla 28. Máxima cortante por ángulo de incidencia para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1 (tnf)	E2 (tnf)	E3 (tnf)	E4 (tnf)	E5 (tnf)	E6 (tnf)
0°	1974.25	2769.53	1961.00	2389.26	2050.69	2182.18
15°	2043.66	2938.76	1981.87	2386.19	2101.67	2242.22
30°	2091.69	2813.17	1985.60	2217.77	2117.82	2254.56
45°	2071.26	2904.89	1954.09	2330.32	2120.78	2297.85
60°	2049.20	2745.39	1936.98	2236.01	2116.43	2272.54
75°	2033.57	2622.96	1939.44	2127.04	2161.75	2273.27
90°	2016.59	2550.49	1948.77	2099.44	2153.36	2143.20
105°	1977.68	2553.93	1997.60	2040.77	2143.04	2052.42
120°	2096.75	2589.38	2022.30	2114.28	2090.77	1986.75
135°	2061.77	2660.97	2036.10	2247.85	2098.31	2007.63
150°	2017.62	2599.90	1999.44	2262.31	2101.04	2060.65
165°	1979.08	2581.12	1929.14	2290.22	2112.11	2160.80
180°	1974.25	2769.53	1961.00	2389.26	2050.69	2170.48

Tabla 29. Máxima cortante por ángulo de incidencia para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1 (tnf)	E2 (tnf)	E3 (tnf)	E4 (tnf)	E5 (tnf)	E6 (tnf)
0°	2107.36	2861.25	2022.36	2570.69	2315.63	2087.56
15°	2113.94	2907.63	1902.69	2476.55	2320.01	2046.32
30°	2149.85	3075.46	1899.35	2390.09	2434.14	1975.55
45°	2167.18	2844.71	1916.61	2285.63	2483.75	1979.14
60°	2164.80	2811.62	1948.54	2198.26	2429.24	2078.61
75°	2135.06	2844.84	1973.13	2149.69	2333.42	2152.34
90°	2091.17	2951.15	1987.80	2150.26	2329.83	2137.36
105°	2221.66	2992.46	1946.11	2202.69	2426.33	2058.87
120°	2193.15	2971.86	1870.48	2331.27	2488.46	2072.29
135°	2257.14	2985.83	1933.42	2511.68	2342.02	2200.35
150°	2159.70	2978.86	2054.63	2625.61	2451.67	2234.57
165°	2163.26	2883.04	2094.27	2643.04	2374.94	2177.73
180°	2107.36	2861.25	2022.36	2570.69	2315.63	2087.56

Las Tablas 28 y 29 presentan la cortante basal máxima obtenida para cada ángulo de incidencia y cada estructura. A continuación, se presenta la variación del cortante basal promedio de los 7 registros mediante gráficas polares, con el propósito de identificar el ángulo de incidencia que produce la mayor demanda cortante en cada estructura.

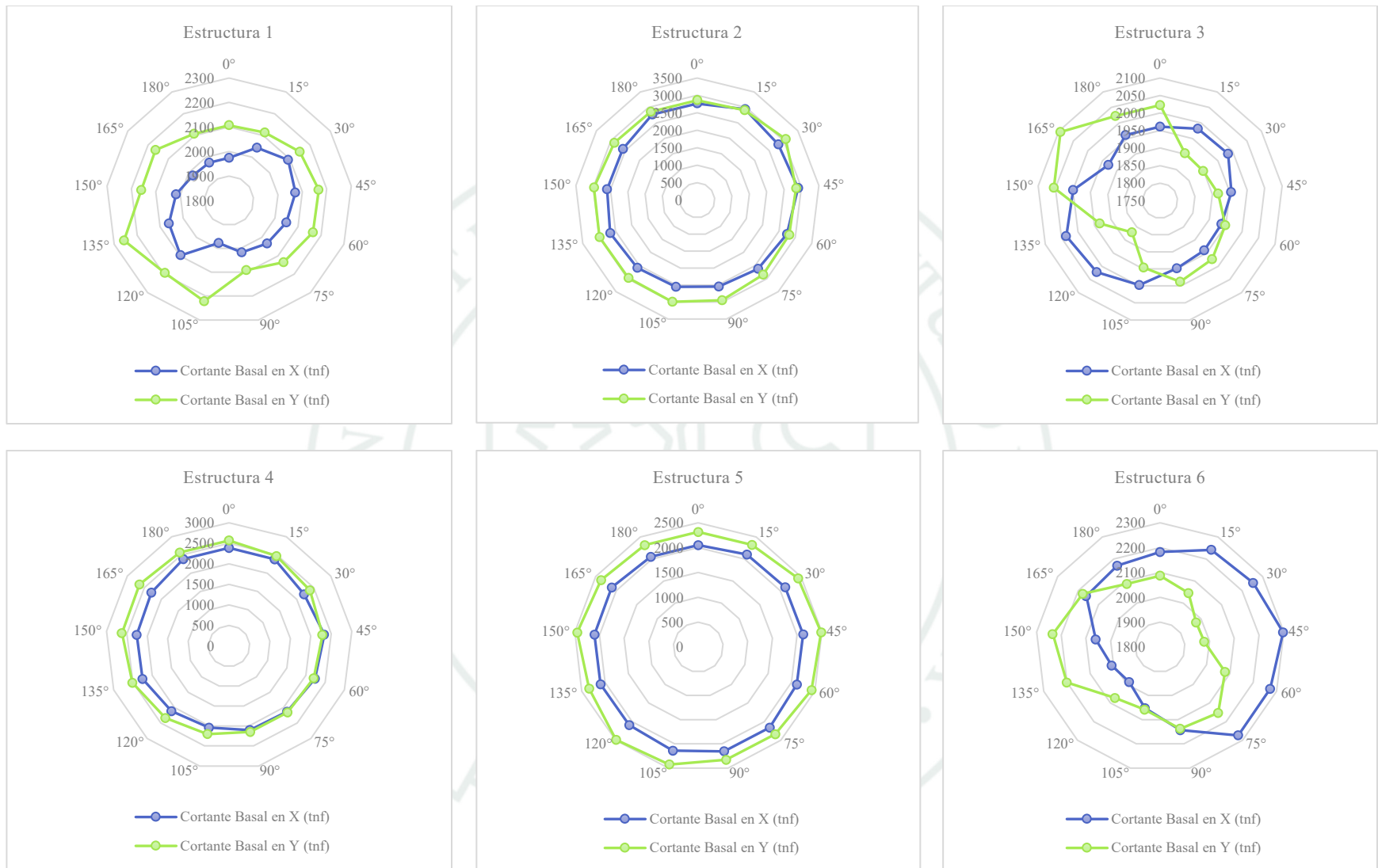


Figura 74. Variación de la cortante basal para cada ángulo de incidencia por estructura para las direcciones X e Y. Elaboración propia.

Los gráficos de la Figura 74 presentan la variación de la cortante basal promedio en las direcciones X e Y para cada ángulo de incidencia y cada estructura. Se observa que la respuesta en cortante varía en función del ángulo de incidencia en todas las estructuras, evidenciando que la dirección de aplicación del sismo influye en la demanda sísmica de cada modelo. Asimismo, se aprecia una diferencia entre la cortante obtenida en la dirección X y en la dirección Y para un mismo ángulo, lo que refleja la distinta rigidez lateral de cada estructura en cada dirección de análisis.

3.2.2. Desplazamientos

En las figuras y tablas siguientes se presentan los desplazamientos absolutos máximos obtenidos del análisis tiempo historia modal lineal para las seis estructuras en las direcciones X e Y. A diferencia del análisis modal espectral, los desplazamientos del análisis tiempo historia no requieren la aplicación del factor de reducción sísmica R , dado que el método incorpora directamente la respuesta dinámica de la estructura ante cada registro sísmico. Se presentan la distribución de desplazamientos por nivel para cada ángulo de incidencia analizado, así como la variación de los desplazamientos máximos mediante gráficas polares para identificar el ángulo de mayor demanda.

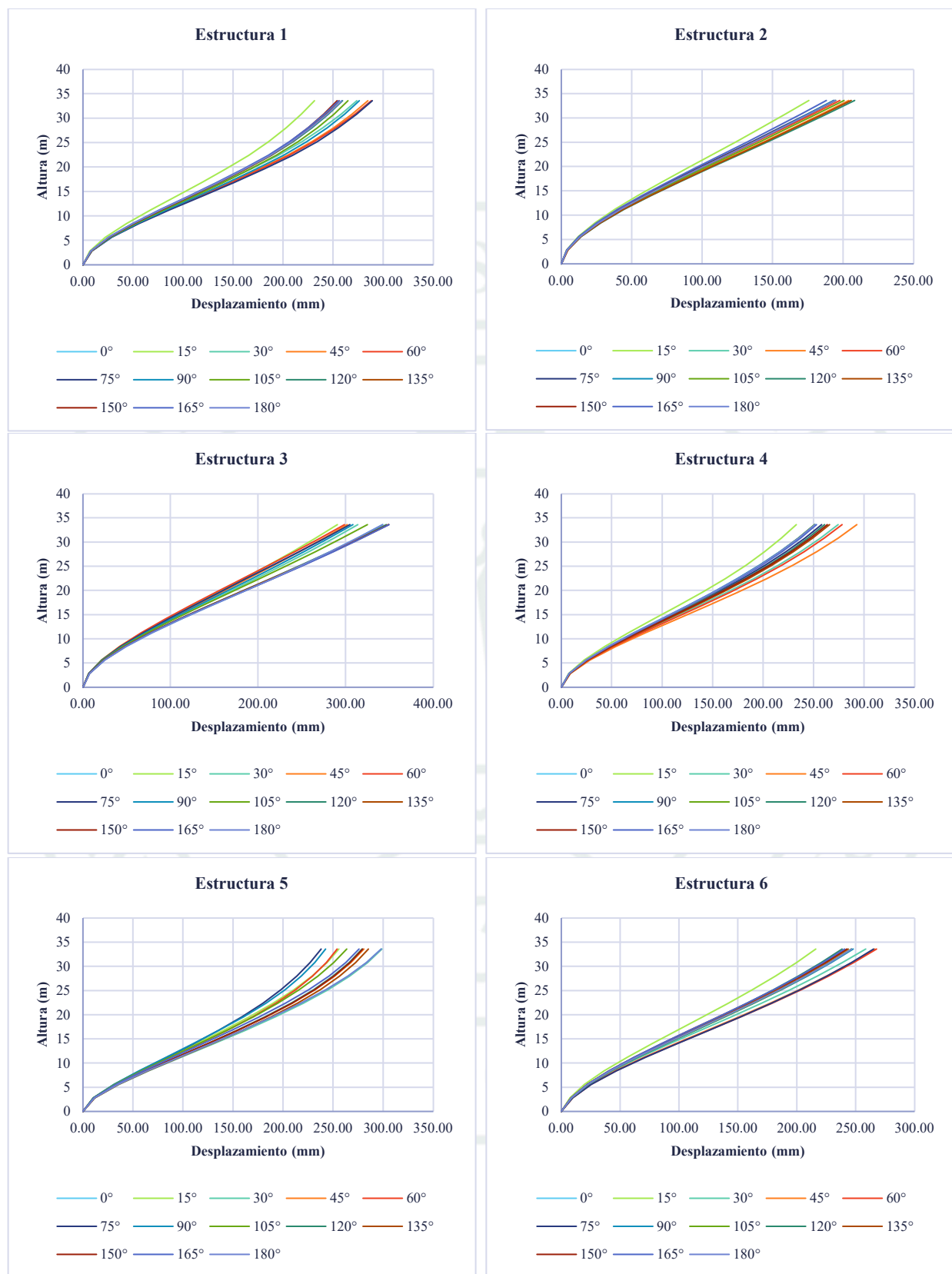


Figura 75. Desplazamiento por nivel para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.

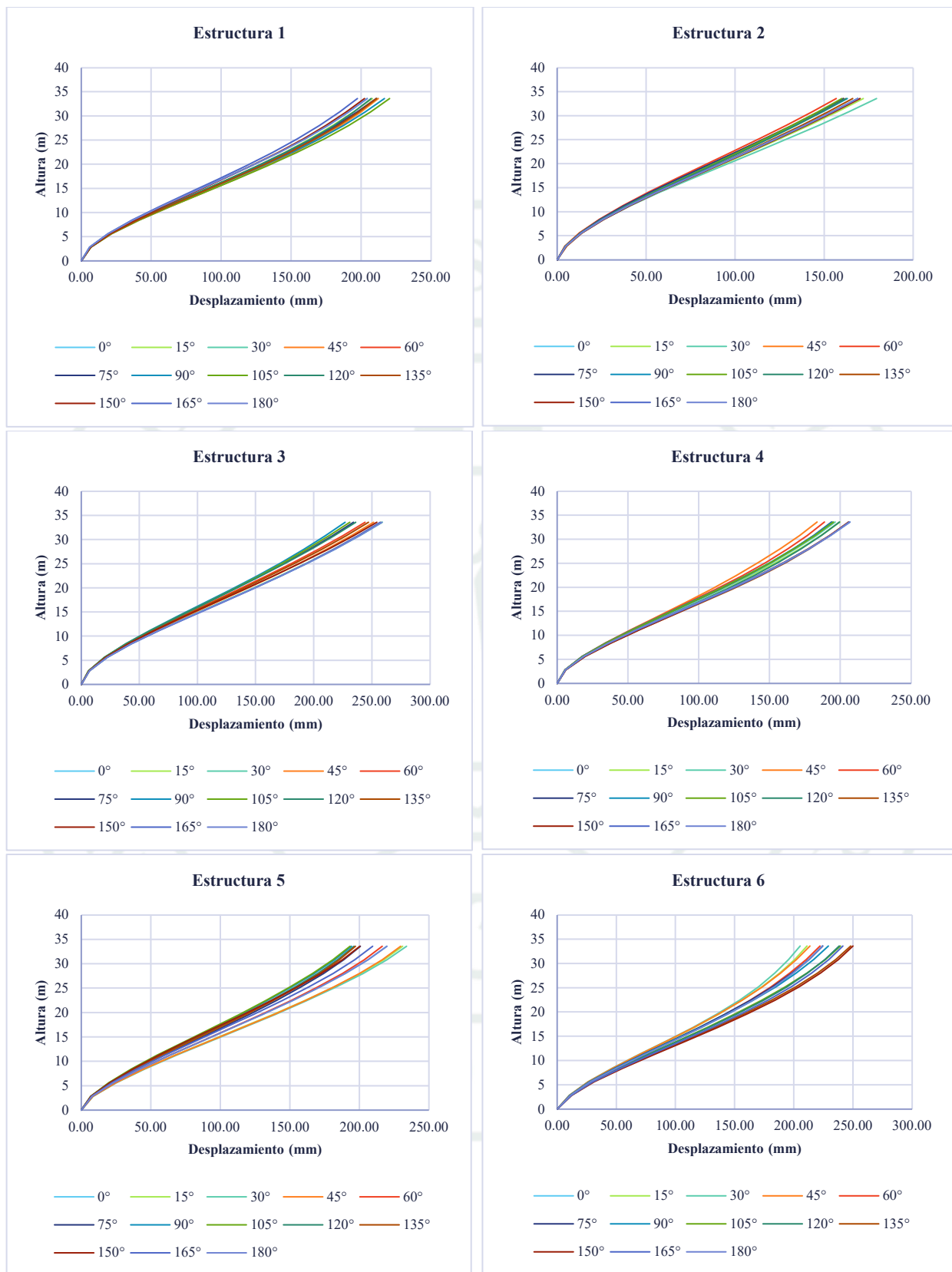


Figura 76. Desplazamiento por nivel para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.

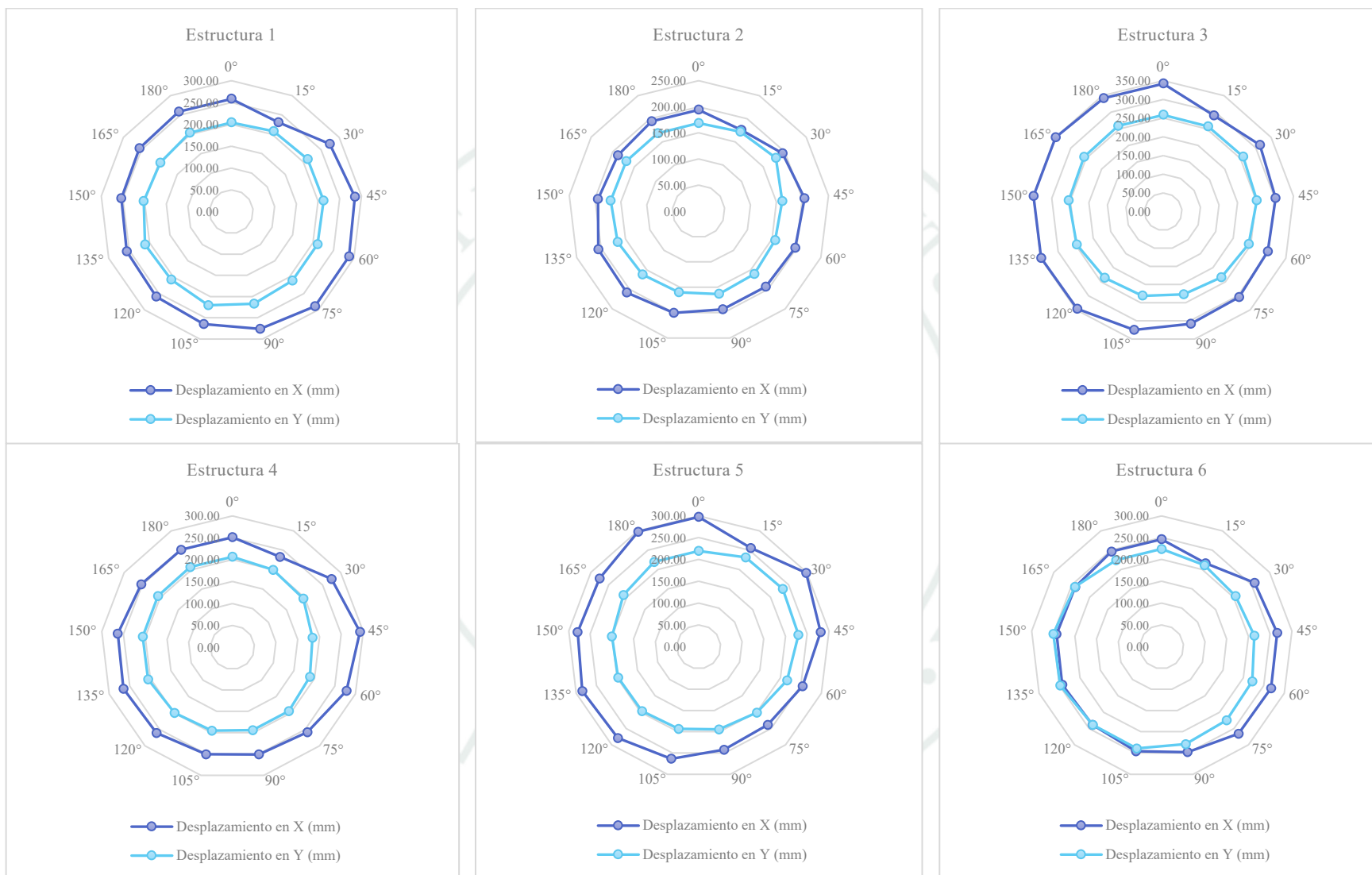
Tabla 30. Desplazamiento por estructura para cada ángulo de incidencia, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	E4 (mm)	E5 (mm)	E6 (mm)
0°	258.64	194.40	342.26	251.33	297.87	246.62
15°	231.31	175.68	290.49	232.80	255.60	216.09
30°	273.59	194.86	313.95	274.23	298.63	258.34
45°	284.66	203.99	301.76	292.85	280.81	266.21
60°	288.16	197.65	298.63	278.08	254.02	267.56
75°	289.17	193.50	304.97	258.00	237.98	265.12
90°	276.01	193.31	308.07	250.96	242.36	247.79
105°	264.73	200.58	324.90	250.75	263.44	246.24
120°	259.30	208.09	346.32	260.79	278.87	238.41
135°	256.02	205.69	348.93	265.66	285.28	243.51
150°	253.99	194.60	348.92	263.43	279.49	242.43
165°	255.62	188.14	349.38	252.87	275.95	240.41
180°	258.64	194.40	342.26	251.33	297.87	246.62

Tabla 31. Desplazamiento por estructura para cada ángulo de incidencia, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	E4 (mm)	E5 (mm)	E6 (mm)
0°	204.40	168.76	258.75	206.78	219.73	224.17
15°	208.04	171.95	257.59	199.76	231.10	211.21
30°	211.95	179.36	258.98	196.36	233.79	205.25
45°	212.38	161.07	251.38	183.58	229.61	213.61
60°	210.90	156.70	244.06	188.77	216.35	222.08
75°	210.89	160.77	234.13	193.81	200.73	224.41
90°	216.73	163.01	226.93	194.30	194.35	229.13
105°	220.41	159.92	230.99	195.20	193.22	239.32
120°	207.26	162.22	235.96	199.28	196.04	238.31
135°	211.09	166.08	247.06	205.73	197.09	248.07
150°	202.38	170.15	254.31	206.10	200.27	249.97
165°	197.35	168.85	257.23	206.31	209.49	241.47
180°	204.40	168.76	258.75	206.78	219.73	224.17

Figura 77. Variación de desplazamientos para cada ángulo de incidencia por estructura para las direcciones X e Y. Elaboración propia.



3.2.3. *Deriva*

En los gráficos y tablas siguientes se presentan las derivas de entrepiso obtenidas del análisis tiempo historia modal lineal para las seis estructuras en las direcciones X e Y, evaluadas para cada ángulo de incidencia analizado. Conforme a lo establecido en la NTE E.030, para el análisis tiempo historia el límite de deriva de entrepiso admisible se obtiene multiplicando el valor correspondiente al análisis modal espectral por el factor 1.25, resultando un límite de 0.00875 para estructuras de concreto armado. Los resultados se presentan en gráficos por nivel que ilustran la distribución de las derivas máximas a lo largo de la altura de la edificación para cada ángulo de incidencia.

De igual manera, con el objetivo evaluar la variabilidad de la respuesta para cada ángulo de incidencia y contrastarla además con los límites establecidos en la Norma E.030, se elaboraron gráficos polares para las derivas. Estos diagramas permiten identificar de forma clara la dirección en la que cada demanda alcanza su valor máximo, así como visualizar la sensibilidad direccional de la estructura frente a la rotación del movimiento sísmico.

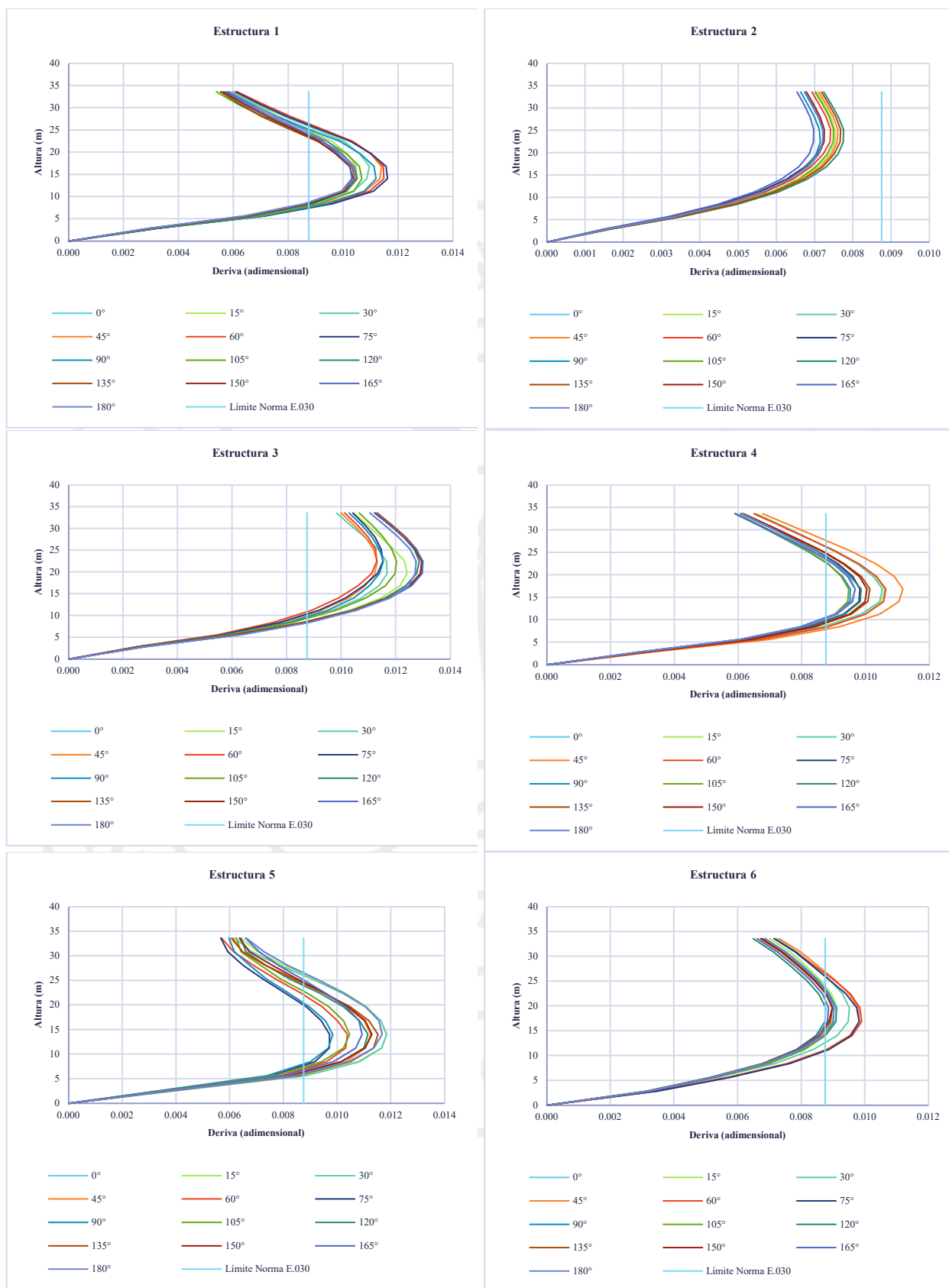


Figura 78. Deriva por nivel para cada estructura, dirección X. Elaboración propia

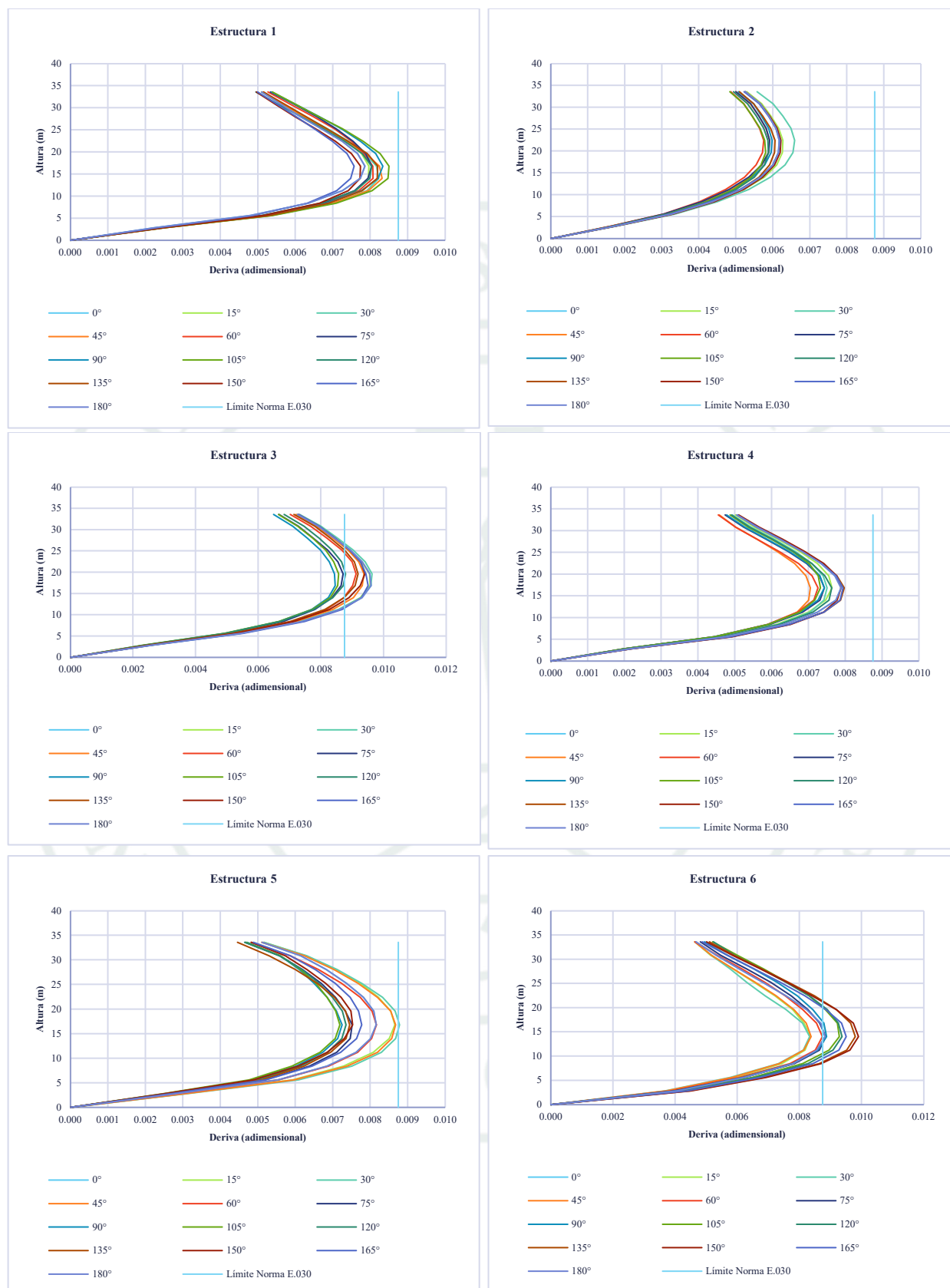


Figura 79. Deriva por nivel para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia

Tabla 32. Máxima deriva por estructura para cada ángulo de incidencia, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1	E2	E3	E4	E5	E6
0°	0.0104	0.0072	0.0127	0.0097	0.0117	0.0090
15°	0.0105	0.0075	0.0124	0.0106	0.0118	0.0091
30°	0.0110	0.0073	0.0117	0.0105	0.0119	0.0095
45°	0.0114	0.0076	0.0113	0.0112	0.0113	0.0098
60°	0.0115	0.0074	0.0113	0.0106	0.0104	0.0099
75°	0.0116	0.0072	0.0115	0.0098	0.0097	0.0098
90°	0.0112	0.0071	0.0115	0.0095	0.0098	0.0091
105°	0.0107	0.0075	0.0120	0.0095	0.0105	0.0090
120°	0.0105	0.0078	0.0129	0.0099	0.0112	0.0088
135°	0.0104	0.0077	0.0130	0.0101	0.0115	0.0090
150°	0.0104	0.0073	0.0129	0.0100	0.0113	0.0090
165°	0.0103	0.0070	0.0130	0.0097	0.0109	0.0089
180°	0.0104	0.0072	0.0127	0.0097	0.0117	0.0090

Tabla 33. Máxima deriva por estructura para cada ángulo de incidencia, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1	E2	E3	E4	E5	E6
0°	0.0079	0.0062	0.0096	0.0079	0.0082	0.0088
15°	0.0080	0.0063	0.0096	0.0076	0.0087	0.0083
30°	0.0082	0.0066	0.0096	0.0075	0.0088	0.0083
45°	0.0083	0.0059	0.0094	0.0070	0.0087	0.0084
60°	0.0081	0.0057	0.0091	0.0073	0.0082	0.0087
75°	0.0080	0.0059	0.0087	0.0074	0.0075	0.0088
90°	0.0083	0.0060	0.0085	0.0074	0.0072	0.0089
105°	0.0085	0.0058	0.0086	0.0073	0.0072	0.0093
120°	0.0080	0.0059	0.0088	0.0076	0.0073	0.0094
135°	0.0082	0.0061	0.0092	0.0080	0.0074	0.0098
150°	0.0077	0.0062	0.0094	0.0079	0.0075	0.0099
165°	0.0076	0.0062	0.0095	0.0079	0.0078	0.0095
180°	0.0079	0.0062	0.0096	0.0079	0.0082	0.0088

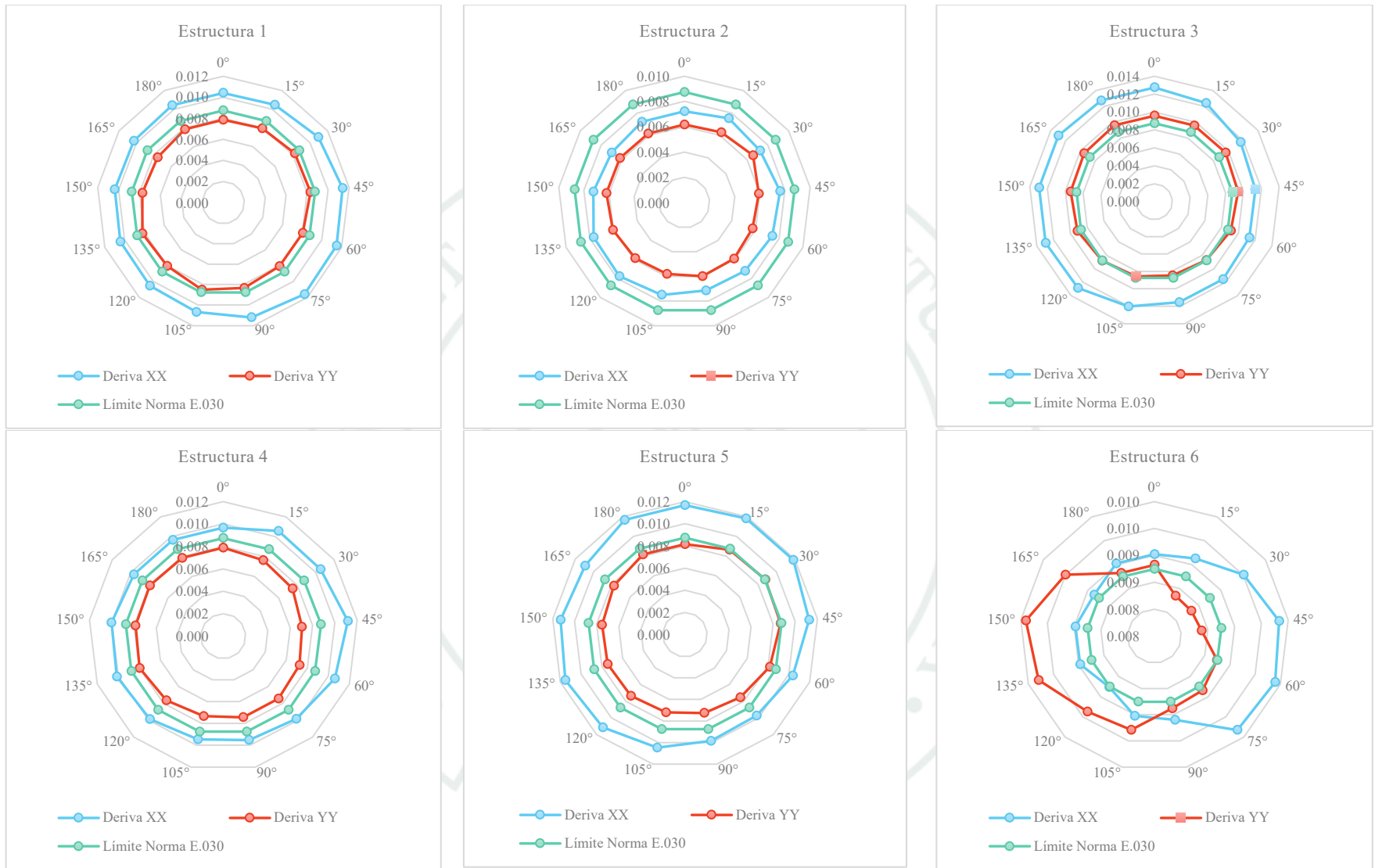


Figura 80. Variación de desplazamientos para cada ángulo de incidencia por estructura para las direcciones X e Y. Elaboración propia.

3.2.4. Relación de irregularidad torsional

En las figuras y tablas siguientes se presentan los resultados de la relación de irregularidad torsional obtenidos del análisis tiempo historia modal lineal para las seis estructuras en las direcciones X e Y. Los valores graficados corresponden al máximo valor por nivel del promedio de los 7 registros sísmicos para cada ángulo de incidencia. Las gráficas polares incluyen las líneas de referencia correspondientes a los umbrales de 1.3 y 1.5 establecidos por la Norma Técnica E.030 para delimitar la condición de irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema respectivamente, permitiendo identificar visualmente los ángulos de incidencia para los cuales cada estructura supera dichos límites.



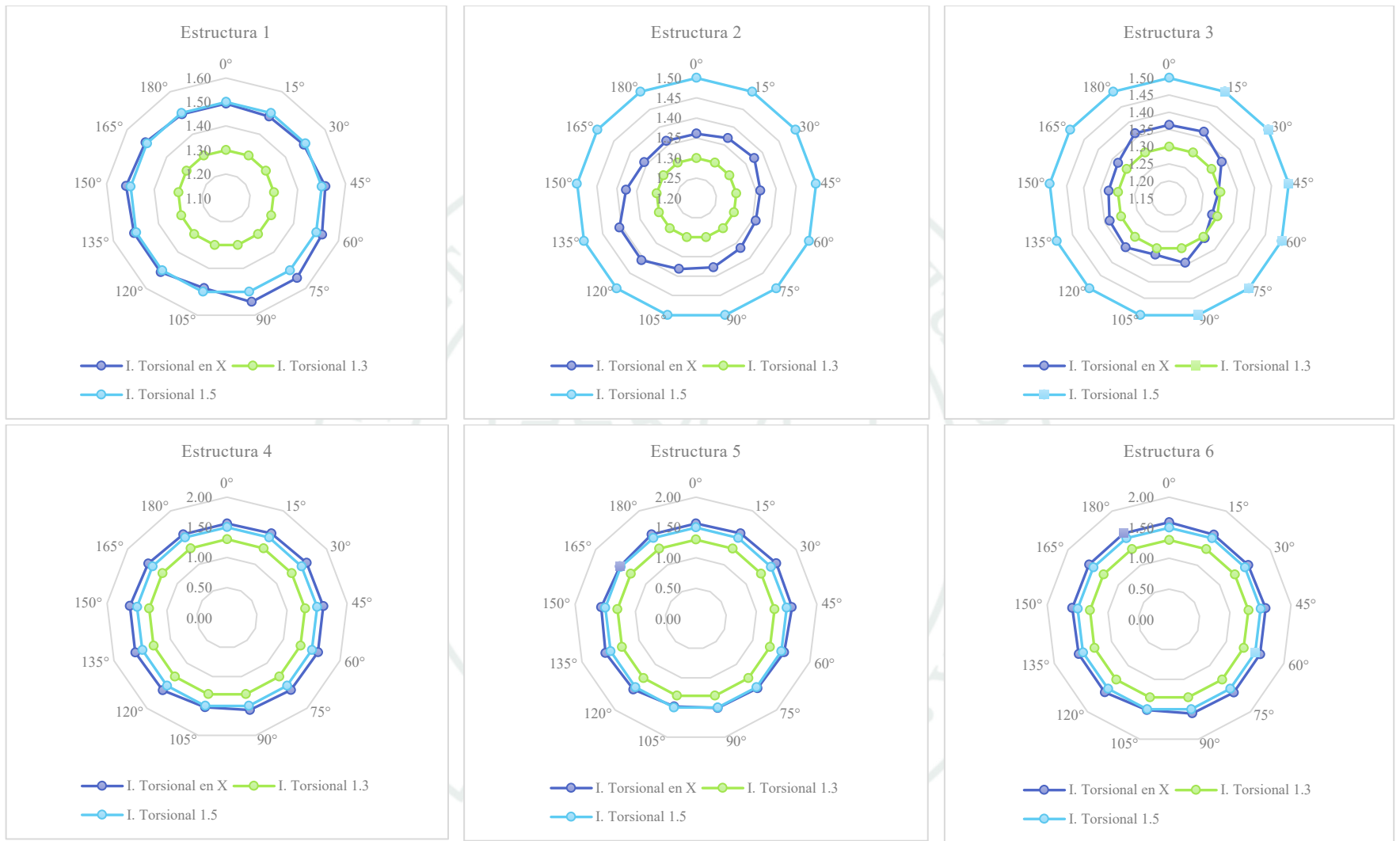


Figura 81. Variación de la relación de irregularidad torsional, dirección X. Elaboración propia.

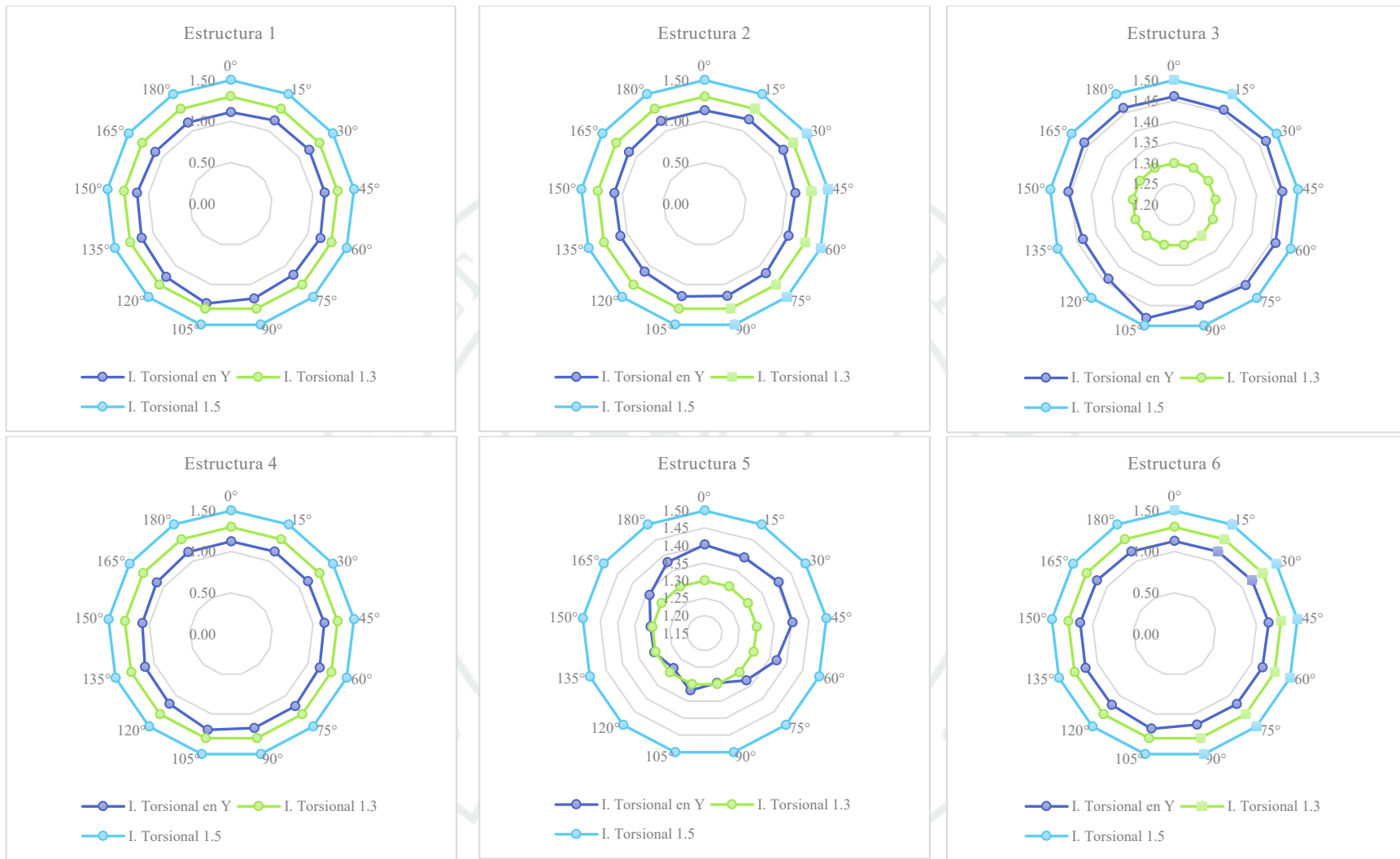


Figura 82. Variación de la relación de irregularidad torsional, dirección Y. Elaboración propia.

Tabla 34. Máxima relación de irregularidad torsional por ángulo de incidencia para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.

Dirección X	E1	E2	E3	E4	E5	E6
0°	1.493	1.361	1.363	1.560	1.564	1.588
15°	1.484	1.369	1.368	1.578	1.581	1.567
30°	1.492	1.375	1.335	1.599	1.604	1.566
45°	1.515	1.360	1.295	1.604	1.586	1.582
60°	1.527	1.358	1.284	1.608	1.548	1.586
75°	1.543	1.366	1.306	1.594	1.525	1.585
90°	1.544	1.378	1.344	1.571	1.508	1.570
105°	1.485	1.381	1.319	1.524	1.482	1.515
120°	1.510	1.407	1.341	1.604	1.550	1.579
135°	1.509	1.405	1.335	1.624	1.586	1.576
150°	1.519	1.377	1.327	1.621	1.568	1.589
165°	1.508	1.358	1.331	1.583	1.515	1.585
180°	1.494	1.361	1.363	1.560	1.564	1.588

Tabla 35. Máxima relación de irregularidad torsional por ángulo de incidencia para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.

Dirección Y	E1	E2	E3	E4	E5	E6
0°	1.112	1.133	1.461	1.125	1.403	1.130
15°	1.143	1.154	1.457	1.131	1.393	1.131
30°	1.151	1.155	1.469	1.131	1.407	1.143
45°	1.144	1.103	1.462	1.138	1.403	1.148
60°	1.160	1.083	1.461	1.148	1.369	1.139
75°	1.142	1.114	1.459	1.168	1.330	1.135
90°	1.173	1.142	1.449	1.173	1.297	1.132
105°	1.233	1.146	1.481	1.197	1.318	1.181
120°	1.177	1.093	1.438	1.132	1.284	1.148
135°	1.152	1.088	1.435	1.121	1.304	1.156
150°	1.141	1.100	1.457	1.087	1.306	1.156
165°	1.110	1.111	1.463	1.098	1.341	1.145
180°	1.113	1.135	1.463	1.125	1.378	1.130

3.2.5. Envoltente de respuestas máximas

Con el objetivo de caracterizar la respuesta sísmica máxima de la estructura, se elaboraron las envoltentes de desplazamientos, derivas de entrepiso, irregularidad torsional y fuerzas cortantes.

La envolvente de respuestas máximas se obtuvo considerando el valor máximo del promedio de los siete registros sísmicos para cada parámetro estructural en las distintas direcciones y ángulos de incidencia sísmica analizados, como se mostró en los resultados anteriores, permitiendo identificar las demandas críticas que controlan el comportamiento global del sistema estructural.

La Tabla 36 presenta el resumen comparativo de los ángulos críticos y valores máximos obtenidos para cada parámetro de respuesta en las seis estructuras analizadas.



Tabla 36. Resumen comparativo de ángulos críticos y valores máximos. Estructuras 1 a 6.

TIPO DE RESPUESTA	PARÁMETRO ESTRUCTURAL	DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2		ESTRUCTURA 3	
			ÁNGULO CRÍTICO (°)	VALOR	ÁNGULO CRÍTICO (°)	VALOR	ÁNGULO CRÍTICO (°)	VALOR
Fuerza Cortante	Cortante Basal (tnf)	X	150°	2036.10	15°	2389.26	90°	2161.75
		Y	165°	2094.27	165°	2643.04	120°	2488.46
Desplazamiento	Máximo Desplazamiento (mm)	X	165°	349.38	45°	292.85	30°	298.63
		Y	30°	258.98	0°	206.78	30°	233.79
Deriva	Máxima Deriva	X	165°	0.0130	45°	0.0112	30°	0.0119
		Y	30°	0.0096	135°	0.0080	30°	0.0088
Irregularidad	Irregularidad Torsional	X	15°	1.368	135°	1.624	30°	1.604
		Y	105°	1.481	105°	1.197	30°	1.407
Ángulo Elegido			105°		135°		30°	

TIPO DE RESPUESTA	PARÁMETRO ESTRUCTURAL	DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	ESTRUCTURA 4		ESTRUCTURA 5		ESTRUCTURA 6	
			ÁNGULO CRÍTICO (°)	VALOR	ÁNGULO CRÍTICO (°)	VALOR	ÁNGULO CRÍTICO (°)	VALOR
Fuerza Cortante	Cortante Basal (tnf)	X	135°	2096.75	30°	2938.76	60°	2297.85
		Y	135°	2257.14	30°	3075.46	150°	2234.57
Desplazamiento	Máximo Desplazamiento (mm)	X	75°	289.17	120°	208.09	60°	267.56
		Y	105°	220.41	30°	179.36	150°	249.97
Deriva	Máxima Deriva	X	75°	0.0116	120°	0.0078	60°	0.0099
		Y	105°	0.0085	30°	0.0066	150°	0.0099
Irregularidad	Irregularidad Torsional	X	90°	1.544	120°	1.407	150°	1.589
		Y	105°	1.233	30°	1.155	105°	1.181
Ángulo Elegido			75°		120°		150°	

De acuerdo con la Tabla 36, se observa que la mayoría de las respuestas máximas no se presentan en las direcciones principales del edificio (ejes globales X e Y). Los ángulos críticos identificados para las distintas variables de respuesta corresponden a 30°, 75°, 105°, 120°, 135° y 150°.

Para la elección del ángulo crítico de cada estructura, se priorizaron aquellos ángulos asociados a la relación de irregularidad torsional más elevada dirección para la selección del caso de estudio en el análisis tiempo-historia no lineal.

3.3. Resultados análisis tiempo historia no lineal

3.3.1. No linealidad de materiales

3.3.1.1. Concreto

La Figura 83 presenta las curvas esfuerzo-deformación del concreto obtenidas mediante el modelo de Hognestad (1951) para las dos resistencias empleadas en la investigación. Para el concreto de $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, utilizado en vigas, se obtiene una resistencia máxima de 210 kgf/cm^2 a una deformación de pico $\varepsilon_0 = 0.002$, con una rama descendente lineal hasta $\varepsilon_u = 0.004$ donde la resistencia residual es $f'u = 0.85f'c = 178.5 \text{ kgf/cm}^2$. Para el concreto de $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, utilizado en columnas y muros de corte, se obtiene el mismo comportamiento con una resistencia máxima de 280 kgf/cm^2 y una resistencia residual de $f'u = 238 \text{ kgf/cm}^2$. En ambos casos los parámetros de deformación ε_0 y ε_u son idénticos, diferenciándose únicamente en la resistencia máxima y residual según la dosificación del concreto empleado. La configuración de la curva trilineal en PERFORM 3D se observó en el Capítulo III.

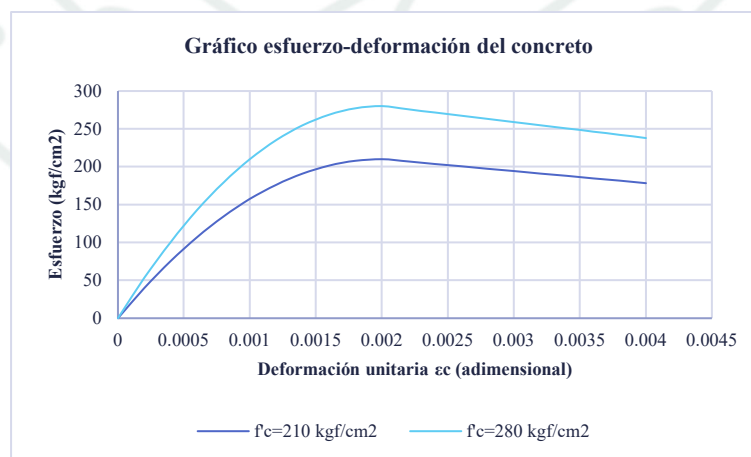


Figura 83. Gráfico esfuerzo-deformación del concreto, $f'c=210\text{kgf/cm}^2$ y $f'c=280\text{kgf/cm}^2$. Elaboración propia.

3.3.1.2. Acero

La Figura 84 presenta la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo obtenida mediante el modelo de Park & Paulay (1975) para un acero grado 60 con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ y esfuerzo último $f_u = 6300 \text{ kgf/cm}^2$. El módulo de elasticidad adoptado es $E_s = 2,100,000 \text{ kgf/cm}^2$, resultando en una deformación de fluencia $\epsilon_y = 0.002$. La curva presenta las tres zonas características del comportamiento del acero: una zona elástica lineal hasta $\epsilon_y = 0.002$, una zona de fluencia con deformación constante hasta el inicio del endurecimiento por deformación $\epsilon_{sh} = 0.008$, y una zona de endurecimiento hasta la deformación última $\epsilon_{su} = 0.12$, con un exponente de endurecimiento $P = 3.4$. La curva es simétrica en tensión y compresión, reflejando el comportamiento isotrópico del acero de refuerzo bajo cargas cíclicas. La configuración en PERFORM 3D de este material se definió en el Capítulo III.

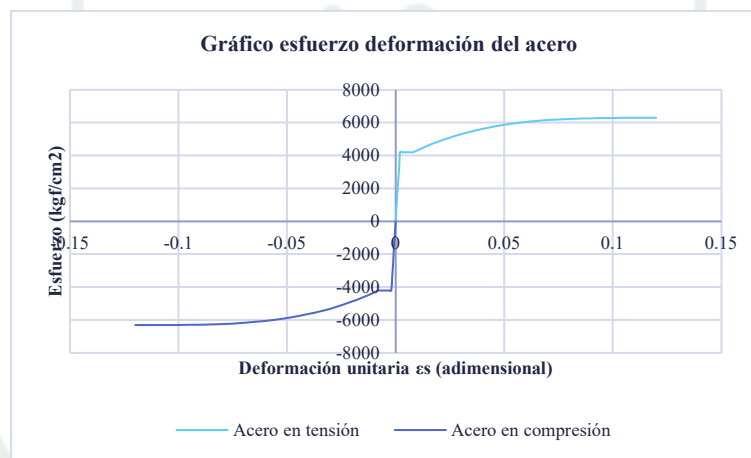


Figura 84. Gráfico esfuerzo-deformación del acero, $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$. Elaboración propia.

3.3.2. Definición de rótulas plásticas

Para la realización del análisis tiempo historia no lineal en PERFORM-3D, se definieron rótulas plásticas en los elementos tipo viga y columna de cada estructura, siendo los muros de concretos modelados como elementos lineales conforme a lo justificado en el acápite de diseño estructural. Los parámetros de capacidad de deformación de las rótulas plásticas se definieron siguiendo los criterios establecidos en el documento FEMA 356 (FEMA, 2000), los cuales caracterizan el comportamiento no lineal de los elementos mediante los parámetros de deformación última aceptable en función del tipo de elemento y sus características geométricas y mecánicas. Para las vigas, los diagramas momento-curvatura fueron calculados a partir de las secciones y aceros de

refuerzo adoptados en el diseño estructural. Para las columnas, los diagramas de interacción y momento-curvatura fueron obtenidos mediante el módulo de diseño de ETABS, considerando la carga axial actuante en cada elemento. Estos diagramas constituyeron la base para la definición de las rótulas plásticas asignadas en PERFORM-3D.

3.3.2.1. Vigas

A modo de ejemplo representativo, se presentan los diagramas correspondientes a la Estructura 1. Para cada tipo de viga se obtuvieron dos diagramas: el diagrama momento-curvatura calculado a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección, y el diagrama normalizado conforme a los criterios del FEMA 356 (FEMA, 2000), empleado para definir los parámetros de la rótula plástica asignada en PERFORM-3D. Este último establece los límites de deformación aceptable mediante los parámetros a, b y c, que definen la capacidad de rotación plástica del elemento.

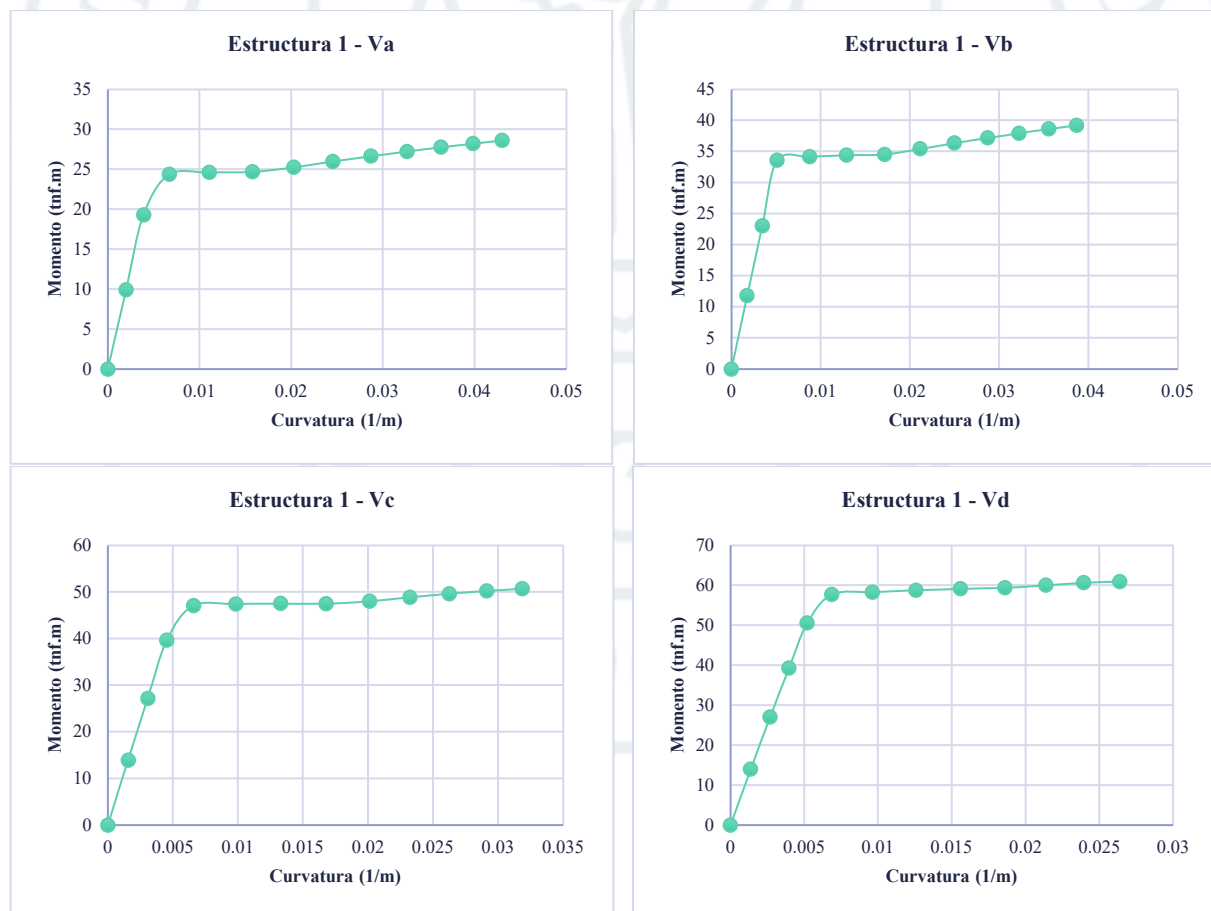


Figura 85. Diagramas momento-curvatura de vigas de Estructura 1. Elaboración propia.

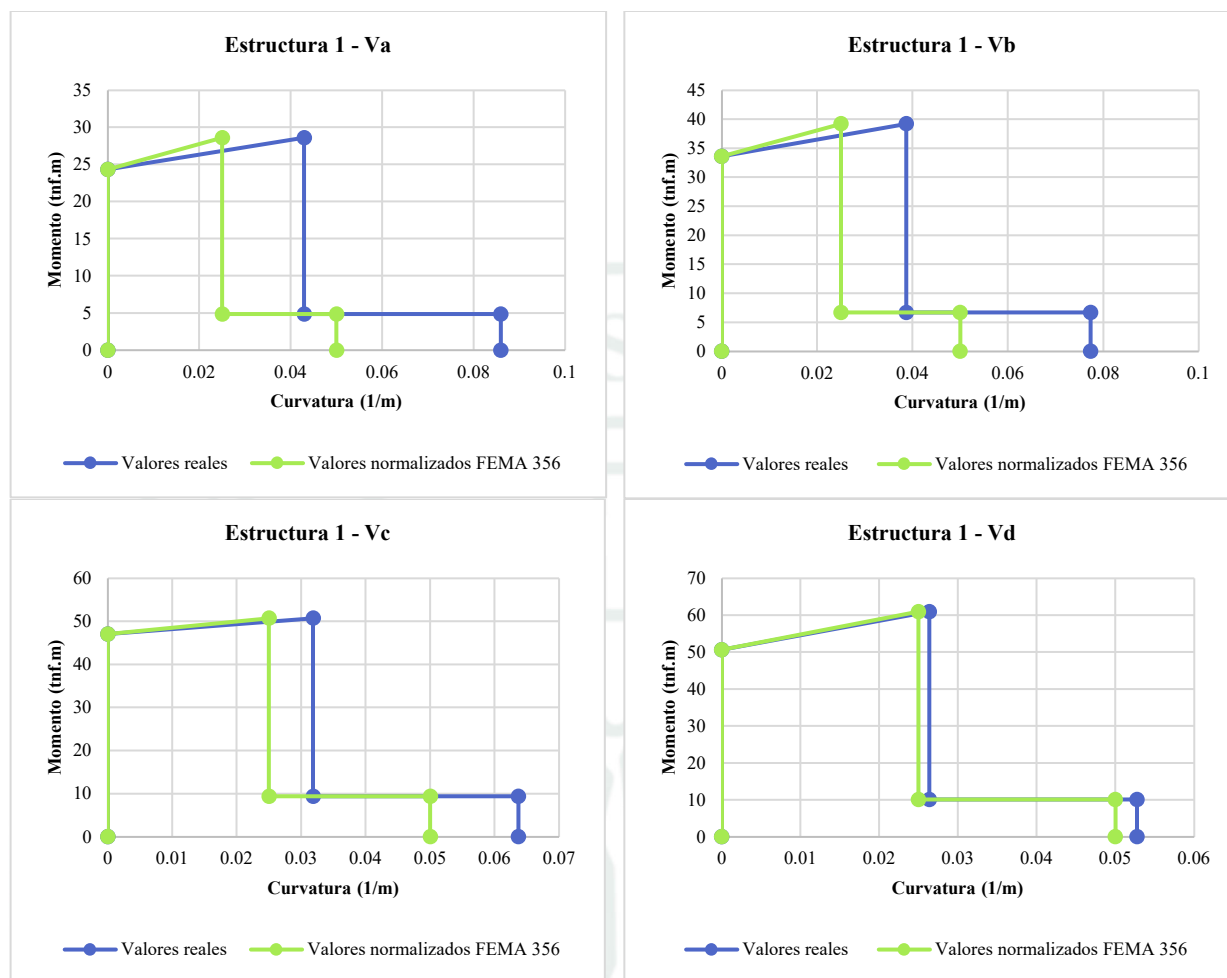


Figura 86. Diagramas momento-curvatura normalizados de vigas de Estructura 1. Elaboración propia.

Los diagramas normalizados de la Figura 86 muestran un comportamiento consistente en todos los tipos de viga de la Estructura 1: los parámetros calculados a partir de las propiedades reales de la sección presentan sistemáticamente una mayor capacidad de rotación plástica respecto a los valores tabulados del FEMA 356, mientras que los momentos de fluencia son similares en ambos casos. Esta tendencia confirma el carácter conservador de los parámetros del FEMA 356 y valida la adopción de dichos valores para la definición de las rótulas plásticas en PERFORM-3D como una aproximación del lado de la seguridad, esta configuración se observa en la Figura 87.

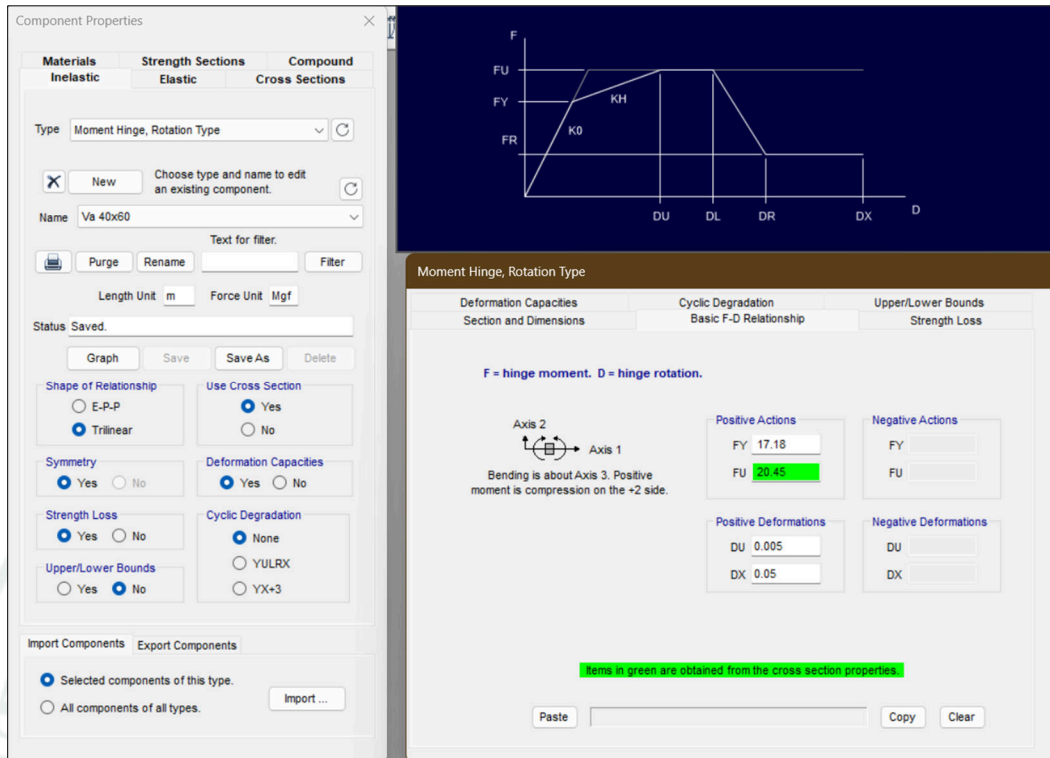


Figura 87. Configuración de diagrama momento-rotación en vigas. Captura de pantalla de PERFORM 3D.

3.3.2.2. Columnas

Para las columnas se presentan el diagrama de interacción y el diagrama momento-curvatura de la sección C1 para cada estructura, obtenidos mediante el módulo de diseño de ETABS. Ambos diagramas constituyeron la base para la caracterización del comportamiento no lineal de las rótulas plásticas asignadas en PERFORM-3D.

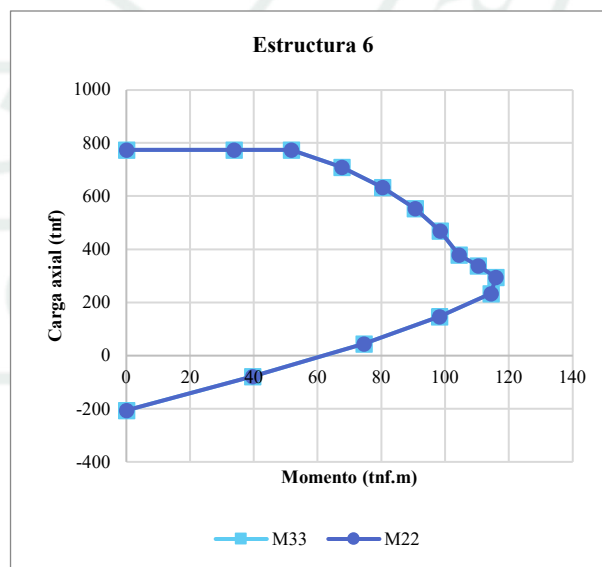
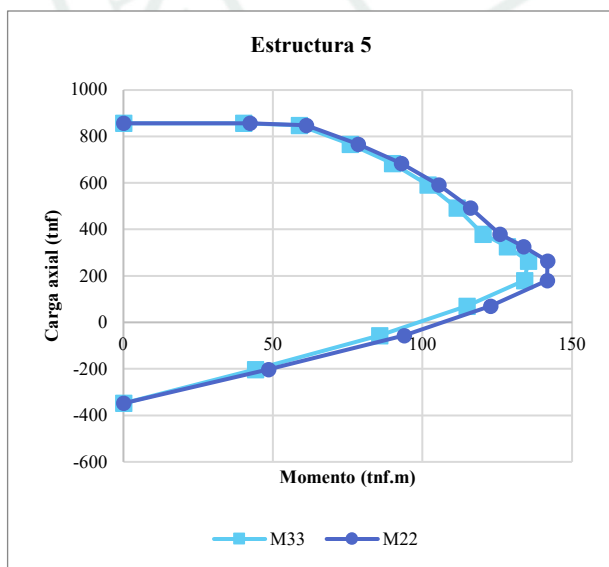
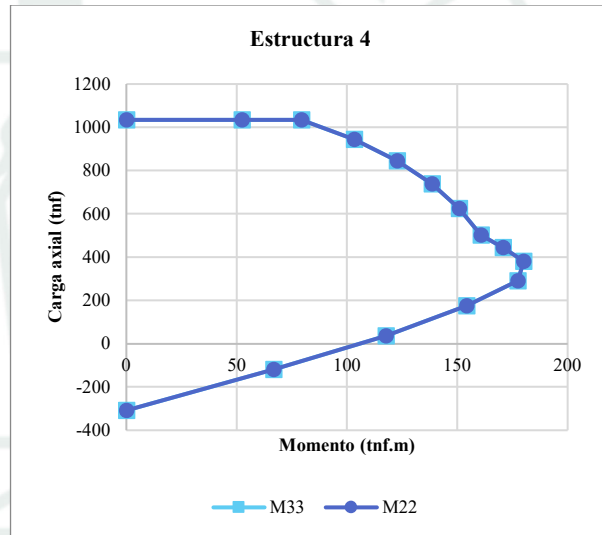
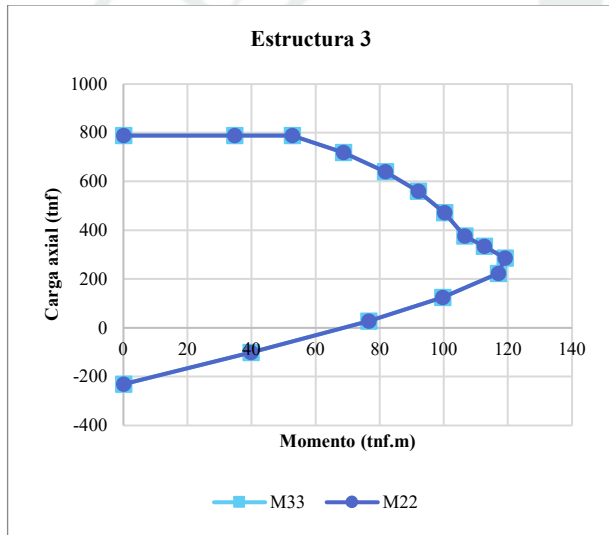
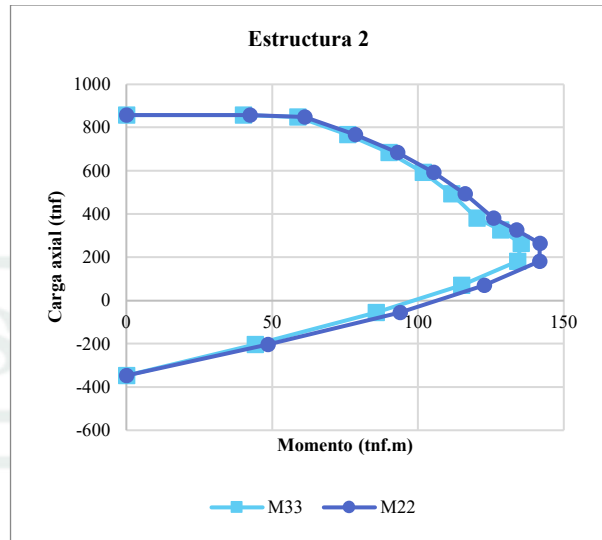
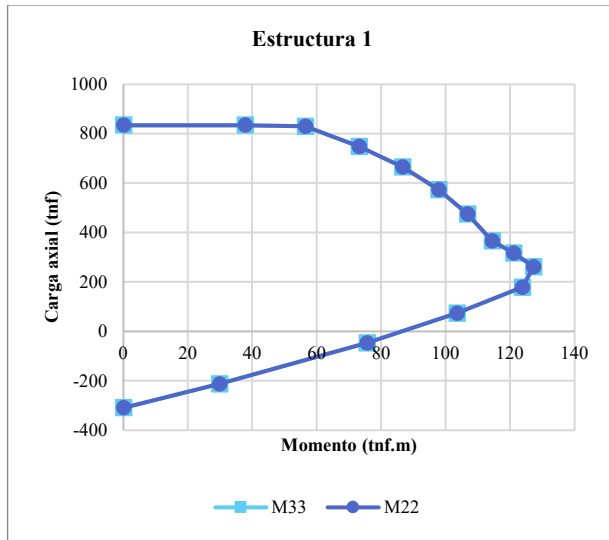


Figura 88. Diagramas de interacción de columnas por estructura. Elaboración propia.

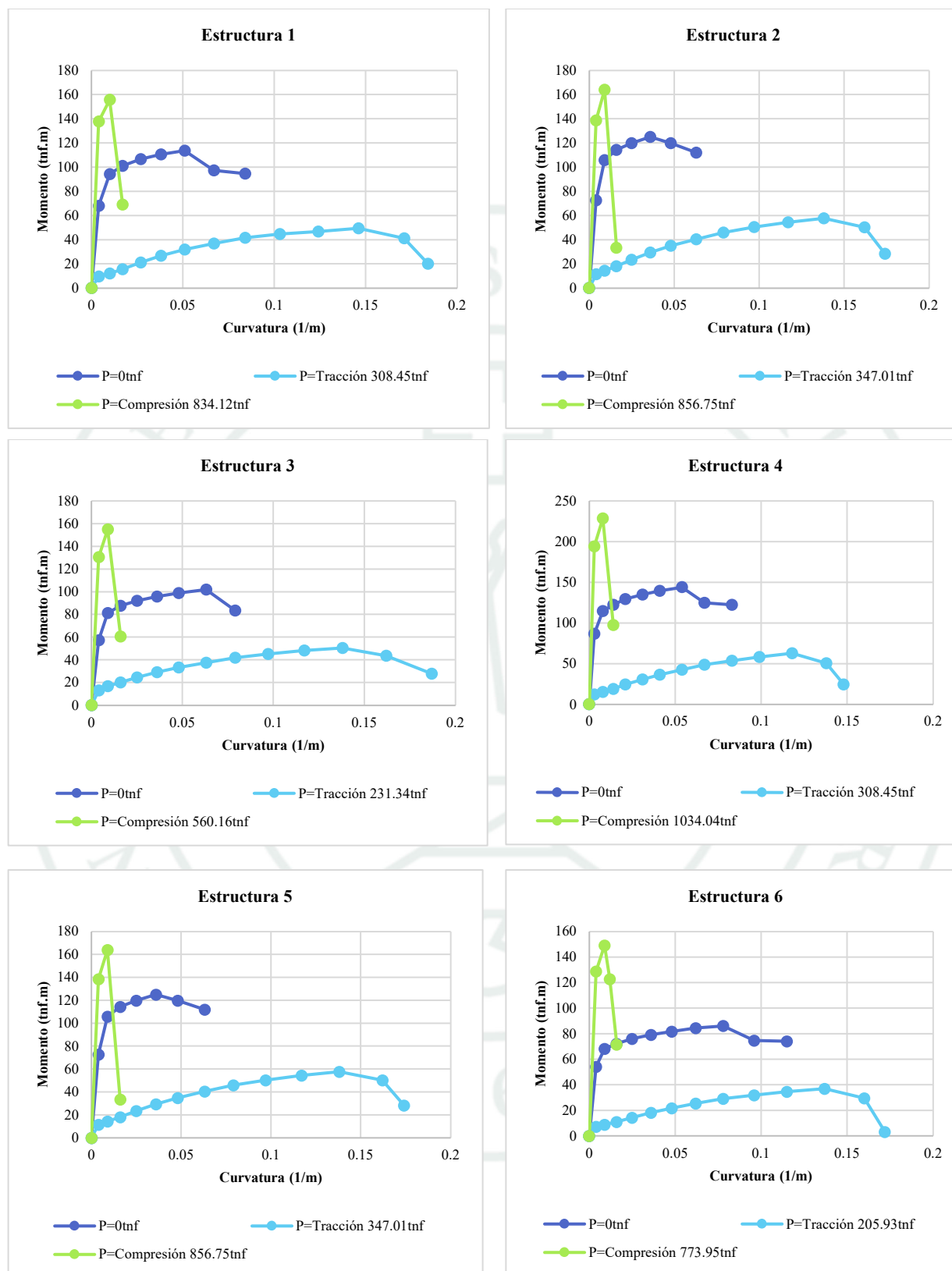


Figura 89. Diagramas momento-curvatura de columnas por estructura. Elaboración propia.

Adicionalmente, se muestra la configuración con los datos obtenidos en PERFORM 3D en la Figura 90.

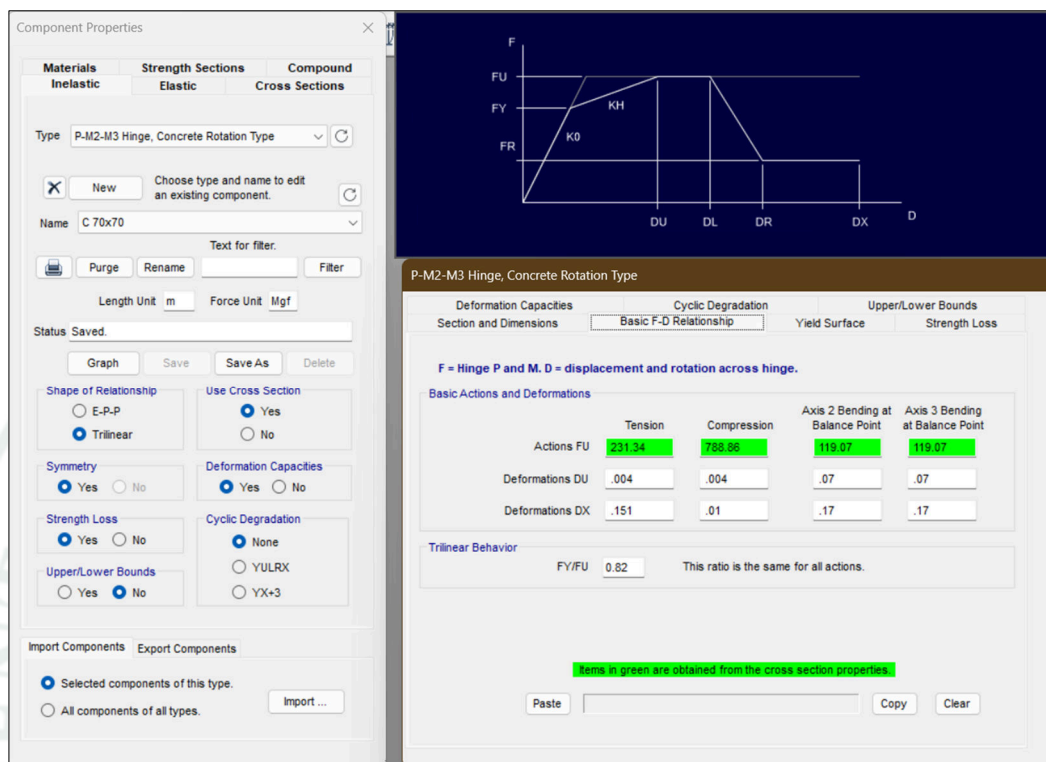


Figura 90. Configuración de diagrama momento-rotación en columnas. Captura de pantalla de PERFORM 3D.

3.3.2.3. Muros de concreto

Los muros se modelan como elementos lineales por simplificación del modelo, dado que la disipación de energía en sistemas de muros estructurales ocurre predominantemente en las zonas de rótulas plásticas de vigas y columnas del sistema de pórticos. La verificación $\phi V_n \geq V_u$ con el análisis modal espectral, visto en el acápite de diseño, garantiza que los muros no alcanzan falla frágil por cortante bajo las solicitaciones de diseño, lo que es condición suficiente para justificar su modelación elástica en el marco del objetivo comparativo del estudio.

3.4. Resultados del análisis tiempo historia no lineal

3.4.1. Derivas

En la Tabla 37 se presenta el promedio de las derivas de entrepiso máximas obtenidas del análisis tiempo historia no lineal para las seis estructuras en ambas direcciones de análisis. Los valores corresponden al máximo valor absoluto registrado entre los siete registros sísmicos escalados al

espectro objetivo de la NTE E.030. La historia de derivas en el tiempo para cada estructura se presenta en las Figuras 91 y 92, para las direcciones X e Y respectivamente. Adicionalmente, la deriva máxima por estructura y el registro correspondiente para cada dirección se muestran en la Tabla 38 y 39.

Tabla 37. Promedio de derivas por dirección para cada estructura. Elaboración propia.

Estructura	Deriva X	Deriva Y
E1	0.00939	0.00916
E2	0.00576	0.00606
E3	0.00759	0.00843
E4	0.00765	0.00765
E5	0.01163	0.01118
E6	0.00556	0.00563

En X:

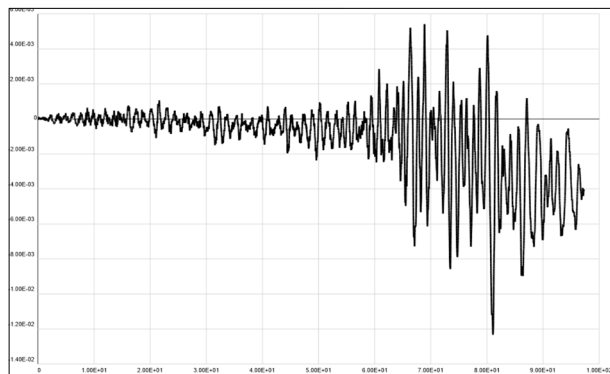
Tabla 38. Máxima deriva y registro crítico por estructura, dirección X. Elaboración propia.

Estructura	Máxima Deriva	Registro crítico
E1	0.01232	TH 7
E2	0.00730	TH 5
E3	0.00965	TH 7
E4	0.00836	TH 2
E5	0.01417	TH 3
E6	0.00735	TH 3

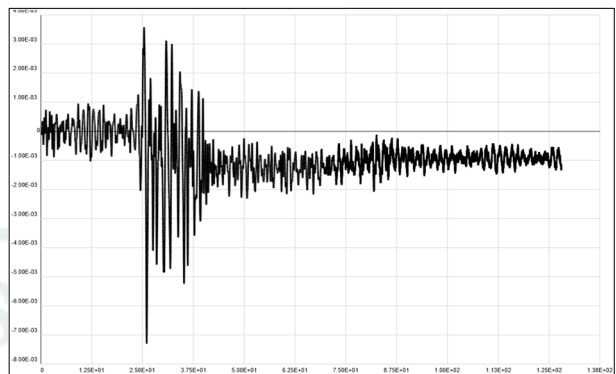
En Y:

Tabla 39. Máxima deriva y registro crítico por estructura, dirección Y. Elaboración propia.

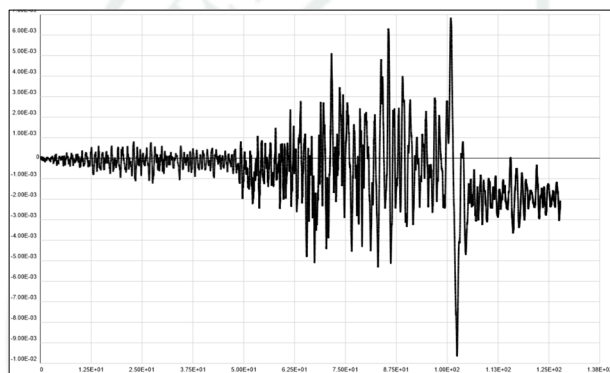
Estructura	Máxima Deriva	Registro crítico
E1	0.00836	TH 2
E2	0.01392	TH 3
E3	0.01163	TH 4
E4	0.00736	TH 5
E5	0.01107	TH 7
E6	0.00765	TH 3



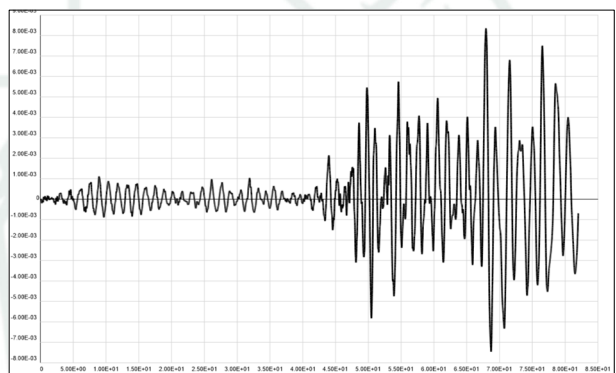
Estructura 1 – Registro 7



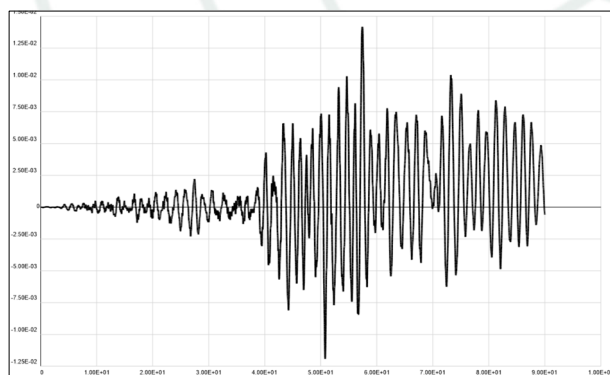
Estructura 2 – Registro 5



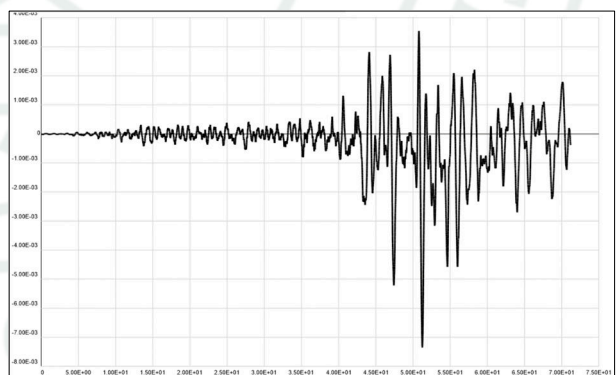
Estructura 3 – Registro 7



Estructura 4 – Registro 2

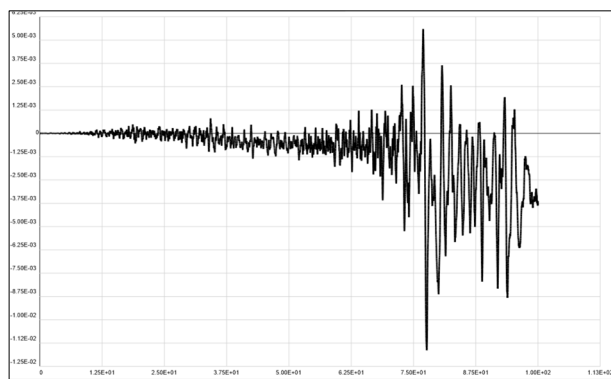


Estructura 5 – Registro 3

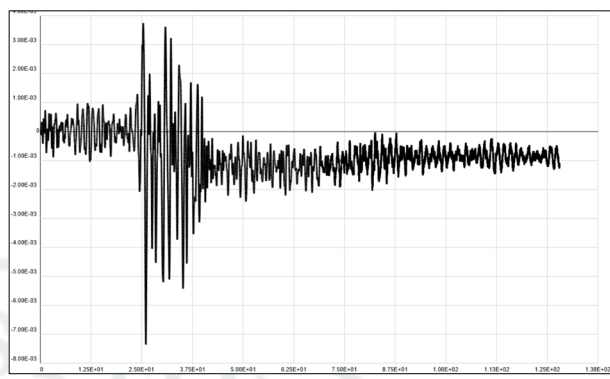


Estructura 6 – Registro 3

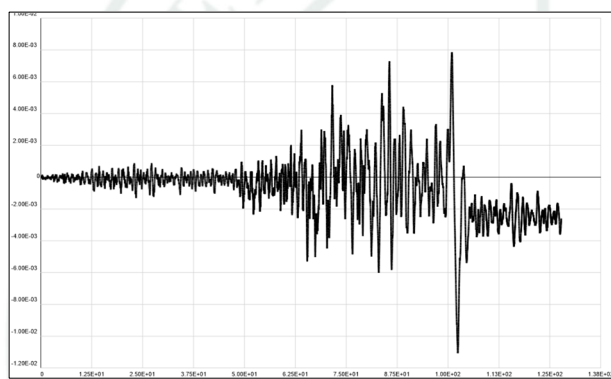
Figura 91. Deriva en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección X. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.



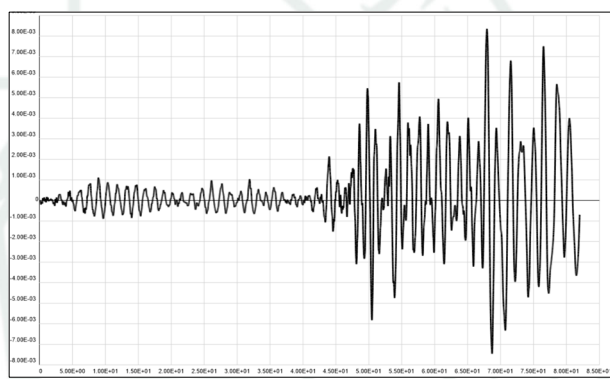
Estructura 1 – Registro 2



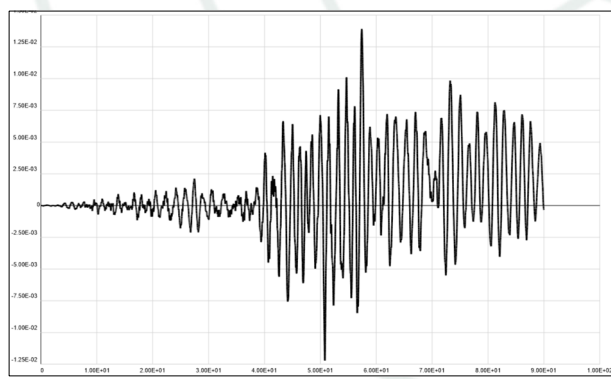
Estructura 2 – Registro 3



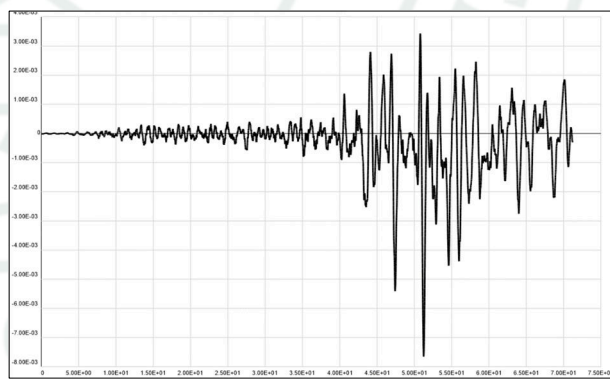
Estructura 3 – Registro 4



Estructura 4 – Registro 5



Estructura 5 – Registro 7



Estructura 6 – Registro 3

Figura 92. Deriva en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección Y. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.

Se observa que las estructuras E2, E4 y E6 presentan las únicas derivas de entrepiso que no sobrepasan el límite normativo de 0.00875 establecido por la NTE E.030 para estructuras de concreto armado.

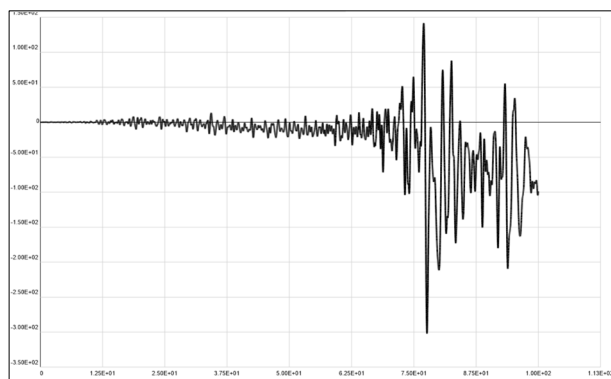
3.4.2. Desplazamientos

En la Tabla 40 se presenta el promedio de los desplazamientos máximos absolutos obtenidos del análisis tiempo historia no lineal para las seis estructuras en ambas direcciones de análisis. Los valores corresponden al desplazamiento en el último nivel en la ubicación del centro de masa, tomando el máximo valor absoluto entre los siete registros sísmicos escalados. Las historias de desplazamiento correspondientes al registro crítico de cada estructura se presentan en las Figuras 93 y 94 para las direcciones X e Y respectivamente. Los máximos desplazamientos por cada estructura en cada dirección, junto al registro crítico, se encuentran en el Anexo 5.

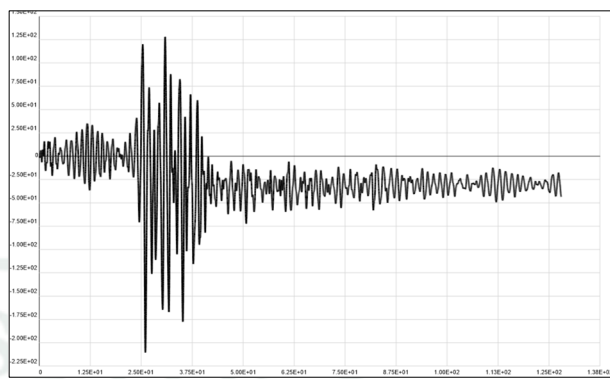
Tabla 40. Promedio de desplazamientos del último nivel por dirección para cada estructura. Elaboración propia.

Estructura	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
E1	227.64	217.34
E2	184.47	166.99
E3	218.97	157.09
E4	190.61	174.19
E5	192.59	183.26
E6	183.10	186.80

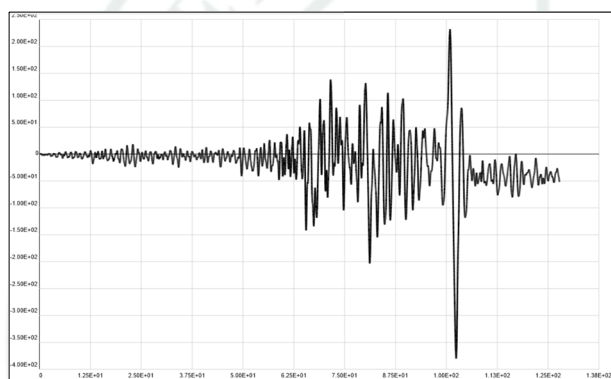
Los desplazamientos promedio en la dirección X oscilan entre 190.61 mm (E4) y 227.64 mm (E1), mientras que en la dirección Y varían entre 157.09 mm (E3) y 217.34 mm (E1). Los valores obtenidos corresponden al nivel de demanda sísmica máxima sin reducción ($R = 1$), por lo que no constituyen una verificación normativa de desplazamientos de diseño.



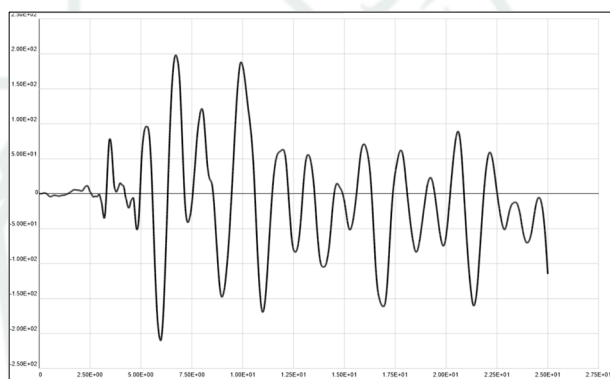
Estructura 1 – Registro 4



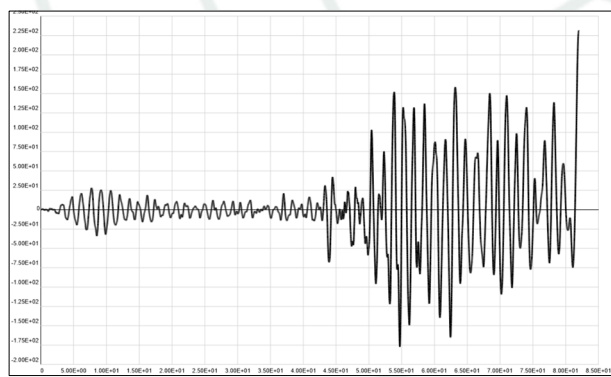
Estructura 2 – Registro 5



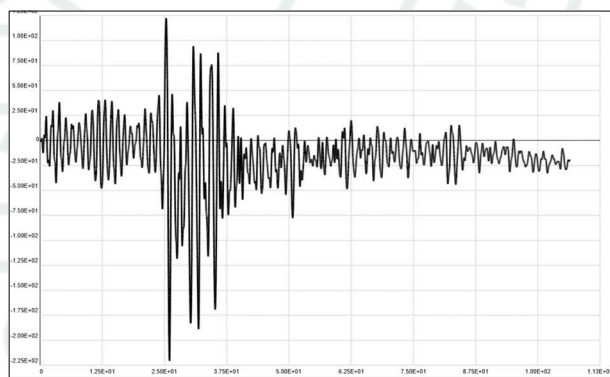
Estructura 3 – Registro 7



Estructura 4 – Registro 6

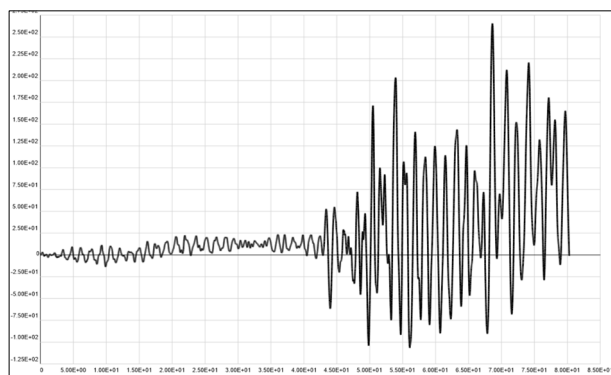


Estructura 5 – Registro 2

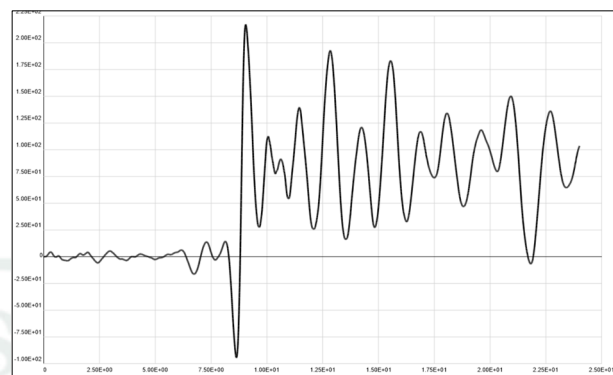


Estructura 6 – Registro 5

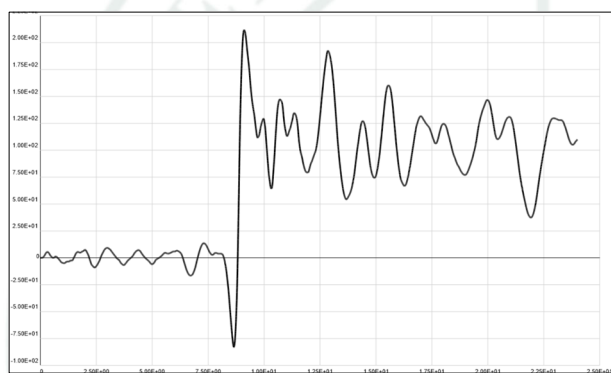
Figura 93. Desplazamiento en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección X. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.



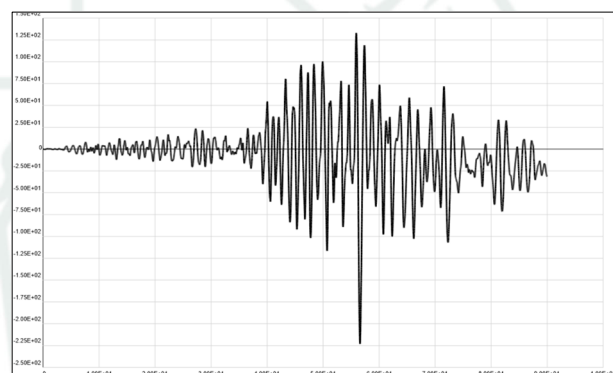
Estructura 1 – Registro 2



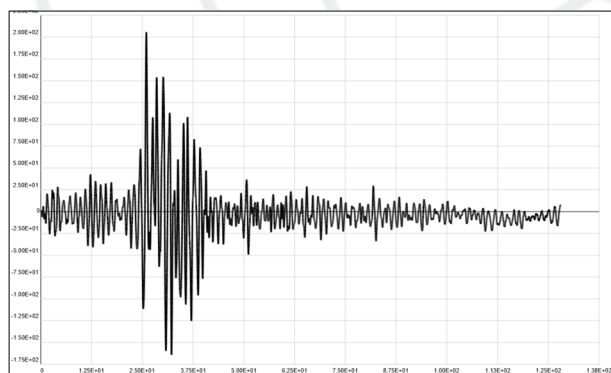
Estructura 2 – Registro 1



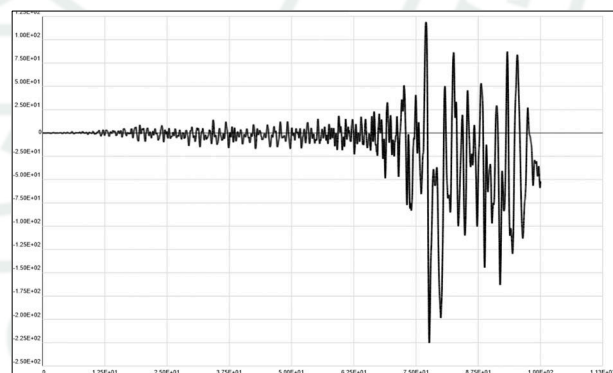
Estructura 3 – Registro 1



Estructura 4 – Registro 3



Estructura 5 – Registro 5



Estructura 6 – Registro 4

Figura 94. Desplazamiento en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección Y. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.

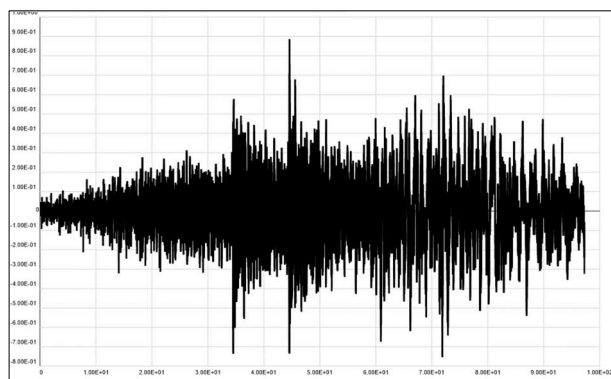
3.4.3. Aceleraciones

En la Tabla 41 se presentan los promedios de las aceleraciones de piso de los 7 registros sísmicos obtenidas del análisis tiempo historia no lineal para las seis estructuras en ambas direcciones de análisis. Los valores corresponden a la aceleración registrada en el último nivel en la ubicación del centro de masa. Las historias de aceleración correspondientes al registro crítico de cada estructura se presentan en las Figuras 95 y 96 para las direcciones X e Y respectivamente; las historias completas de los siete registros se presentan en el Anexo 6.

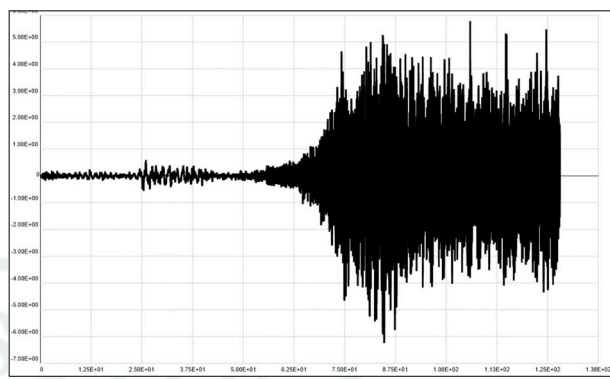
Tabla 41. Promedio de aceleraciones del último nivel por dirección para cada estructura. Elaboración propia.

Estructura	Aceleración X (g)	Aceleración Y (g)
E1	0.764	0.704
E2	1.591	1.162
E3	4.022	4.786
E4	0.596	0.636
E5	2.232	1.877
E6	1.052	1.144

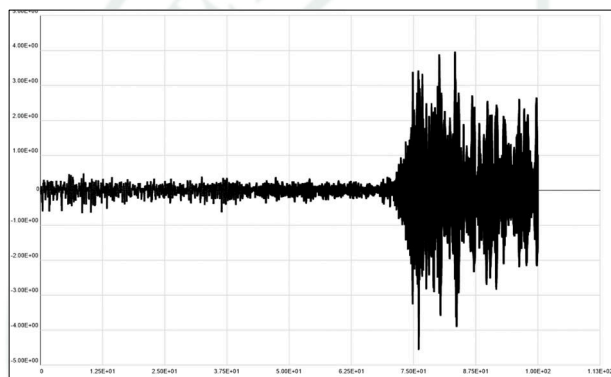
Las aceleraciones promedio en la dirección X oscilan entre 0.596g (E4) y 4.022g (E3), mientras que en la dirección Y varían entre 0.636g (E4) y 4.786g (E3). Cabe señalar que los valores elevados obtenidos corresponden al nivel de demanda sísmica máxima sin reducción ($R = 1$) y son consistentes con el comportamiento esperado en estructuras con irregularidad torsional severa sometidas a registros de alta energía en el rango de sus periodos fundamentales.



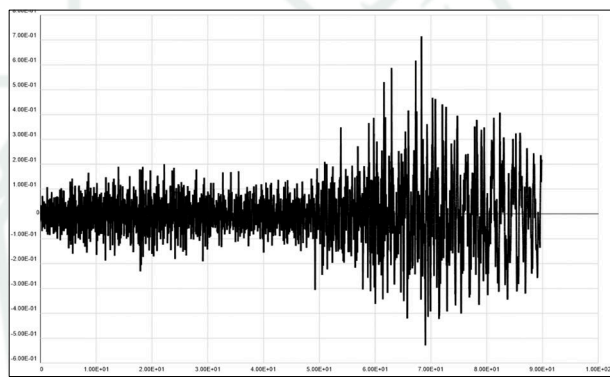
Estructura 1 – Registro 7



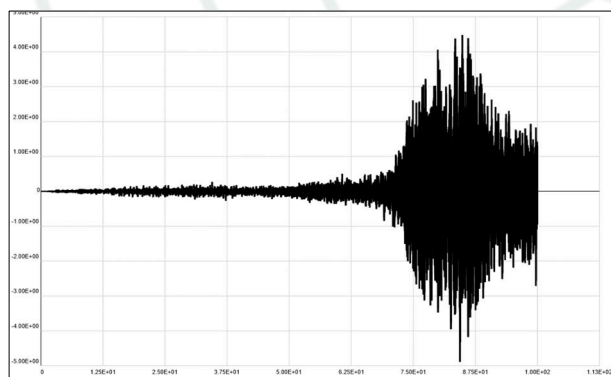
Estructura 2 – Registro 5



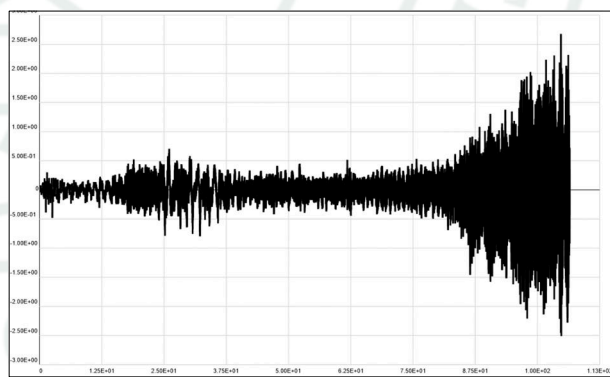
Estructura 3 – Registro 5



Estructura 4 – Registro 7

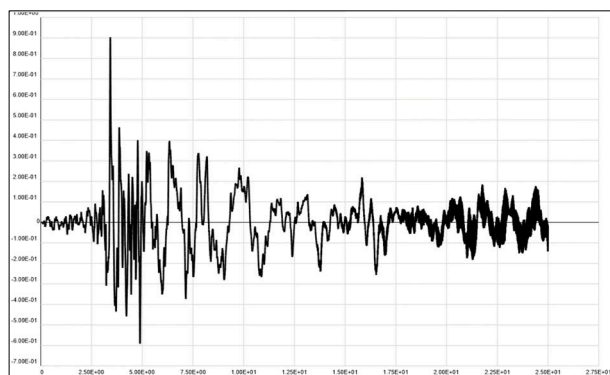


Estructura 5 – Registro 4

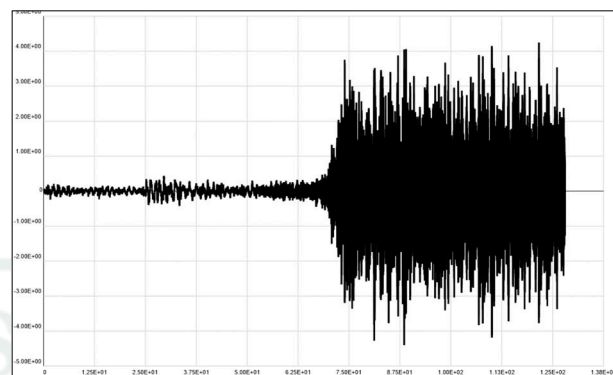


Estructura 6 – Registro 5

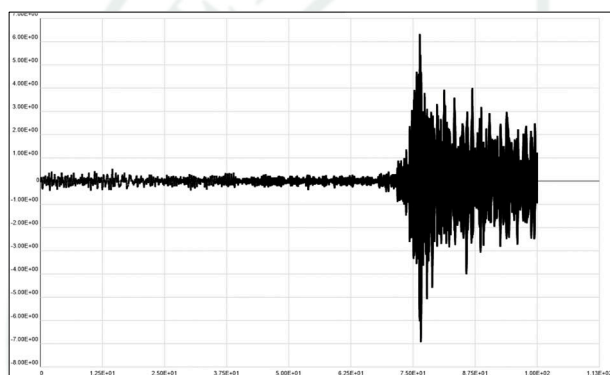
Figura 95. Aceleración en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección X. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.



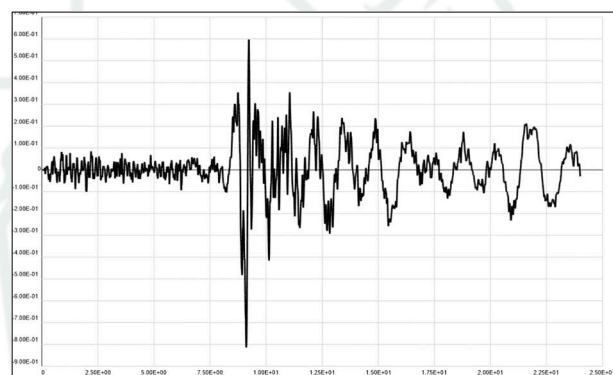
Estructura 1 – Registro 6



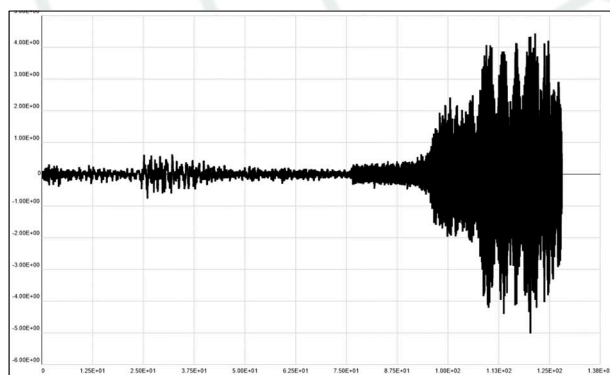
Estructura 2 – Registro 5



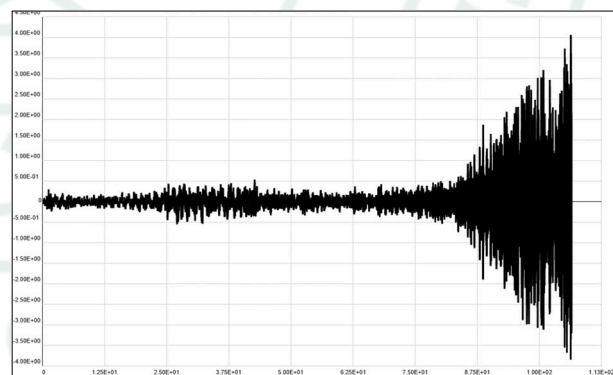
Estructura 3 – Registro 5



Estructura 4 – Registro 1



Estructura 5 – Registro 5



Estructura 6 – Registro 5

Figura 96. Aceleración en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección Y. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.

3.4.4. Cortante basal

En la Tabla 42 se presentan los cortantes basales totales obtenidas del análisis tiempo historia no lineal para las seis estructuras en ambas direcciones de análisis. Los valores corresponden al promedio de los siete registros sísmicos. Las historias de cortante basal correspondientes al registro crítico de cada estructura se presentan en las Figuras 97 y 98 para las direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 42. Promedio de fuerza cortante en la base por dirección para cada estructura. Elaboración propia.

Estructura	Dirección X			Dirección Y		
	Columnas (tnf)	Muros (tnf)	Total (tnf)	Columnas (tnf)	Muros (tnf)	Total (tnf)
E1	179.69	603.71	783.40	212.77	479.75	692.51
E2	181.48	1013.78	1149.92	213.07	754.67	944.06
E3	168.24	1365.96	1534.20	193.43	1295.56	1489.00
E4	239.67	532.33	772.00	273.29	527.42	800.71
E5	357.03	965.28	1322.31	398.15	955.33	1353.48
E6	231.46	1044.85	1276.32	277.87	571.01	848.88

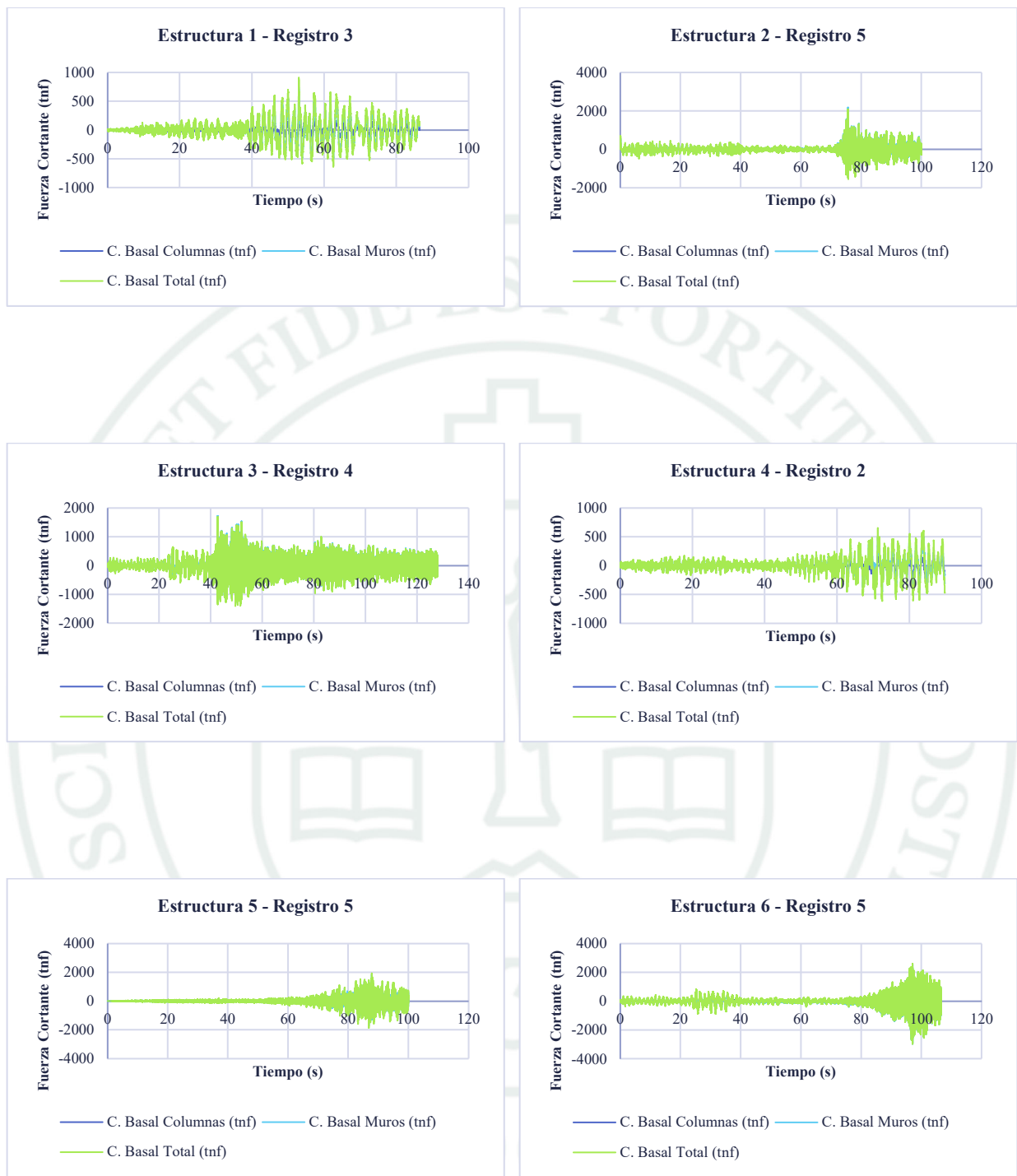


Figura 97. Cortante basal en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección X. Elaboración propia.



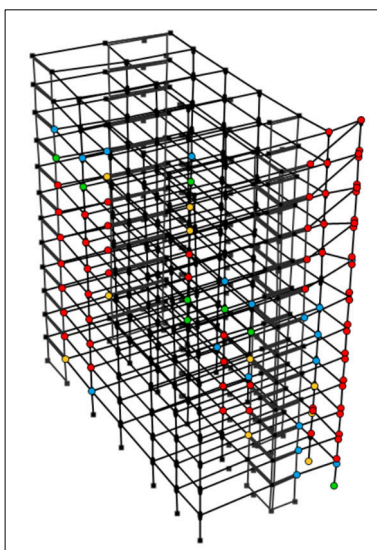
Figura 98. Cortante basal en el tiempo por registro crítico para cada estructura, dirección Y. Elaboración propia.

En cuanto a la distribución de la cortante basal entre sistemas resistentes, los muros estructurales absorben la mayor proporción de la demanda sísmica en todas las estructuras, con participaciones promedio que oscilan entre el 64.51% en E1 y el 93.68% en E3. Las columnas contribuyen en menor medida, con participaciones promedio entre el 15.57% en E3 y el 36.75% en E4. Este comportamiento es consistente con un sistema estructural de muros de concreto armado, en el cual los muros concentran la rigidez lateral y por ende atraen la mayor parte de las fuerzas sísmicas.

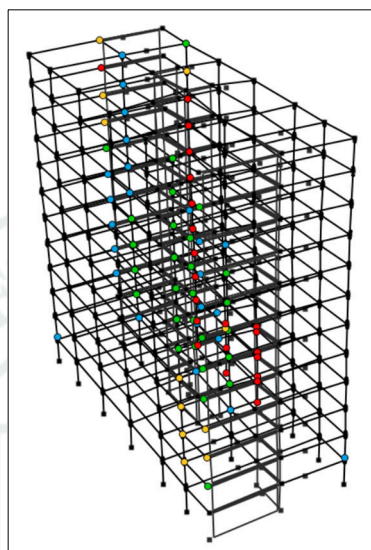
3.4.5. Activación de rótulas plásticas

En la Figura 99 se presenta la distribución de rótulas plásticas obtenida al final del análisis tiempo historia no lineal para cada estructura. La visualización corresponde a capturas de pantalla del programa PERFORM-3D el cual colorea los extremos de vigas y columnas según la razón de demanda/capacidad (Usage Ratio) máxima alcanzada durante el análisis. La escala de colores empleada es la predeterminada del programa, definida de la siguiente manera: negro para Usage Ratio menor a 0.70 (rango elástico), celeste entre 0.70 y 0.80 (daño leve), verde entre 0.80 y 0.90 (daño moderado), amarillo entre 0.90 y 1.00 (daño severo), y rojo para valores iguales o superiores a 1.00, indicando que el elemento ha alcanzado o superado el límite del estado de daño definido. El registro crítico para la presentación de la distribución de rótulas plásticas se determinó como aquel que genera el mayor número de elementos con Usage Ratio igual o superior a 1.0, por considerarse el estado de daño inelástico más representativo del comportamiento de la estructura.

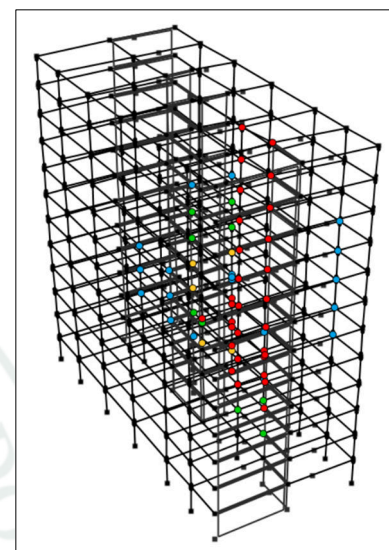
La distribución de rótulas permite identificar los elementos con mayor demanda inelástica y verificar el mecanismo de plastificación desarrollado en cada estructura bajo el sismo máximo sin reducción. Los elementos que presentan Usage Ratios elevados (amarillo y rojo) corresponden a los seleccionados para el análisis de fuerzas internas presentado en el acápite siguiente.



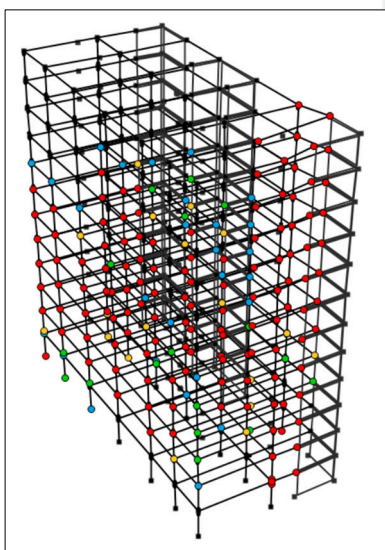
Estructura 1 – Registro 2



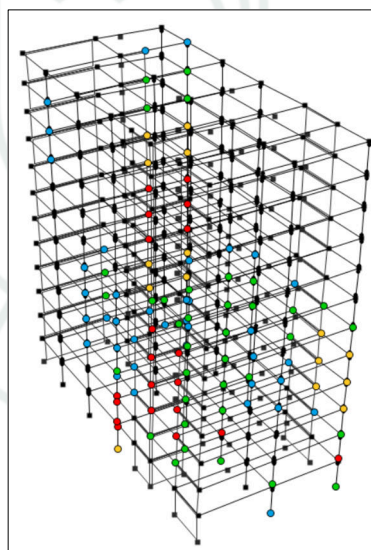
Estructura 2 – Registro 2



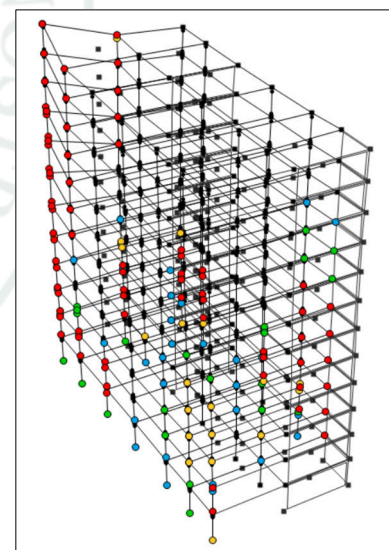
Estructura 3 – Registro 7



Estructura 4 – Registro 7



Estructura 5 – Registro 3



Estructura 6 – Registro 7

Figura 99. Distribución de rótulas plásticas al estado final del análisis — Registro crítico por estructura. Capturas de pantalla de PERFORM - 3D.

3.4.6. Fuerzas internas

En la Tabla 43 se identifican los elementos de viga y columna seleccionados para el análisis de fuerzas internas en cada estructura, correspondientes a los elementos que presentaron el mayor Usage Ratio durante el análisis tiempo historia no lineal.

En las Tablas 44 y 45 se presentan los valores promedio de las fuerzas internas máximas obtenidos del análisis tiempo historia no lineal para los elementos de viga y columna seleccionados en cada estructura. Los valores corresponden al promedio de las envolventes máximas de los siete registros sísmicos.

Tabla 43. Ubicación de elemento más esforzado por estructura. Elaboración propia.

Estructura	Elemento	Nivel	Ubicación
E1	Viga	12	Eje 1, entre Ejes D-F
E1	Columna	1	Intersección Ejes 1-F
E2	Viga	12	Eje C, entre Ejes 2-3
E2	Columna	1	Intersección Ejes 7-A
E3	Viga	12	Eje 1, entre Ejes C-D
E3	Columna	1	Intersección Ejes 7-A
E4	Viga	5	Eje 3, entre Ejes B-C
E4	Columna	1	Intersección Ejes 1-F
E5	Viga	12	Eje 4, entre Ejes C-E
E5	Columna	1	Intersección Ejes 1-A
E6	Viga	12	Eje 7, entre Ejes A-C
E6	Columna	1	Intersección Ejes 7-A

Tabla 44. Valores promedio por estructura de torsión, momento y cortante en vigas. Elaboración propia.

Estructura	Ángulo	Torsión prom. (tnf.m)	M. prom. (+) (tnf.m)	M. prom. (-) (tnf.m)	V. prom. (+) (tnf)	V. prom. (-) (tnf)
E1	75°	1.536	58.57	-60.00	12.14	-25.00
E2	120°	1.045	36.43	-36.43	9.29	-12.14
E3	105°	2.074	50.00	-50.00	32.86	-39.29
E4	135°	1.686	50.00	-50.00	30.00	-29.29
E5	30°	2.776	60.00	-60.00	17.86	-30.00
E6	150°	2.337	72.86	-72.86	20.71	-4.64

Tabla 45. Valores promedio por estructura de torsión, compresión, momento y cortante en columnas. Elaboración propia.

Estructura	Ángulo	Torsión prom. (tnf.m)	Comp. prom. (tnf)	M. prom. (+) (tnf.m)	M. prom. (-) (tnf.m)	V. prom. (+) (tnf)	V. prom. (-) (tnf)
E1	75°	5.712	488.79	110.00	-108.57	51.43	-52.14
E2	120°	3.001	192.90	83.21	-107.50	24.29	-24.29
E3	105°	4.005	125.34	80.00	-72.14	16.43	-18.93
E4	135°	6.140	249.07	135.71	-139.29	29.29	-30.71
E5	30°	8.353	242.20	95.00	-99.29	31.43	-34.29
E6	150°	8.596	233.71	88.57	-88.57	47.14	-38.57

3.4.7. Usage Ratios y nivel de desempeño

La evaluación del nivel de desempeño sísmico de las estructuras se realizó mediante el análisis de los Usage Ratios (UR) reportados por PERFORM-3D para cada elemento con rótula plástica. El UR se define como la razón entre la deformación demandada y la deformación límite asociada a cada nivel de desempeño, de modo que $UR \geq 1.0$ indica que la demanda alcanza o supera el umbral del nivel evaluado.

Se definieron tres estados límite de deformación (Limit States) para vigas y columnas, correspondientes a los niveles de desempeño establecidos en FEMA 356: Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (SV) y Cercano al Colapso (CC). En todos los casos se empleó un límite $D/C = 1.0$ aplicado sobre la rotación de rótula del componente correspondiente — rótula M3 para vigas y rótula P-M2-M3 para columnas —, con Performance Levels 1, 2 y 3 asociados a OI, SV y CC respectivamente. Los valores de rotación límite de cada nivel de desempeño fueron definidos previamente en la caracterización de los componentes no lineales según los parámetros a, b y c de FEMA 356, por lo que el $UR = 1.0$ equivale exactamente a alcanzar la deformación característica de cada estado límite. Los muros de corte se modelaron como elementos elásticos en PERFORM-3D, en consecuencia, no se definieron estados límite de deformación para estos elementos.

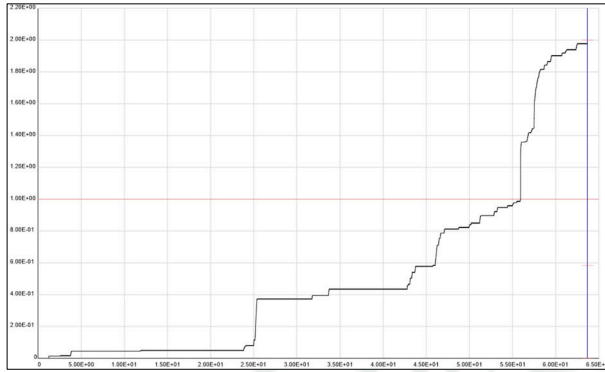
La evaluación se realizó para cada una de las seis estructuras bajo los siete registros sísmicos escalados, considerando el ángulo de incidencia crítico definido para cada estructura. Los resultados se presentan en términos del nivel de desempeño alcanzado por el mayor número de elementos con $UR \geq 1.0$, identificando así el registro crítico y el estado límite predominante en

cada caso. La Tabla 46 correspondiente al promedio de los 7 registros sísmicos por estructura se presenta en el cuerpo principal del documento, mientras que el detalle de cada resultado por registro se incluye en el Anexo 7 y Anexo 8.

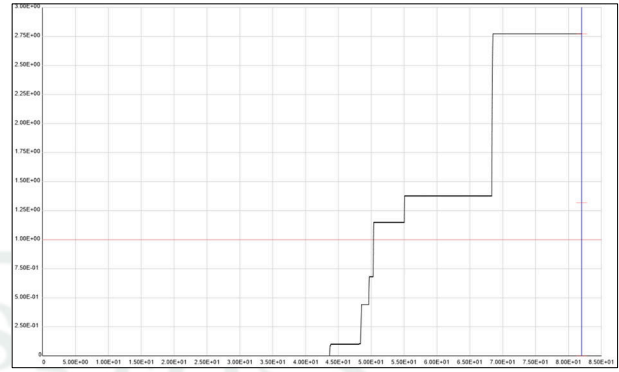
Tabla 46. Usage Ratios promedio de los 7 registros sísmicos por nivel de desempeño y tipo de elemento — Estructuras 1-6.

Estructura	OI			SV			CC		
	Columna	Viga	Máximo	Columna	Viga	Máximo	Columna	Viga	Máximo
E1	4.724	3.681	4.724	0.591	1.840	1.840	0.394	1.472	1.472
E2	2.074	1.273	2.074	0.622	0.637	0.637	0.104	0.509	0.509
E3	1.101	2.614	2.614	0.138	1.307	1.307	0.092	1.045	1.045
E4	1.806	1.092	1.806	0.542	0.546	0.546	0.090	0.437	0.437
E5	1.094	1.095	1.095	0.137	1.095	1.095	0.091	0.876	0.876
E6	2.791	3.718	3.718	0.349	1.859	1.859	0.233	1.487	1.487

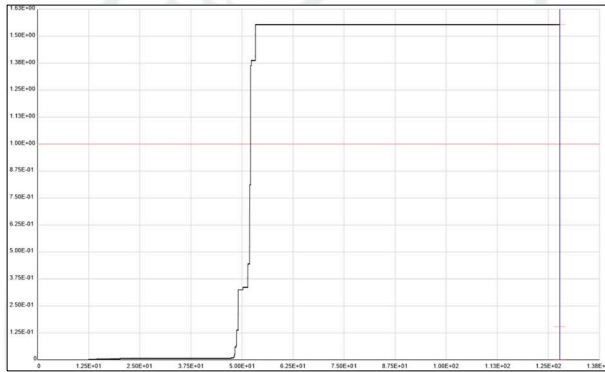




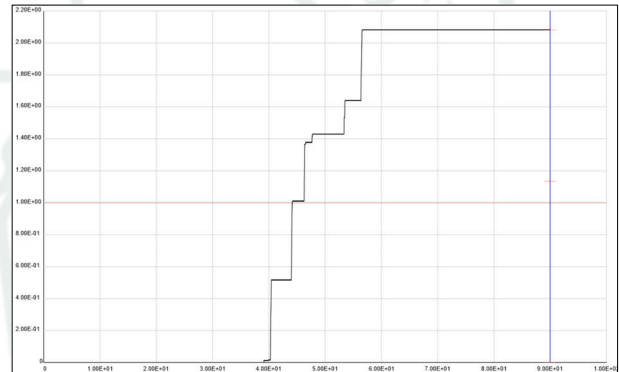
Estructura 1 – Registro sísmico crítico, TH5. Estado límite: Cercano al Colapso (CC).



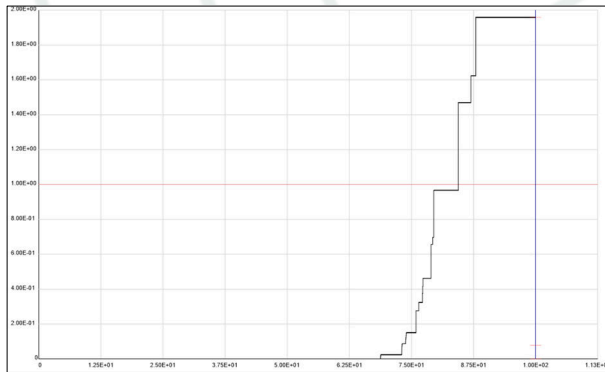
Estructura 2 – Registro sísmico crítico, TH2. Estado límite: Ocupación Inmediata (OI).



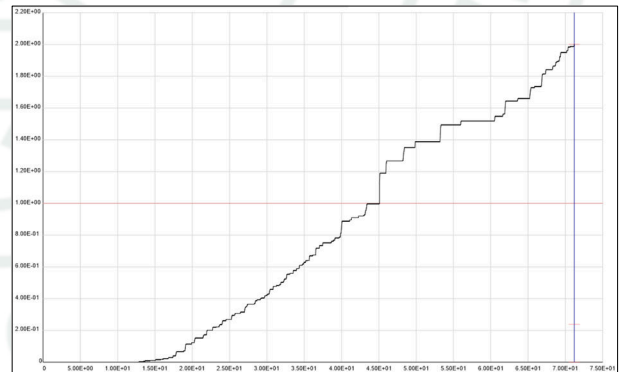
Estructura 3 – Registro sísmico crítico, TH7. Estado límite: Cercano al Colapso (CC).



Estructura 4 – Registro sísmico crítico, TH3. Estado límite: Ocupación Inmediata (OI).



Estructura 5 – Registro sísmico crítico, TH4. Estado límite: Cercano al Colapso (CC).



Estructura 6 – Registro sísmico crítico, TH3. Estado límite: Cercano al Colapso (CC).

Figura 100. Ratio de demanda-capacidad (Usage Ratio), estado límite de cada estructura, registro crítico. Captura de pantalla de PERFORM - 3D

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Comparación de la respuesta estructural

4.1.1. Modos de vibración

La Tabla 47 presenta los tres primeros periodos de vibración de las seis estructuras analizadas. En todos los casos, T1 corresponde al modo traslacional predominante en la dirección de mayor flexibilidad, T2 al modo traslacional en la dirección ortogonal, y T3 al modo torsional.

Tabla 47. Periodos de los tres primeros modos de vibración y caracterización modal de las seis estructuras analizadas. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)	Modo predominante
I. Torsional Normal	E1	0.970	0.849	0.654	Traslacional X
	E2	0.696	0.652	0.484	Traslacional Y
	E3	1.146	0.904	0.527	Traslacional X
I. Torsional Extrema	E4	0.900	0.787	0.567	Traslacional X
	E5	1.030	0.748	0.539	Traslacional X
	E6	0.992	0.776	0.481	Traslacional Y

Para el grupo de irregularidad normal (E1–E3), los periodos fundamentales varían entre 0.696 s (E2) y 1.146 s (E3), siendo E2 la estructura más rígida y E3 la más flexible, no solo dentro de este grupo sino entre las seis estructuras analizadas. En el grupo de irregularidad extrema (E4–E6), los periodos oscilan entre 0.900 s (E4) y 1.030 s (E5), correspondiendo E4 a la estructura más rígida y E5 a la más flexible del grupo.

Comparando ambos grupos, no se observan diferencias sistemáticas en los periodos fundamentales, lo que indica que la irregularidad torsional introducida mediante la reubicación de muros no afecta significativamente la rigidez traslacional global de las estructuras, sino principalmente su distribución en planta y su comportamiento torsional. Esta observación es coherente con el hecho de que los periodos modales reflejan la rigidez global del sistema, mientras que la irregularidad torsional se manifiesta principalmente en la diferencia de la respuesta entre los extremos de cada diafragma.

4.1.2. Centro de masa y centro de rigidez

La Tabla 48 presenta las excentricidades entre el centro de masa y el centro de rigidez para cada estructura, calculadas a partir de las coordenadas obtenidas en ETABS para el nivel 6 como piso

representativo. Se reportan las excentricidades en dirección X (ex) y dirección Y (ey), así como la excentricidad total (e).

Tabla 48. Excentricidad en la dirección X, en la dirección Y y excentricidad total. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	ex (m)	ey (m)	e total (m)
I. Torsional Normal	E1	-3.342	5.691	6.600
	E2	1.358	-3.241	3.514
	E3	8.442	-4.397	9.519
I. Torsional Extrema	E4	-1.945	6.431	6.719
	E5	5.867	8.598	10.409
	E6	5.824	-5.931	8.312

Se observa que las excentricidades varían significativamente entre estructuras, tanto en magnitud como en dirección. Para el grupo de irregularidad torsional normal, E3 presenta la mayor excentricidad total (9.519 m), mientras que E2 registra la menor (3.514 m). En el grupo de irregularidad torsional extrema, E5 presenta la mayor excentricidad total del conjunto con 10.409 m, seguida de E6 con 8.312 m. Destaca que E5, perteneciente al grupo de irregularidad extrema, es la estructura con mayor excentricidad de todas las analizadas, lo que es consistente con la configuración asimétrica de sus muros de corte.

Adicionalmente, se observa una correspondencia entre la rigidez de las estructuras y su excentricidad total. E3 y E5, las dos estructuras más flexibles del conjunto según sus periodos fundamentales ($T_1 = 1.146$ s y $T_1 = 1.030$ s respectivamente), son precisamente las que presentan las mayores excentricidades totales (9.519 m y 10.409 m). En el extremo opuesto, E2, la estructura más rígida ($T_1 = 0.696$ s), registra la menor excentricidad total con 3.514 m. Las estructuras restantes (E1, E4 y E6) presentan periodos fundamentales similares entre sí (0.970 s, 0.900 s y 0.992 s respectivamente), lo que se refleja en excentricidades totales también comparables (6.600 m, 6.719 m y 8.312 m). Esta correspondencia sugiere que la configuración de muros que determina la flexibilidad de cada estructura también define en gran medida su nivel de excentricidad.

4.1.3. Factor de Irregularidad Torsional

La Tabla 49 presenta los índices de irregularidad torsional obtenidos mediante el análisis modal espectral (AME) y el análisis tiempo historia lineal modal (THL), para cada estructura y dirección de análisis. La clasificación se realiza conforme a los criterios de la NTE E.030, donde valores

superiores a 1.3 indican irregularidad torsional normal y valores superiores a 1.5 indican irregularidad torsional extrema.

Tabla 49. Comparación de relación de irregularidad entre métodos de análisis para todas las estructuras. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	AME			THL - Promedio 7 Registros		
		Dir. X	Dir. Y	Clasificación	Dir. X	Dir. Y	Clasificación
I. Torsional Normal	E1	1.482	1.114	I. T. Normal X	1.368	1.481	I. T. Normal X, Y
	E2	1.388	1.077	I. T. Normal X	1.624	1.197	I. T. Extrema X
	E3	1.204	1.379	I. T. Normal Y	1.604	1.407	I. T. Extrema X, Normal Y
I. Torsional Extrema	E4	1.532	1.042	I. T. Extrema X	1.544	1.233	I. T. Extrema X
	E5	1.632	1.228	I. T. Extrema X	1.407	1.155	I. T. Normal X
	E6	1.574	1.133	I. T. Extrema X	1.589	1.181	I. T. Extrema X

Con los resultados obtenidos del THL se obtiene que la estructura con mayor irregularidad es la E2 con una relación de 1.624, seguido de la estructura E3 con 1.604, a continuación, E6 con 1.589, seguido de E4 con 1.544, en quinto lugar, E1 con 1.481 y finalmente E5 con 1.368.

De los resultados obtenidos se desprenden observaciones relevantes por estructura. E2, siendo la más rígida de las seis estructuras, presenta el mayor índice de irregularidad torsional en dirección X bajo el THL (1.624), lo que sugiere que su alta rigidez no necesariamente implica una respuesta torsional controlada. En sentido opuesto, E3, siendo la estructura más flexible del conjunto, registra la segunda irregularidad más alta bajo el THL, con clasificación extrema en X y normal en Y. Este resultado es particularmente notable dado que en el AME, E3 era la única estructura que presentaba irregularidad exclusivamente en dirección Y; el THL capturó adicionalmente una irregularidad extrema en X, lo que evidencia que el análisis espectral subestimó la demanda torsional real en esa dirección.

En contraste, E5, que es la segunda estructura más flexible del conjunto, registra el menor índice de irregularidad bajo el THL, pasando incluso de irregularidad extrema en el AME a irregularidad normal. Esto sugiere que la flexibilidad de E5 combinada con su ángulo de incidencia crítico

particular produce una respuesta torsional menor a la predicha por el análisis espectral. Por otro lado, E1 presenta una reducción del índice en dirección X respecto al AME, pero el THL detecta adicionalmente irregularidad en dirección Y, caso que el AME no registró, lo que refuerza la capacidad del análisis dinámico para capturar efectos torsionales bidireccionales que el análisis espectral omite.

Finalmente, E4 y E6, cuyas frecuencias de vibración son similares entre sí, registran también valores de irregularidad torsional comparables tanto en el AME como en el THL, con clasificación extrema en dirección X en ambos casos.

En resumen, estos resultados sugieren que el análisis espectral, al no capturar la variabilidad temporal de la respuesta sísmica, en la mayoría de casos, subestima de una u otra manera como la irregularidad torsional dependiendo de la configuración estructural y el ángulo de incidencia considerado.

4.1.3.1. Evaluación del factor de irregularidad torsional (I_p) normativo

A partir de los cortantes basales obtenidos del análisis dinámico no lineal (THnL) y los cortantes del análisis modal espectral (AME) que se muestran en la Tabla 50, se procedió a cuantificar el factor de irregularidad torsional efectivo que refleja la amplificación inelástica real de la demanda sísmica para cada estructura. Para ello, se determinó la demanda de diseño correspondiente al sistema estructural sin penalización por irregularidad torsional, multiplicando el cortante del AME por el factor I_p normativo de cada estructura ($I_p=0.75$ para irregularidad torsional normal e $I_p=0.60$ para irregularidad torsional extrema), recuperando así la demanda reducida únicamente por el factor de reducción del sistema ($R_o=6$), sin el castigo adicional por irregularidad, como se muestra en la Tabla 51. Dicho valor se comparó con el cortante basal promedio de los siete registros del análisis dinámico no lineal bajo el ángulo de incidencia crítico, obteniéndose un factor de amplificación que representa cuántas veces la demanda inelástica real supera a la demanda de diseño sin penalización de irregularidad. El inverso de dicha amplificación constituye el factor I_p efectivo real, el cual se interpreta como el valor que debería adoptar el factor de irregularidad torsional para que el análisis modal espectral anticipe adecuadamente la demanda inelástica real, proceso que se observa en la Tabla 52.

Tabla 50. Cortante basal de Análisis Modal Espectral y Análisis Tiempo Historia No Lineal por estructura. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	Cortante AME R=6xIp (tnf)		Cortante THnL - Prom. 7 registros (tnf)	
		Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
I. Torsional Normal	E1	367.25	283.39	783.4	692.51
	E2	496.58	414.84	1149.92	944.06
	E3	245.75	311.82	1534.2	1489
I. Torsional Extrema	E4	443.42	310.92	772	800.71
	E5	369.25	290.83	1322.31	1353.48
	E6	554.46	325.41	1276.32	848.88

Tabla 51. Cortante basal de Análisis Modal Espectral con R=6 sin factor de irregularidad Ip para cada estructura. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	Cortante en X, R=6 sin Ip (tnf)	Cortante en Y, R=6 sin Ip (tnf)
I. Torsional Normal	E1	275.44	212.54
	E2	372.44	311.13
	E3	184.31	233.87
I. Torsional Extrema	E4	266.05	186.55
	E5	221.55	174.50
	E6	332.68	195.25

Tabla 52. Factores de irregularidad considerando valores de Análisis Tiempo Historia No Lineal. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	Amplificación en X (THnL/AME R=6)	Amplificación en Y (THnL/AME R=6)	Factor X (1/Amplificación)	Factor Y (1/Amplificación)	Nivel de Desempeño
I. Torsional Normal	E1	2.84	3.26	0.35	0.31	CC
	E2	3.09	3.03	0.32	0.33	OI
	E3	8.32	6.37	0.12	0.16	CC
I. Torsional Extrema	E4	2.90	4.29	0.34	0.23	OI
	E5	5.97	7.76	0.17	0.13	SV
	E6	3.84	4.35	0.26	0.23	CC

Con el fin de identificar qué parámetro estructural predice mejor la magnitud del factor Ip real obtenido, se analizó la correlación entre dicho factor y dos variables: el período fundamental T1 y

la excentricidad total (e) entre el centro de masa y el centro de rigidez. Los resultados se presentan en la Figura 101 y 102, donde cada punto representa una estructura y el color el grupo de irregularidad al que pertenece.

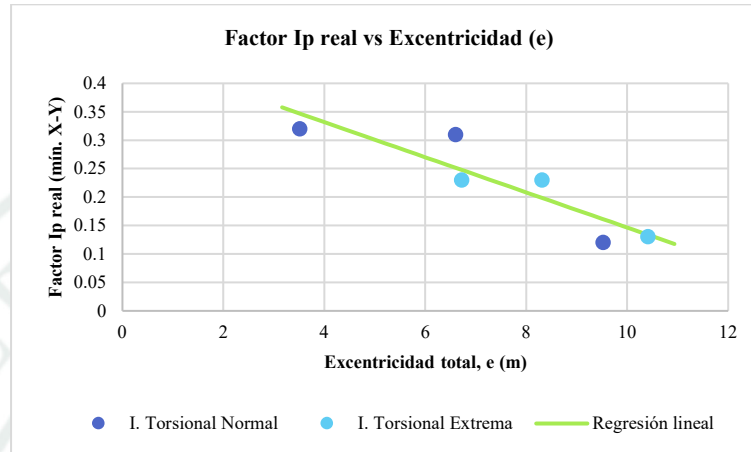


Figura 101. Gráfico del Factor I_p obtenido del análisis vs excentricidad de cada estructura. Elaboración propia.

La Figura 101 muestra la relación entre la excentricidad total (e) y el factor I_p real obtenido para cada estructura. Se observa una tendencia negativa clara: a medida que la excentricidad aumenta, el factor I_p real disminuye, indicando que la subestimación del factor normativo es progresivamente mayor en estructuras con mayor desbalance entre el centro de masa y el centro de rigidez. Esta tendencia se ve reforzada por el nivel de desempeño alcanzado en cada estructura: las tres estructuras que llegaron al nivel Cerca al Colapso (E1, E3 y E6) se ubican sistemáticamente en la parte inferior del gráfico, con factores I_p reales entre 0.12 y 0.31, mientras que las estructuras que se mantuvieron en Ocupación Inmediata (E2 y E4) presentan los factores más altos del conjunto (0.32 y 0.23 respectivamente), y la estructura en Seguridad de Vida (E5) ocupa una posición intermedia (0.13). Esta distribución sugiere que una mayor excentricidad no solo se asocia con un factor I_p real menor, sino también con un mayor nivel de daño alcanzado bajo la demanda sísmica analizada, lo que refuerza la interpretación de que el factor normativo resulta insuficiente precisamente en los casos donde la irregularidad torsional es más pronunciada.

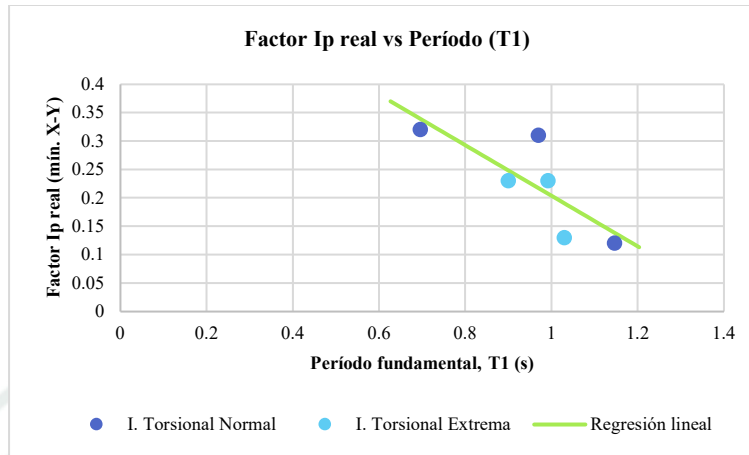


Figura 102. Gráfico del Factor I_p obtenido del análisis vs período fundamental T_1 (s) de cada estructura. Elaboración propia.

La Figura 102 presenta la relación entre el período fundamental (T_1) y el factor I_p real, mostrando una tendencia negativa con mayor dispersión que la observada con la excentricidad. Al considerar el nivel de desempeño alcanzado, se observa que las estructuras que llegaron a Cerca al Colapso (E1, E3 y E6) no se agrupan de forma tan clara en el extremo derecho del gráfico como ocurre con la excentricidad: E1 ($T_1=0.970s$) y E6 ($T_1=0.992s$) tienen períodos similares a E2 ($T_1=0.696s$) y E4 ($T_1=0.900s$), que alcanzaron Ocupación Inmediata, pero presentan factores I_p reales significativamente distintos. Esto confirma que el período fundamental, si bien muestra correlación con el factor I_p real, no es suficiente por sí solo para explicar el nivel de daño alcanzado ni la magnitud de la subestimación normativa.

Con el fin de capturar de manera integrada la influencia simultánea de la excentricidad y el período fundamental sobre el factor I_p real, se evaluó la correlación con el producto $e \times T_1$, propuesto como indicador empírico de vulnerabilidad torsional inelástica. Cabe señalar que el producto $e \times T_1$ no representa una magnitud física directamente interpretable en términos de fuerza, energía o deformación. Su uso como indicador empírico se justifica por dos razones: en primer lugar, ambas variables contribuyen en la misma dirección a amplificar la demanda torsional inelástica, es decir, la excentricidad (e) determina la magnitud de la asimetría de rigidez que genera torsión, mientras que el período fundamental (T_1) refleja la flexibilidad de la estructura, siendo las estructuras más flexibles más susceptibles a desarrollar mayores demandas inelásticas en sus elementos ante una misma excitación sísmica; en segundo lugar, su producto mostró la correlación más alta con el factor I_p real entre todas las combinaciones simples evaluadas superando a cada variable considerada de forma independiente.

Como se observó en los gráficos anteriores, ambas variables muestran correlaciones negativas individuales significativas con el factor I_p real, pero ninguna explica por sí sola la totalidad de la variabilidad observada entre estructuras. En particular, se identificaron casos donde estructuras con períodos fundamentales similares presentaron factores I_p reales distintos: E1 ($T_1=0.970s$) y E6 ($T_1=0.992s$) con factores de 0.31 y 0.23 respectivamente, lo que evidencia que el período por sí solo no determina la magnitud de la amplificación torsional inelástica. Esta variabilidad sugiere que el efecto del período está condicionado por la excentricidad: El producto $e \times T_1$ busca capturar esta interacción: una estructura con alta excentricidad y período largo simultáneamente concentra el efecto torsional en el rango inelástico de forma más severa que una estructura con solo uno de estos atributos elevado. La Figura 103 muestra la relación entre $e \times T_1$ y el factor I_p real, donde se obtiene la correlación más alta de las tres variables analizadas, con los puntos alineándose más estrechamente a la recta de regresión.

Con el fin de capturar de manera integrada la influencia simultánea de la excentricidad y el período fundamental sobre el factor I_p real, se evaluó la correlación con el producto $e \times T_1$, propuesto como indicador empírico de vulnerabilidad torsional inelástica. Si bien este producto no representa una magnitud física directamente interpretable en términos de fuerza, energía o deformación, su uso se justifica por dos razones complementarias. En primer lugar, ambas variables contribuyen en la misma dirección a amplificar la demanda torsional inelástica: la excentricidad (e) determina la magnitud de la asimetría de rigidez que genera torsión, mientras que el período fundamental (T_1) refleja la flexibilidad de la estructura, siendo las estructuras más flexibles más susceptibles a desarrollar mayores demandas inelásticas ante una misma excitación sísmica. En segundo lugar, como se observó en los gráficos anteriores, ninguna de las dos variables explica por sí sola la totalidad de la variabilidad observada entre estructuras, en particular, E1 ($T_1=0.970s$) y E6 ($T_1=0.992s$) presentaron factores I_p reales distintos (0.31 y 0.23 respectivamente) a pesar de tener períodos casi idénticos, evidenciando que el efecto del período está condicionado por la excentricidad: ante un mismo período, una mayor distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez produce una amplificación inelástica más severa, mientras que una excentricidad reducida atenúa dicho efecto aun cuando el período sea elevado. El producto $e \times T_1$ busca capturar esta interacción como se muestra en la Figura 103, donde los puntos se alinean más estrechamente a la recta de regresión que en los casos anteriores.

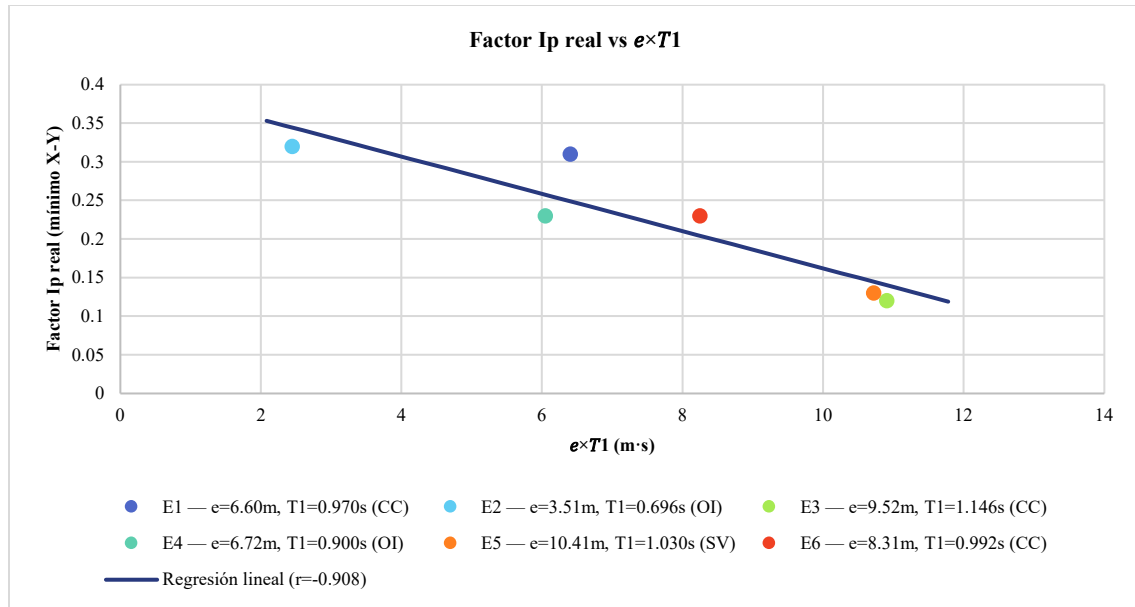


Figura 103. Gráfico del Factor I_p obtenido del análisis vs $e \times T_1$ (m.s) de cada estructura. Elaboración propia.

La Tabla 53 resume los parámetros de las regresiones lineales obtenidas entre el factor I_p real y cada una de las tres variables predictoras evaluadas. Para cada variable se reportan la pendiente (m) y el intercepto (b) de la ecuación de regresión, el coeficiente de correlación de Pearson (r), que mide la intensidad y dirección de la relación lineal entre las variables, siendo negativo cuando al aumentar una variable la otra disminuye, y el coeficiente de determinación (r^2), que indica qué proporción de la variabilidad del factor I_p real es explicada por cada variable predictora. En los tres casos se obtuvieron correlaciones negativas, confirmando que, a mayor valor de la variable predictora, menor es el factor I_p real y mayor la subestimación del factor normativo. El producto $e \cdot T_1$ presentó el mayor coeficiente de determinación ($r^2=0.824$), explicando el 82.4% de la variabilidad observada, seguido por la excentricidad total ($r^2=0.803$) y el período fundamental ($r^2=0.619$).

Tabla 53. Ecuaciones de regresión y coeficientes de correlación y determinación. Elaboración propia.

Variable predictora	Pendiente (m)	Intercepto (b)	Ecuación de regresión	r	r^2
e (m)	-0.031	0.456	$I_p = -0.0309 \cdot (e) + 0.4556$	-0.896	0.803
T_1 (s)	-0.445	0.648	$I_p = -0.4446 \cdot (T_1) + 0.6482$	-0.787	0.619
$e \cdot T_1$ (m·s)	-0.024	0.404	$I_p = -0.0241 \cdot (e \cdot T_1) + 0.4035$	-0.908	0.824

4.1.4. Derivas de entrepiso

La Tabla 54 presenta las derivas de entrepiso máximas obtenidas para cada estructura bajo los tres métodos de análisis, diferenciando entre el grupo de irregularidad torsional normal (E1–E3) y el grupo de irregularidad extrema (E4–E6). Para el análisis modal espectral (AME) se reportan dos valores: la deriva elástica sin reducción y la deriva de diseño con el factor R correspondiente. Para el análisis tiempo historia lineal modal (THL) y el análisis tiempo historia no lineal (THnL) se presenta el promedio de los siete registros sísmicos escalados.

Tabla 54. Comparación de derivas entre métodos de análisis para todas las estructuras. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	AME reducido		AME elástico (R=1)		THL - Promedio 7 Registros		THnL — Promedio 7 Registros	
		Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
I. Torsional Normal	E1	0.0071	0.0048	0.0084	0.0064	0.0130	0.0096	0.0094	0.0092
	E2	0.0057	0.0039	0.0067	0.0052	0.0112	0.0080	0.0058	0.0061
	E3	0.0063	0.0052	0.0084	0.0062	0.0119	0.0088	0.0076	0.0084
I. Torsional Extrema	E4	0.0067	0.0043	0.0079	0.0058	0.0116	0.0085	0.0077	0.0077
	E5	0.0046	0.0038	0.0094	0.0051	0.0078	0.0066	0.0116	0.0112
	E6	0.0070	0.0065	0.0083	0.0087	0.0099	0.0099	0.0056	0.0056

Los resultados del análisis modal espectral con el factor de reducción R correspondiente a un sistema de muros estructurales confirman el cumplimiento de los límites de deriva establecidos por la Norma Técnica NTP E0.30 (MVCS, 2018) en todas las estructuras analizadas. Para el análisis tiempo historia no lineal, en cambio, se observa que las estructuras E1 y E5 superan el límite permisible de 0.00875, lo que indica que bajo excitación sísmica real estas estructuras experimentan demandas de deformación que el análisis espectral de diseño no logra anticipar.

En cuanto a la magnitud de los valores obtenidos, el análisis tiempo historia lineal modal registra las derivas más elevadas en la mayoría de los casos, lo cual es coherente con su naturaleza: al ser un análisis lineal elástico con excitación temporal, no incorpora la disipación de energía asociada al daño o la plastificación de los elementos estructurales. De manera similar, el análisis modal espectral con R=1 representa una respuesta elástica sin reducción de fuerzas, por lo que también refleja la demanda sísmica sin considerar ductilidad; sin embargo, al tratarse de un análisis espectral, no captura la variabilidad temporal de la excitación que sí registra el análisis tiempo historia, lo que explica que sus valores sean generalmente inferiores a los de este último.

Con el fin de evaluar la efectividad del factor de reducción R para predecir el comportamiento inelástico de estructuras con irregularidad torsional, se calcula el ratio entre las derivas del THnL y las del AME con R de diseño. Los resultados se presentan en la Tabla 55, donde valores superiores a 1.0 indican que la demanda no lineal real supera lo predicho por el análisis espectral de diseño, es decir, que el factor R subestima la demanda inelástica.

Tabla 55. Ratio de derivas THnL/AME por estructura y dirección de análisis. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	THnL/AME Dirección X	THnL/AME Dirección Y
I. Torsional Normal	E1	1.32	1.91
	E2	1.01	1.55
	E3	1.20	1.62
I. Torsional Extrema	E4	1.14	1.78
	E5	2.53	2.94
	E6	0.79	0.87

Se observa que, para todas las estructuras, con excepción de E6, el THnL produce derivas superiores a las del AME en ambas direcciones, lo que evidencia una subestimación sistemática de la demanda real por parte del análisis espectral. Esta subestimación es especialmente pronunciada en E5, con ratios de 2.53 en dirección X y 2.94 en dirección Y, siendo los valores más altos del conjunto y correspondiendo precisamente una de las estructuras con mayor flexibilidad. En contraste, E6 registra ratios de 0.79 en X y 0.87 en Y, siendo la única estructura donde el AME sobreestima la demanda no lineal.

Para el grupo de irregularidad normal (E1–E3), los ratios oscilan entre 1.01 y 1.32 en dirección X, y entre 1.55 y 1.91 en dirección Y, indicando una subestimación moderada pero consistente. En el grupo de irregularidad extrema (E4–E6), la dispersión es mayor, con valores que van desde 0.79 hasta 2.94, lo que refleja que la irregularidad torsional extrema amplifica de manera diferenciada el efecto del ángulo de incidencia sobre la respuesta inelástica de cada estructura.

Tabla 56. Ratio promedio de derivas THnL/AME según tipo de irregularidad torsional. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	THnL/AME Dirección X	THnL/AME Dirección Y
I. Torsional Normal	1.18	1.69
I. Torsional Extrema	1.49	1.86

Los valores promedio del ratio THnL/AME confirman que el análisis modal espectral subestima la demanda de deformación en ambos grupos y direcciones. Para el grupo de irregularidad torsional normal, el ratio promedio es de 1.18 en dirección X y 1.69 en dirección Y, lo que indica que el THnL produce en promedio un 18% y 69% más de deriva que el AME respectivamente. Para el grupo de irregularidad torsional extrema, esta subestimación se amplifica, registrando ratios promedio de 1.49 en X y 1.86 en Y, equivalentes a un 49% y 86% por encima de lo predicho por el diseño espectral.

Dos observaciones relevantes se desprenden de esta comparación. Primero, en ambos grupos la subestimación es consistentemente mayor en dirección Y que en dirección X, lo que sugiere que la respuesta sísmica en esa dirección es más sensible a los efectos no lineales. Segundo, el grupo de irregularidad extrema presenta ratios promedio superiores al grupo normal en ambas direcciones, lo que cuantifica directamente el impacto de la irregularidad torsional sobre la efectividad del factor R o del factor de irregularidad contemplado por norma. Se puede concluir que, a mayor irregularidad torsional, menor capacidad del AME para predecir la demanda inelástica real.

4.1.5. Desplazamiento

La Tabla 57 presenta los desplazamientos máximos en el Nivel 12 obtenidos para cada estructura bajo los tres métodos de análisis. Para el Análisis Modal Espectral se reporta el desplazamiento elástico ($R=1$), mientras que para el Análisis Tiempo Historia Lineal y el Tiempo Historia no Lineal se presenta el promedio de los siete registros sísmicos escalados.

Tabla 57. Comparación de desplazamientos máximos en Nivel 12 entre métodos de análisis para todas las estructuras.
Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	AME elástico		THL - Promedio 7 Registros		THnL - Promedio 7 Registros	
		Dir. X (mm)	Dir. Y (mm)	Dir. X (mm)	Dir. Y (mm)	Dir. X (mm)	Dir. Y (mm)
I. Torsional Normal	E1	208.30	165.98	349.38	258.98	227.64	217.34
	E2	182.16	143.41	292.85	206.78	184.47	166.99
	E3	227.42	166.52	298.63	233.79	218.97	157.09
I. Torsional Extrema	E4	204.99	149.37	289.17	220.41	190.61	174.19
	E5	233.19	138.61	208.09	179.36	192.59	183.26
	E6	225.88	219.06	267.56	249.97	183.10	186.8

Al comparar los valores del análisis espectral con el análisis tiempo historia lineal se observa que los resultados de este último son consistentemente mayores en ambas direcciones. Esto se debe a que este tipo de análisis tiempo historia no contempla la no linealidad de los elementos estructurales ni de los materiales.

Comparando THL con THnL, los desplazamientos no lineales son menores que los lineales en todas las estructuras y direcciones, lo que evidencia el efecto de la disipación de energía por plastificación de elementos. Destacan particularmente los desplazamientos en dirección X de las estructuras E1 y E3, que registran los valores más elevados del grupo de irregularidad normal bajo el THL. Este resultado guarda coherencia con el hecho de que ambas estructuras son las únicas del conjunto que presentaron irregularidad torsional en ambas direcciones simultáneamente bajo el THL, lo que sugiere que la presencia de irregularidad torsional bidireccional se asocia a una mayor amplificación de los desplazamientos globales.

4.1.6. Fuerza cortante

La Tabla 58 presenta los cortantes basales obtenidos para cada estructura bajo los tres métodos de análisis, expresados como el total de la fuerza cortante en la base en cada dirección. Para el AME se reporta el valor con el factor R de diseño, para el THl y THnl se presenta el promedio de los siete registros sísmicos escalados. Adicionalmente se incluye el ratio THnl/AME para evaluar la efectividad del análisis espectral en la predicción de la demanda de corte basal.

Tabla 58. Cortantes basales promedios obtenidos mediante AME, THL y THnL. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	AME		THL — Promedio 7 Registros		THnL — Promedio 7 Registros	
		Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
I. Torsional Normal	E1	1545.29	1703.85	2036.1	2094.27	783.4	692.51
	E2	2234.76	2489.04	2389.26	2643.04	1149.92	944.06
	E3	1503.66	1424.3	2161.75	2488.46	1534.2	1489
I. Torsional Extrema	E4	1666.51	1955.21	2096.75	2257.14	772	800.71
	E5	1432.81	1769.86	2938.76	3075.46	1322.31	1353.48
	E6	1996.52	1952.47	2297.85	2234.57	1276.32	848.88

Al igual que en derivas y desplazamientos, el THL produce cortantes basales superiores a los del AME en todas las estructuras y direcciones, confirmando que el análisis temporal con registros escalados genera demandas sísmicas más elevadas que el análisis espectral de diseño. Para el grupo de irregularidad normal, los cortantes THL en dirección X oscilan entre 2036.1tnf (E1) y 2389.26tnf (E2), mientras que el AME no supera los 2234.76tnf en esa misma dirección.

Además, respecto al análisis no lineal, se observa que este produce cortantes basales consistentemente menores que el AME en todas las estructuras. Este comportamiento se debe a que, cuando los elementos estructurales plastifican, la estructura limita la fuerza que puede atraer, reduciendo el cortante basal respecto a la predicción elástica. En este sentido, el cortante basal del THnL refleja la capacidad real del sistema una vez que se ha producido la redistribución de fuerzas por plastificación. El caso donde el THnL se aproxima más al AME es para la estructura E3, lo que indica que esta estructura experimentó una plastificación relativamente menor bajo el THnL, siendo también esta estructura la más flexible de las seis. En el extremo opuesto, E4 evidencia una plastificación significativa que redujo a menos de la mitad el cortante respecto al predicho por el AME.

4.1.7. Aceleraciones de piso

La Tabla 59 presenta las aceleraciones máximas en azotea obtenidas mediante el análisis tiempo historia no lineal, expresadas en unidades de g. Los resultados corresponden únicamente al THnL como promedio de los siete registros sísmicos escalados.

Tabla 59. Aceleraciones máximas en el Nivel 12 obtenidas del análisis tiempo historia no lineal para cada dirección. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	THnl — Promedio 7 Reg.	
		Dir. X (g)	Dir. Y (g)
I. Torsional Normal	E1	0.764	0.704
	E2	1.591	1.162
	E3	4.022	4.786
I. Torsional Extrema	E4	0.596	0.636
	E5	2.232	1.877
	E6	1.052	1.144

En el grupo de irregularidad normal (E1–E3), se observa una variación significativa entre estructuras. E1 registra las aceleraciones más bajas del grupo (0.764g en X y 0.704g en Y), mientras que E3 presenta valores notablemente superiores al resto, con 4.022g en dirección X y 4.786g en dirección Y. Estos valores elevados en E3 son consistentes con su mayor flexibilidad, al tener el periodo fundamental más largo del conjunto, la estructura experimenta una mayor amplificación dinámica en azotea bajo los registros sísmicos escalados.

En el grupo de irregularidad extrema (E4–E6), E4 registra las aceleraciones más bajas (0.596g en X y 0.636g en Y), siendo también la estructura más rígida de su grupo. E5 presenta los valores más altos del grupo extremo (2.232g en X y 1.877g en Y), lo que es coherente con su mayor flexibilidad relativa dentro del grupo.

Respecto a la relación de estos resultados con la irregularidad torsional, la estructura E3 de irregularidad extrema en X y normal en Y, registra aceleraciones superiores a cualquier estructura del grupo extremo, lo que sugiere que tanto la flexibilidad de la estructura como la irregularidad en ambas direcciones tienen influencia sobre las aceleraciones de piso, siendo este también un indicador de daño.

4.1.8. Fuerzas internas

4.1.8.1. Vigas

La Tabla 60 presenta las fuerzas internas de la viga crítica por estructura, comparando los valores obtenidos mediante el análisis modal espectral y el promedio del análisis tiempo historia no lineal

para los siete registros sísmicos escalados. Se reportan los momentos flectores positivo y negativo, y las cortantes positiva y negativa para cada solicitud.

Tabla 60. Comparación de fuerzas internas en el elemento viga crítico entre AME de diseño y THnL. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	AME reducido				THnL — Promedio 7 Registros			
		M+ (tnf·m)	M- (tnf·m)	V+ (tnf)	V- (tnf)	M+ (tnf·m)	M- (tnf·m)	V+ (tnf)	V- (tnf)
I. Torsional Normal	E1	24.5	-25.32	12.56	-12.28	58.57	-60	12.14	-25
	E2	11.69	-15.87	5.35	-8.9	36.43	-36.43	9.29	-12.14
	E3	18.84	-21.05	19.28	-21.08	50	-50	32.86	-39.29
I. Torsional Extrema	E4	28.7	-42.58	15.9	-24.3	50	-50	30	-29.29
	E5	18.62	-31.85	19.32	-11.95	60	-60	17.86	-30
	E6	29.25	-41.14	14.82	-14.58	72.86	-72.86	20.71	-4.64

En todas las estructuras, el THnL produce momentos y cortantes superiores a los del AME, esto indica que el análisis espectral de diseño subestima consistentemente las fuerzas internas reales en vigas, siendo esta subestimación más pronunciada en momentos que en cortantes. Con el fin de ilustrar de mejor manera esta diferencia, a continuación, se muestran los ratios THnL/AME, tomando como referencia los valores más altos de cada indicador.

Tabla 61. Ratio de fuerzas internas THnL/AME para momentos y cortantes por estructura. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Ratio THnL/AME	
	Momento	Cortante
I. Torsional Normal	2.37	1.99
	2.30	1.36
	2.38	1.86
I. Torsional Extrema	1.17	1.21
	1.88	1.55
	1.77	1.40

Para el grupo de irregularidad normal, los ratios de momento son notablemente más altos (entre 2.30 y 2.38) que para el grupo de irregularidad extrema (entre 1.17 y 1.88), lo que sugiere que el AME subestima en mayor medida las demandas en vigas de estructuras con irregularidad normal que en las de irregularidad extrema.

4.1.8.2. Columnas

Para la evaluación de fuerzas internas en columnas se emplea el diagrama de interacción nominal P-M, sobre el cual se grafican los pares (P, M) obtenidos del THnL para cada uno de los siete

registros sísmicos, junto con el punto promedio. Este enfoque es más apropiado que una comparación directa de fuerzas aisladas, dado que el diseño de columnas responde a la interacción simultánea de carga axial y momento flector.

Con el fin de establecer una evaluación integral de la capacidad de las columnas críticas frente a la demanda sísmica no lineal, se presentan dos diagramas de interacción para cada estructura, mostrados en la Figura 104: el diagrama de capacidad nominal, que representa la resistencia física real del elemento sin reducción alguna, y el diagrama de capacidad de diseño, obtenido aplicando el factor de reducción de resistencia $\phi = 0.70$ establecido en el Artículo 9.3 de la NTE E.060 (MVCS, 2009) para elementos en compresión con estribos. Sobre ambas curvas se grafican los pares (P, M) obtenidos del THnL para cada uno de los siete registros sísmicos, junto con el punto promedio.

El diagrama nominal permite determinar si la demanda sísmica real supera la capacidad física del elemento, es decir, si existe riesgo de falla del material. El diagrama de diseño, en cambio, permite evaluar si la demanda supera lo que la norma considera aceptable con los márgenes de seguridad incorporados, revelando si el diseño original fue suficiente para cubrir la demanda no lineal real. En consecuencia, puntos THnL que caigan fuera del diagrama de diseño, pero dentro del nominal indican que, si bien el elemento tiene capacidad física suficiente, la demanda supera los límites de seguridad establecidos por la NTE E.060, lo que constituye un resultado relevante para evaluar la efectividad del diseño bajo irregularidad torsional.

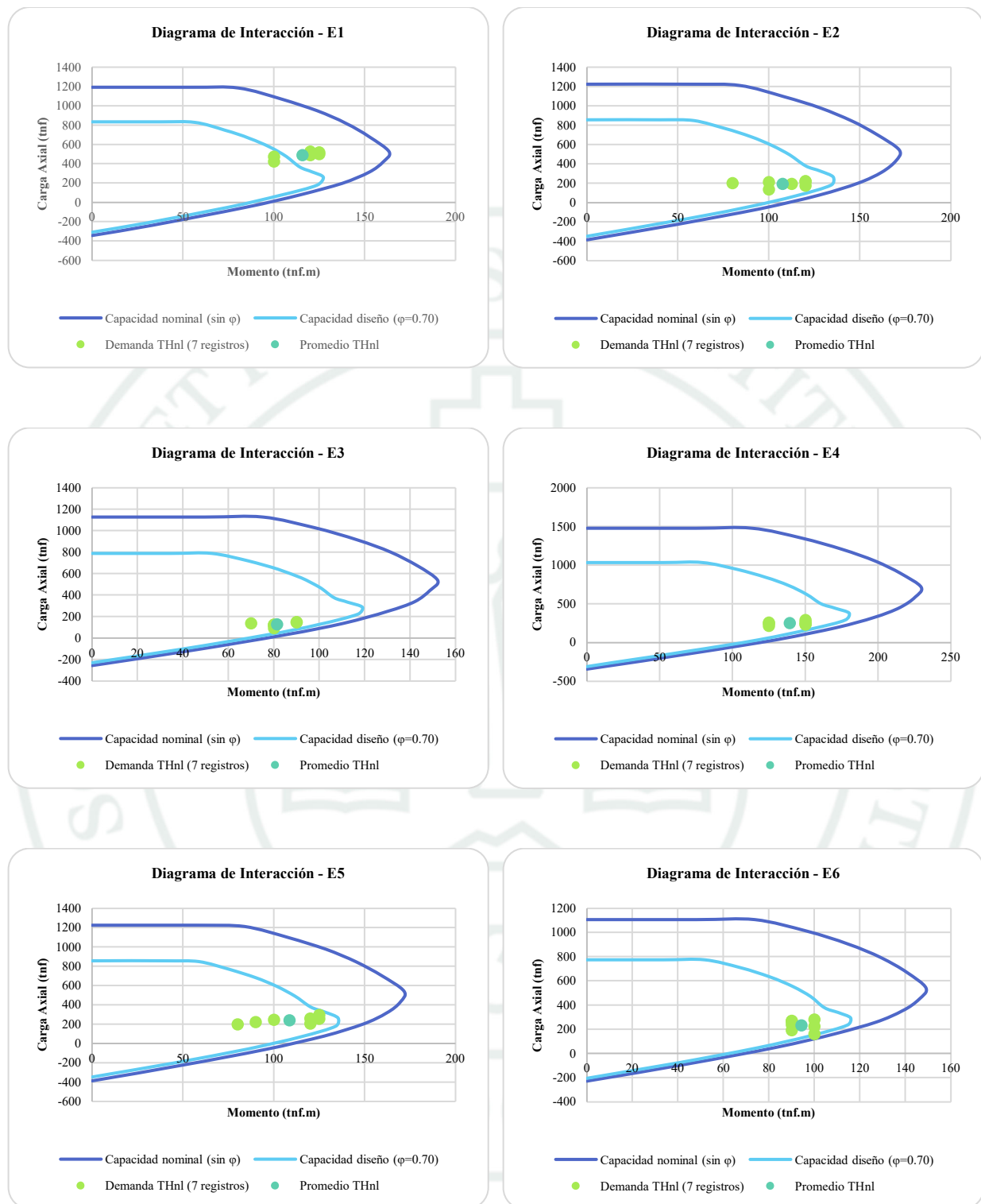


Figura 104. Diagrama de interacción nominal y de diseño con demanda THnL, columna crítica. E1-E6. Elaboración propia

En términos generales, todos los puntos de demanda THnL de las seis estructuras se ubican dentro del diagrama de capacidad nominal, lo que indica que ninguna columna crítica supera su resistencia física real bajo la excitación sísmica analizada. Este resultado es favorable desde el punto de vista del desempeño estructural, ya que confirma que la plastificación observada en las rótulas no compromete la integridad de las columnas en términos de capacidad resistente real.

Sin embargo, al evaluar los puntos THnL respecto al diagrama de capacidad de diseño, se observa que E1 es la única estructura donde la demanda supera dicha curva, específicamente en 5 de los 7 registros sísmicos analizados. Esto significa que, si bien la columna crítica de E1 tiene capacidad física suficiente para resistir la demanda, esta supera los límites de seguridad establecidos por la NTE E.060, evidenciando que el diseño espectral subestimó la demanda real en esta estructura. Este resultado es coherente con el hecho de que E1 registra el mayor Usage Ratio promedio de todas las estructuras analizadas ($UR = 4.724$ en OI) y alcanza el nivel de desempeño de Cerca al Colapso.

Para las estructuras E2, E3, E4, E5 y E6, todos los puntos THnL se ubican dentro de ambas curvas (nominal y de diseño), lo que indica que el diseño espectral fue suficiente para cubrir la demanda no lineal real en estas estructuras. Destaca el caso de E3 y E6, que también alcanzan el nivel Cercano al Colapso según los Usage Ratios, pero cuyas columnas críticas mantienen reserva de capacidad respecto al diagrama de diseño, lo que sugiere que la plastificación en esas estructuras se concentró principalmente en vigas más que en columnas.

4.1.9. Nivel de desempeño y rótulas plásticas

La Tabla 62 presenta los Usage Ratios promedio de los siete registros sísmicos y el nivel de desempeño alcanzado por cada estructura. Se considera que una estructura alcanza un nivel de desempeño cuando el UR promedio supera 1.0 para ese nivel, siendo el nivel alcanzado el más exigente que cumple dicha condición.

Tabla 62. Usage Ratio promedio de 7 registros y nivel alcanzado para cada estructura. Elaboración propia.

Tipo de Irregularidad	Estructura	UR Promedio 7 Registros			Nivel alcanzado
		OI	SV	CC	
I. Torsional Normal	E1	4.724	1.84	1.472	CC
	E2	2.074	0.637	0.509	OI
	E3	2.614	1.307	1.045	CC
I. Torsional Extrema	E4	1.806	0.546	0.437	OI
	E5	1.095	1.095	0.876	SV
	E6	3.718	1.859	1.487	CC

Los resultados indican que E1, E3 y E6 alcanzan el nivel de Cerca al Colapso (CC), siendo estas las estructuras con los mayores UR promedio en los tres niveles de desempeño. La estructura E5 alcanza el nivel de Seguridad de Vida (SV), con un UR promedio de 1.095 tanto en OI como en SV. Las estructuras E2 y E4 alcanzan únicamente el nivel de Ocupación Inmediata (OI), con UR promedio de 0.637 y 0.546 en SV respectivamente, sin superar la unidad en niveles más exigentes.

Un resultado destacable es que el nivel de desempeño alcanzado no guarda una correspondencia directa con el grado de irregularidad torsional, como se puede observar en la Figura 105. E2 y E4, pertenecientes a grupos distintos de irregularidad, normal y extrema respectivamente, son las únicas estructuras que se mantienen en el nivel de Ocupación Inmediata, mientras que E6, de irregularidad extrema, alcanza Cerca al Colapso al igual que E1 y E3, ambas de irregularidad normal. Este resultado sugiere que el nivel de desempeño no está determinado únicamente por el tipo de irregularidad torsional, sino también por la rigidez propia de cada estructura. En este sentido, E2 y E4 son precisamente las dos estructuras más rígidas del conjunto según sus periodos fundamentales ($T_1=0.696s$ y $T_1=0.900s$ respectivamente), lo que explicaría su menor demanda inelástica y la consecuente limitación del daño al nivel de Ocupación Inmediata.

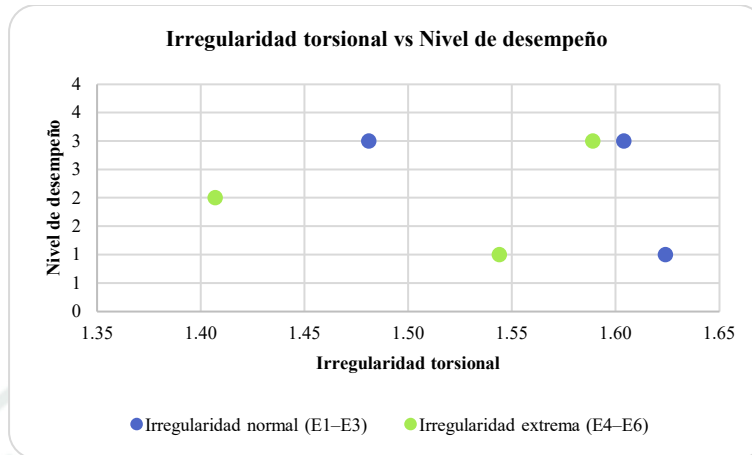


Figura 105. Relación entre el grado de irregularidad torsional y el nivel de desempeño sísmico alcanzado. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.

Esta observación se refleja en la Figura 106, donde se aprecia una tendencia general en la que las estructuras con mayor periodo fundamental, es decir, más flexibles, tienden a alcanzar niveles de desempeño más exigentes, sugiriendo una relación positiva entre flexibilidad estructural y demanda inelástica. No obstante, dado el número limitado de estructuras analizadas, esta tendencia debe interpretarse como indicativa y no como una correlación estadísticamente concluyente, siendo necesario ampliar el conjunto de estructuras para validar dicha relación.

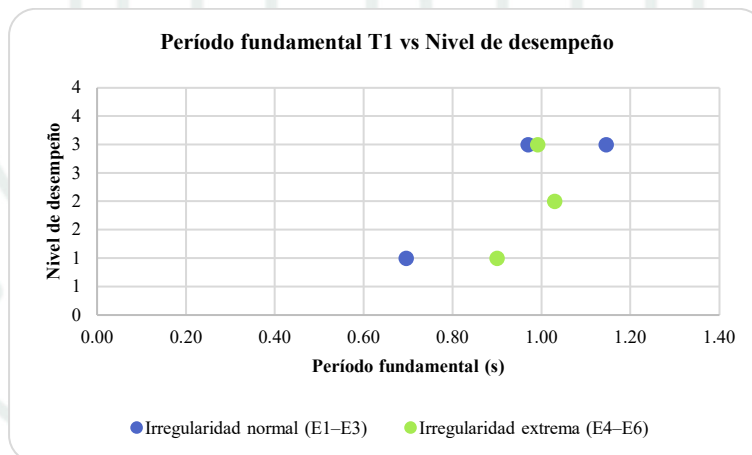


Figura 106. Relación entre el periodo fundamental T_1 y el nivel de desempeño sísmico alcanzado. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.

De igual manera, en la Figura 107, se aprecia una tendencia positiva entre la excentricidad total y el nivel de desempeño: a mayor excentricidad, mayor demanda inelástica. Sin embargo, esta tendencia no es perfecta: E4 y E5 rompen parcialmente el patrón, lo que sugiere que la

excentricidad total es un indicador relevante pero no suficiente para predecir el nivel de desempeño por sí solo.

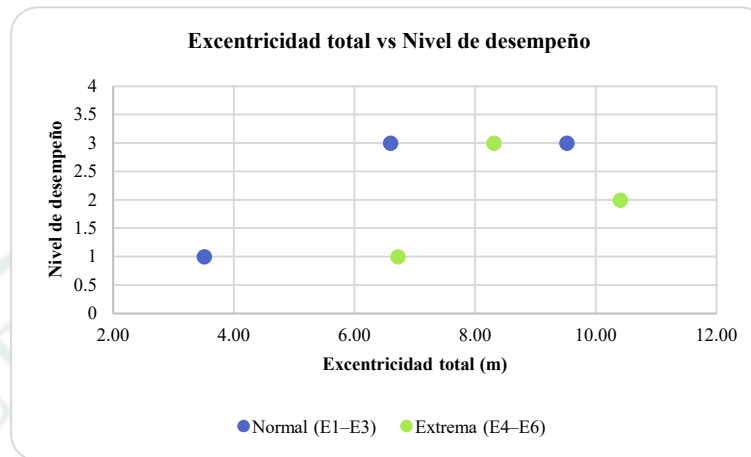


Figura 107. Relación entre la excentricidad total y el nivel de desempeño sísmico alcanzado. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.

Respecto a la distribución de rótulas plásticas, las imágenes presentadas en el acápite de resultados THnL (Figura 99), en conjunto con los resultados de fuerzas internas en vigas y columnas, permiten verificar el cumplimiento del criterio de diseño columna fuerte – viga débil establecido por la NTE E.060. En efecto, los diagramas de interacción P-M demuestran que todas las columnas críticas mantienen capacidad resistente dentro de los límites nominales bajo los siete registros sísmicos analizados, mientras que las vigas son los elementos que concentran la plastificación en la mayoría de casos, evidenciando que la jerarquía de resistencia entre elementos se preservó bajo excitación sísmica no lineal.

En cuanto al nivel de daño, las estructuras que alcanzan el nivel de Cerca al Colapso (CC), E1, E3 y E6, presentan una plastificación extensa, distribuida en un mayor número de elementos y pisos, con predominancia de elementos en color rojo en las imágenes de PERFORM-3D. En contraste, E2 y E4, que alcanzan únicamente el nivel de Ocupación Inmediata (OI), muestran una plastificación más localizada y concentrada principalmente en los primeros pisos, con menor proporción de elementos que superan el umbral de OI, lo que es consistente con su menor demanda sísmica relativa.

4.1.10. Verificación de la propuesta de predimensionamiento de peralte

Los peraltes de viga requeridos para satisfacer el criterio de desempeño en el nivel Cerca al Colapso fueron estimados mediante la expresión de predimensionamiento derivada en el Capítulo III:

$$h_{nuevo} = h_{actual} \times \left(\frac{UR_{actual}}{UR_{objetivo}} \right)^{1/3}$$

Se siguió además el procedimiento iterativo esquematizado en la Figura 46 de ese mismo capítulo. Este procedimiento fue aplicado a las estructuras E1, E3 y E6, que presentaron usage ratios superiores a la unidad en vigas para dicho nivel bajo el ángulo de incidencia crítico analizado.

Con el uso de esta expresión se realizó un nuevo análisis dinámico no lineal (ATHnL) en PERFORM-3D para las estructuras E1, E3 y E6, adoptando las secciones de viga estimadas mediante la expresión de predimensionamiento: 40×70 cm para E1 y E6, y 40×65 cm para E3. El ángulo de incidencia crítico previamente identificado para cada estructura se mantuvo fijo, y se aplicaron los mismos siete registros sísmicos (TH1-TH7) utilizados en el análisis original. El propósito de esta etapa fue determinar la capacidad de la expresión propuesta para estimar un incremento inicial del peralte que permitiera reducir la demanda de deformación y aproximar las rótulas al nivel de desempeño objetivo.

La Tabla 63 presenta los usage ratios promedio obtenidos para los tres niveles de desempeño (OI, SV y CC), comparando los resultados de la sección original (40×60 cm) con los de la sección modificada, así como el porcentaje de reducción del UR en cada nivel.

Tabla 63. Niveles de desempeño alcanzados con redimensionamiento de peraltes. Elaboración propia.

Estructura	UR Promedio — Sección original			Sección modificada	UR Promedio — Sección modificada			Nivel alcanzado original	Nivel alcanzado modificado	Reducción UR (%)		
	OI	SV	CC		OI	SV	CC			OI (%)	SV (%)	CC (%)
E1	4.724	1.840	1.472	40×70	2.080	1.040	0.832	CC	SV	55.97%	43.48%	43.48%
E2	2.074	0.637	0.509	—	—	—	—	OI	OI	—	—	—
E3	2.614	1.307	1.045	40×65	2.042	1.021	0.817	CC	SV	21.88%	21.88%	21.82%
E4	1.806	0.546	0.437	—	—	—	—	OI	OI	—	—	—
E5	1.095	1.095	0.876	—	—	—	—	SV	SV	—	—	—
E6	3.718	1.859	1.487	40×70	2.725	1.363	1.090	CC	CC	26.71%	26.68%	26.70%

Los resultados muestran que la modificación de peralte produjo reducciones del UR en los tres niveles de desempeño para todas las estructuras intervenidas. En el nivel Cerca al Colapso, que constituye el objetivo de la expresión propuesta, las reducciones fueron del 43.5% para E1 (UR: 1.472→0.832), 21.8% para E3 (UR: 1.045→0.817) y 26.7% para E6 (UR: 1.487→1.090). Las estructuras E1 y E3 lograron satisfacer el criterio de desempeño en CC (UR<1.0 en promedio), lo que valida la efectividad de la expresión para estos casos. En el caso de E6, si bien la reducción es significativa, el UR promedio en CC continúa superando la unidad, lo que indica que se requeriría al menos una iteración adicional del procedimiento, estimándose una sección de 40×75 cm como siguiente paso. Respecto al nivel de desempeño global, las tres estructuras se mantienen en CC dado que el criterio de Seguridad de Vida también es excedido en todos los casos (aunque en E1 y E3 son ligeramente superados), lo que es consistente con el alcance de la expresión propuesta, la cual fue calibrada exclusivamente para reducir la demanda en el nivel Cerca al Colapso, es decir, este procedimiento debe realizarse en función del nivel de desempeño esperado.

Cabe señalar que la expresión propuesta constituye una herramienta de predimensionamiento orientada a corregir incumplimientos localizados mediante modificaciones moderadas del peralte de las vigas. Cuando el incremento requerido resulta excesivo o, aun después de la modificación, la estructura continúa sin satisfacer los criterios de desempeño, no resulta conveniente continuar aumentando el peralte de manera indefinida. En tales casos, el incumplimiento puede estar asociado a deficiencias en la configuración estructural, por lo que es recomendable replantear la

estructuración del edificio, revisando aspectos como la distribución de rigideces, la ubicación de los elementos resistentes o el sistema estructural adoptado.

4.2. Impacto del ángulo de incidencia

4.2.1. Criterio de selección de ángulo crítico

El ángulo de incidencia crítico para cada estructura fue determinado como aquel que maximiza el índice de irregularidad torsional en la dirección más crítica de análisis, tal como se presentó en la Tabla 36 del capítulo de resultados. Este criterio responde al enfoque central de la presente investigación, que busca evaluar el efecto del ángulo de incidencia sobre la irregularidad torsional de estructuras de concreto armado.

Los ángulos críticos resultantes varían entre 30° (E3) y 150° (E6), sin mostrar una tendencia uniforme entre estructuras del mismo grupo de irregularidad. Esto evidencia que el ángulo que maximiza la irregularidad torsional depende de la configuración particular de muros de cada estructura, específicamente de la ubicación del centro de rigidez respecto al centro de masa, y no del grado de irregularidad torsional en términos generales. Este resultado refuerza la necesidad de evaluar múltiples ángulos de incidencia en el análisis sísmico de estructuras con irregularidad torsional o en su defecto, de incluir un factor que represente el efecto de este ángulo, ya que un análisis restringido a las direcciones principales podría subestimar significativamente la demanda torsional real.

4.2.2. Variación del índice de irregularidad torsional con el ángulo de incidencia

Los gráficos de variación del índice de irregularidad torsional por ángulo de incidencia, presentados previamente en los gráficos polares de las Figuras 81 y 82, muestran que la irregularidad torsional no es constante para ninguna de las seis estructuras ya que varía en mayor o menor medida según el ángulo de incidencia considerado. La Tabla 64 presenta el IT mínimo, promedio y máximo entre los 13 ángulos evaluados para cada estructura, mientras que el gráfico de la Figura 108 ilustra estos rangos de forma comparativa.

Tabla 64. Índice de Irregularidad Torsional mínimo, promedio y máximo para cada estructura. Elaboración propia.

Estructura	IT Mínimo	IT Promedio	IT Máximo
E1	1.484	1.509	1.544
E2	1.358	1.374	1.407
E3	1.435	1.458	1.481
E4	1.524	1.587	1.624
E5	1.482	1.552	1.604
E6	1.515	1.575	1.589

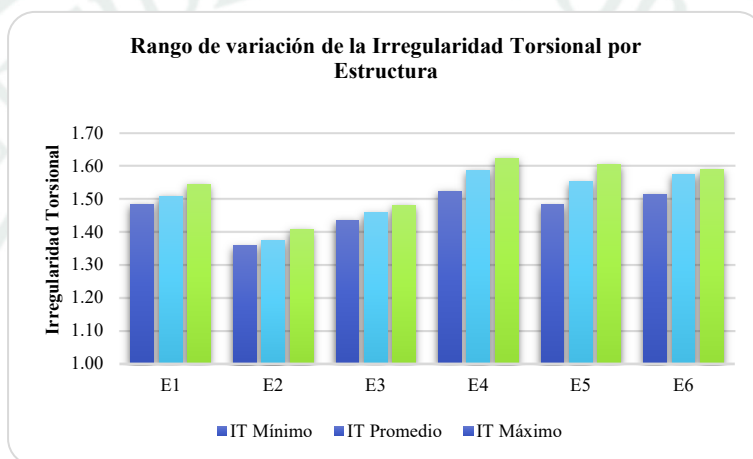


Figura 108. Rango de variación de la Irregularidad Torsional por Estructura. Elaboración propia.

Se observa que E5 es la estructura con mayor diferencia entre su IT mínimo (1.482) y máximo (1.604), evidenciando la mayor sensibilidad al ángulo de incidencia del conjunto. Le sigue E4 con valores de 1.524 y 1.624 respectivamente. En contraste, E3 muestra la menor diferencia entre ambos extremos (1.435 y 1.481), indicando que su IT varía de forma más moderada independientemente del ángulo analizado. Las estructuras E1, E2 y E6 presentan sensibilidades intermedias con rangos de variación reducidos.

Es posible establecer una relación entre la sensibilidad al ángulo de incidencia y propiedades como la excentricidad o la rigidez de cada estructura. E5, la más sensible al ángulo de incidencia, es precisamente la que presenta la mayor excentricidad total del conjunto (10.409m), lo que indica que una mayor distancia entre el CM y el CR amplifica el efecto del ángulo de incidencia sobre la respuesta torsional. En contraste, E3, la menos sensible, presenta una excentricidad de 9.519m, valor elevado que no se traduce en mayor sensibilidad al ángulo, lo que puede sugerir que la dirección de la excentricidad también juega un papel relevante, no solo su magnitud, siendo E5 y

E3 estructuras que presentan la mayor excentricidad en las direcciones X y en Y respectivamente (8.598m y 8.442m). Respecto a la rigidez, E5 y E4 tienen periodos fundamentales de 1.030s y 0.900s respectivamente, estructuras de flexibilidad intermedia, mientras que E3, con $T_1 = 1.146$ s siendo la más flexible, muestra la menor sensibilidad al ángulo. Esto indica que la flexibilidad por sí sola no determina la sensibilidad al ángulo de incidencia, sino que es la combinación de la magnitud y dirección de la excentricidad con la distribución de rigideces en planta lo que define cuánto varía la irregularidad torsional con el ángulo de incidencia.

4.2.3. Ángulo crítico e indicadores estructurales

La Tabla 65 presenta la coincidencia entre el ángulo crítico elegido, determinado como aquel que maximiza la irregularidad torsional en la dirección más crítica, y el ángulo crítico de cada indicador estructural (desplazamiento, deriva y cortante basal) para las seis estructuras. Las celdas moradas indican coincidencia entre el ángulo elegido y el ángulo crítico del indicador, mientras que las celdas en blanco indican discrepancia.

Tabla 65. Coincidencia del ángulo crítico elegido con el ángulo crítico por indicador estructural — Estructuras E1–E6. Elaboración propia.

Indicador	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Desplazamiento en X	165°	45°	30° ✓	75° ✓	120° ✓	60°
Desplazamiento en Y	30°	0°	30° ✓	105°	30°	150° ✓
Deriva X	165°	45°	30° ✓	75° ✓	120° ✓	60°
Deriva Y	30°	135° ✓	30° ✓	105°	30°	150° ✓
Irr. Torsional X	90°	135° ✓	30° ✓	135°	30°	150° ✓
Irr. Torsional Y	105° ✓	105°	105°	105°	0°	105°
Cortante X	150°	15°	90°	135°	30°	60°
Cortante Y	165°	165°	120°	135°	30°	150° ✓

Se observa que E3 es la estructura con mayor coincidencia ya que su ángulo elegido (30°) coincide con el ángulo crítico de desplazamiento, deriva e irregularidad torsional en dirección X, lo que significa que para esta estructura el ángulo que maximiza la irregularidad torsional también maximiza la mayoría de los demás indicadores. En el extremo opuesto, E1 presenta la menor coincidencia, su ángulo elegido (105°) solo coincide con el indicador de irregularidad torsional en dirección Y, mientras que los ángulos críticos de desplazamiento y deriva corresponden a 165° y 30° respectivamente. E5 muestra un comportamiento similar, con su ángulo elegido (120°)

coincidiendo únicamente con desplazamiento y deriva en dirección X, pero no con los indicadores en dirección Y ni con el cortante basal.

Este resultado tiene una implicancia práctica relevante: elegir el ángulo que maximiza el indicador de irregularidad torsional no garantiza que se estén maximizando simultáneamente todos los indicadores estructurales. En estructuras como E1 y E5, donde la coincidencia es baja, un análisis basado únicamente en el ángulo crítico de IT podría subestimar la demanda de deriva o desplazamiento en la dirección más desfavorable para esos indicadores.

El gráfico de la Figura 109 complementa esta observación mediante una dispersión del ángulo crítico elegido versus la Irregularidad Torsional máxima alcanzada. Los puntos no muestran una tendencia clara, las estructuras con ángulos críticos similares no necesariamente alcanzan una irregularidad torsional similar, y viceversa. Esto confirma que el ángulo crítico y el IT máximo son variables independientes entre sí, conocer uno no permite predecir el otro. El ángulo crítico está más relacionado con la orientación de la excentricidad en planta y con los modos de vibración de cada estructura, como se observó anteriormente, mientras que el IT máximo depende de la distribución de rigideces. En consecuencia, evaluar múltiples ángulos de incidencia es importante en el análisis sísmico de estructuras con irregularidad torsional, ya que no existe un ángulo universalmente crítico que pueda determinarse a priori a partir de las propiedades geométricas o dinámicas de la estructura.

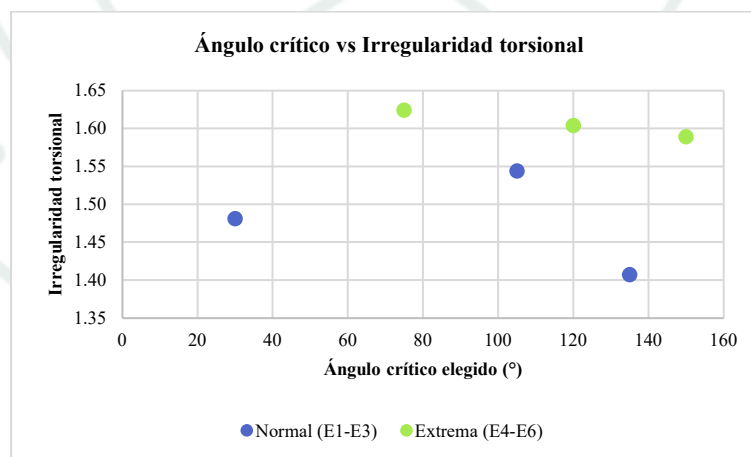


Figura 109. Relación entre el ángulo crítico y el índice de irregularidad torsional. Estructuras E1–E6. Elaboración propia.

4.2.4. Comparación entre Análisis Tiempo Historia Lineal máximo y el No Lineal con ángulo elegido

Las Tablas 66 y 67 presentan la comparación entre el valor máximo de cada indicador estructural obtenido del análisis tiempo historia lineal considerando todos los ángulos de incidencia analizados, y el valor promedio del análisis tiempo historia no lineal con el ángulo crítico elegido para cada estructura. Esta comparación permite evaluar si el análisis no lineal con el ángulo de IT crítico produce demandas equivalentes o superiores al peor caso del análisis lineal, independientemente del ángulo en que este ocurra.

Tabla 66. Comparación de indicadores estructurales entre THL máximo y THnL promedio. Estructuras de irregularidad torsional normal (E1–E3).

Estructura	Indicador	THL Máximo		THnL Promedio (ángulo elegido)		Ratio THnL/THL		THnL > THL?	
		Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
E1 (ángulo: 105°)	Despl. (mm)	349.40	259.00	227.64	217.34	0.652	0.839	NO	NO
	Deriva	0.0130	0.0096	0.0094	0.0092	0.723	0.958	NO	NO
	Cortante (tnf)	2036.10	2094.30	783.40	692.51	0.385	0.331	NO	NO
E2 (ángulo: 135°)	Despl. (mm)	292.90	206.80	184.47	166.99	0.630	0.807	NO	NO
	Deriva	0.0112	0.0080	0.0058	0.0061	0.518	0.763	NO	NO
	Cortante (tnf)	2389.30	2643.00	1149.92	944.06	0.481	0.357	NO	NO
E3 (ángulo: 30°)	Despl. (mm)	298.60	233.80	218.97	157.09	0.733	0.672	NO	NO
	Deriva	0.0119	0.0088	0.0076	0.0084	0.639	0.955	NO	NO
	Cortante (tnf)	2161.80	2488.50	1534.20	1489.00	0.710	0.598	NO	NO

Tabla 67. Comparación de indicadores estructurales entre THL máximo y THnL promedio. Estructuras de irregularidad torsional extrema (E4–E6).

Estructura	Indicador	THL Máximo		THnL Promedio (ángulo elegido)		Ratio THnL/THL		THnL > THL?	
		Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
E4 (ángulo: 75°)	Despl. (mm)	289.20	220.40	190.61	174.19	0.659	0.790	NO	NO
	Deriva	0.0116	0.0085	0.0077	0.0077	0.664	0.906	NO	NO
	Cortante (tnf)	2096.70	2257.10	772.00	800.71	0.368	0.355	NO	NO
E5 (ángulo: 120°)	Despl. (mm)	208.10	179.40	192.59	183.26	0.925	1.022	NO	SÍ
	Deriva	0.0078	0.0066	0.0116	0.0112	1.487	1.697	SÍ	SÍ
	Cortante (tnf)	2938.80	3075.50	1322.31	1353.48	0.450	0.440	NO	NO
E6 (ángulo: 150°)	Despl. (mm)	267.60	250.00	183.10	186.80	0.684	0.747	NO	NO
	Deriva	0.0099	0.0099	0.0056	0.0056	0.566	0.566	NO	NO
	Cortante (tnf)	2297.90	2234.60	1276.32	848.88	0.555	0.380	NO	NO

En términos generales, el THnL produce cortantes basales menores que el THL máximo en todas las estructuras y direcciones, lo que es consistente con la limitación de fuerzas que produce la plastificación de elementos ya que, al desarrollarse rótulas plásticas, la estructura no puede atraer más fuerza, reduciendo el cortante respecto al caso elástico. Este resultado se mantiene independientemente del grado de irregularidad torsional y del ángulo de incidencia considerado.

Para desplazamientos, el THnL es menor que el THL máximo en casi todos los casos, con excepción de E5 en dirección Y, donde el THnL promedio (183.26 mm) supera ligeramente al THL máximo (179.4 mm). Este resultado aislado sugiere que para E5, la combinación de irregularidad torsional extrema, mayor excentricidad total y menor rigidez genera desplazamientos que el análisis lineal no anticipa, incluso considerando el ángulo más desfavorable para ese indicador.

El resultado más relevante se observa en las derivas, donde E5 es la única estructura en que el THnL supera al THL máximo en ambas direcciones con ratios de 1.487 en X y 1.697 en Y. Esto significa que la demanda de deformación real bajo comportamiento no lineal supera el peor caso lineal, lo que tiene implicancias directas para la evaluación de seguridad estructural. Este comportamiento es consistente con que E5 presenta la mayor sensibilidad al ángulo de incidencia, la mayor excentricidad total del conjunto y alcanza el nivel de Seguridad de Vida bajo el THnL,

factores que en conjunto amplifican la respuesta de deformación más allá de lo que el análisis lineal puede predecir.

Para las estructuras restantes, el THnL con el ángulo elegido produce demandas menores que el THL máximo en todos los indicadores, lo que indica que la no linealidad reduce la respuesta respecto al peor caso lineal. Esto es especialmente notable en E3, cuyo ángulo elegido (30°) coincide con el crítico de la mayoría de indicadores, confirmando que cuando el ángulo de Irregularidad Torsional es representativo de los demás indicadores, el análisis no lineal con ese ángulo puede capturar adecuadamente la demanda máxima de la estructura.



CONCLUSIONES

- Las seis estructuras cumplen con los criterios de irregularidad torsional de la NTE E.030, logrando dicha condición mediante la variación intencional de la distribución en planta de los elementos estructurales. Las dimensiones fueron determinadas iterativamente para cumplir los límites de deriva y minimizar la rigidez innecesaria, resultando en que E4 requirió columnas de 80×80 cm frente a los 70×70 cm de las demás estructuras, y los muros de E6 un espesor de 35 cm frente a los 30 cm del resto. El diseño del refuerzo fue el desarrollado en ETABS conforme a las combinaciones de carga de la NTE E.030 y NTE E.060, el cual fue usado como base para la caracterización no lineal.
- El ángulo de incidencia evaluado mediante el uso del análisis tiempo historia lineal en ETABS, demostró que el ángulo de incidencia crítico difiere de las direcciones convencionales (0° y 90°) en todas las estructuras, siendo 30°, 75°, 105°, 120°, 135° y 150° para E3, E4, E1, E5, E2 y E6 respectivamente. Este ángulo crítico depende del indicador de respuesta considerado; por ello, la condición más desfavorable definida mediante un parámetro específico no necesariamente maximiza simultáneamente todos los indicadores evaluados. Sin embargo, los resultados evidenciaron que dicha orientación genera incrementos relevantes en otros parámetros de respuesta estructural, representando una condición globalmente desfavorable para la evaluación de la demanda sísmica.
- El AME subestimó el índice de irregularidad torsional respecto al ATHL bajo el ángulo crítico en la mayoría de las estructuras, aunque la magnitud del incremento fue variable. Los incrementos más significativos se observaron en E3 (+33.2% en dirección X) y E1 (+32.9% en dirección Y), mientras que E4 y E6 mostraron incrementos inferiores al 1%. La estructura E5 constituyó el único caso donde el ATHL produjo un índice inferior al del AME, con una reducción del 13.8% en dirección X. En términos de clasificación normativa, E1 pasó a presentar irregularidad en ambas direcciones; E2 y E3 escalaron de irregularidad normal a extrema; E4 y E6 mantuvieron su clasificación de irregularidad extrema; y E5 redujo su clasificación de extrema a normal.
- El análisis dinámico no lineal (ATHnL) produjo derivas mayores que el AME en cinco de las seis estructuras, con incrementos especialmente pronunciados en E5 (+194.7%), E1 (+91.7%), E4 (+79.1%), E3 (+61.5%) y E2 (+56.4%). En E1 y E5, las derivas máximas

superaron el límite adoptado para el análisis no lineal, evidenciando una condición crítica de desempeño. La subestimación más pronunciada se dio en la dirección Y en la mayoría de los casos, que según el AME era la menos crítica, lo que pone de manifiesto la limitación del análisis espectral para anticipar la demanda dinámica real en estructuras con irregularidad torsional.

- Los desplazamientos máximos en azotea obtenidos mediante el análisis ATHnL son en general menores que los del AME elástico, lo que refleja diferencias entre la respuesta espectral elástica y la respuesta dinámica no lineal promediada de los registros. La excepción es E5 en dirección Y, donde el ATHnL (183.26mm) supera al AME elástico (138.61mm). No se identificó una tendencia clara y consistente en la muestra analizada.
- La comparación de fuerzas internas en vigas entre el ATHnL y el AME evidenció una subestimación consistente del análisis espectral en todas las estructuras. Para el grupo de irregularidad normal, la relación promedio ATHnL/AME fue de 2.35 para momento flector y 1.74 para cortante, mientras que para el grupo de irregularidad extrema fue de 1.61 y 1.39 respectivamente. Respecto a las columnas, la evaluación mediante diagramas de interacción P-M confirmó que ninguna columna crítica supera su capacidad física bajo el ATHnL, con la plastificación concentrándose principalmente en vigas. No obstante, en E1, cinco de los siete puntos de demanda del ATHnL superaron la curva de interacción de diseño reducida, indicando que el diseño basado en el AME resultó insuficiente para cubrir la demanda no lineal en esta estructura.
- El nivel de desempeño que las seis estructuras deberían alcanzar corresponde como mínimo el nivel de Seguridad de Vida (SV). Sin embargo, los resultados del THnL, obtenidos como el promedio de los siete registros analizados, revelan que solo E2 y E4 se mantuvieron en Ocupación Inmediata (OI), mientras que E5 alcanzó Seguridad de Vida (SV), y E1, E3 y E6 llegaron al nivel de Cerca al Colapso (CC). La dispersión en los resultados del nivel de desempeño evidencia que éste no está determinado directamente por el grado de irregularidad torsional, sino que responde a una combinación de factores propios de cada estructura. En particular, el periodo fundamental y la excentricidad total mostraron una asociación más clara con el nivel de desempeño alcanzado, las estructuras más flexibles y con mayor excentricidad tendieron a registrar niveles de daño más severos, mientras que las más rígidas y con menor excentricidad se mantuvieron en niveles de daño menores.

- A partir de la comparación entre los cortantes basales del AME reducidos por R_o sin corrección por irregularidad torsional y los obtenidos mediante el ATHnL bajo el ángulo de incidencia crítico, se determinó el factor de irregularidad torsional calibrado (I_p calibrado) para cada estructura. Los valores obtenidos fueron entre un 57% y un 84% menores que los factores normativos vigentes ($I_p = 0.75$ e $I_p = 0.60$), lo que implica que el empleo de dichos factores subestima la demanda sísmica real, la cual resultó entre 2.32 y 6.25 veces la estimada con el factor normativo siendo el caso más severo la estructura E3. Además, las amplificaciones inelásticas en la dirección más desfavorable oscilaron entre 3.09 y 8.32.
- El análisis de correlación entre el I_p calibrado y distintos parámetros estructurales mostró que la clasificación normativa de irregularidad torsional no guardó correspondencia con la magnitud de la amplificación inelástica, mientras que la excentricidad total fue el mejor predictor individual identificado. Asimismo, el producto $e \times T1$ presentó la mayor correlación del conjunto, lo que permitió desarrollar una ecuación empírica de regresión lineal para estimar la amplificación inelástica torsional, cuya validez deberá verificarse mediante estudios con muestras más amplias.
- El ATHnL evidenció que las columnas mantuvieron usage ratios inferiores a la unidad en el nivel Cerca al Colapso en todos los registros y estructuras analizadas, mientras que las vigas presentaron usage ratios superiores a la unidad en tres de las seis estructuras (E1, E3 y E6). Estos resultados demuestran que la irregularidad torsional afecta de manera diferenciada a vigas y columnas, siendo las primeras las más sensibles a la amplificación inelástica torsional.
- Se desarrolló y validó una metodología de predimensionamiento del peralte de vigas basada en la relación entre el Usage Ratio y el cubo del peralte ($UR \propto 1/h^3$) aplicable a estructuras que presenten Usage Ratios superiores a la unidad en el nivel Cerca al Colapso tras la realización de un ATHnL. Su aplicación en las estructuras E1, E3 y E6 permitió, para las dos primeras, satisfacer el criterio de Cerca al Colapso, aunque ambas continuaron excediendo ligeramente el criterio de Seguridad de Vida, y redujo significativamente la demanda inelástica en E6 (26.7%), confirmando la eficacia de la expresión dentro del alcance para el cual fue desarrollada.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda aplicar la metodología propuesta en la presente investigación para la evaluación de estructuras con irregularidad torsional, empleando inicialmente análisis lineales para identificar el ángulo de incidencia crítico y realizando posteriormente el análisis tiempo historia no lineal bajo dicha condición. Este procedimiento permite reducir el costo computacional asociado a la evaluación de múltiples ángulos de incidencia, evitando la ejecución sistemática de ATHnL para todas las orientaciones consideradas.
- Se recomienda que futuras investigaciones evalúen la relación entre parámetros estructurales como la excentricidad total y el período fundamental con el factor de irregularidad torsional calibrado, debido a que en la presente investigación mostraron una mayor capacidad para explicar la amplificación inelástica obtenida mediante ATHnL que el factor de irregularidad torsional normativo I_p . La ampliación de la muestra de estudio permitirá validar la ecuación empírica propuesta y determinar su aplicabilidad para estimar la amplificación inelástica en estructuras con irregularidad torsional.
- Se recomienda evaluar el empleo de las ecuaciones de regresión lineal desarrolladas en la presente investigación como herramienta de alerta temprana en la etapa de diseño con análisis modal espectral, sin necesidad de realizar un análisis dinámico no lineal. En particular, la ecuación basada en el producto $e \times T_1$ mostró la mayor correlación con el factor I_p calibrado, mientras que la basada en la excentricidad total (e) resulta más práctica por depender de un único parámetro geométrico. Cuando el I_p calibrado estimado resulte significativamente menor que el factor normativo vigente, el diseñador podría considerar alternativas de diseño orientadas a reducir la excentricidad en planta, incrementar la rigidez lateral o revisar la estructuración global. Asimismo, dado que las ecuaciones fueron obtenidas a partir de seis casos de estudio, su aplicación debe entenderse como un criterio preliminar sujeto a validación con muestras más amplias.
- Se recomienda que futuras investigaciones evalúen la aplicación diferenciada del factor de irregularidad torsional según el tipo de elemento estructural. Los resultados obtenidos sugieren que el I_p normativo podría mantenerse para la evaluación de columnas, debido a que estos elementos conservaron demandas inferiores a su capacidad en los análisis realizados, mientras que, para vigas, se recomienda evaluar la aplicación de la relación de I_p calibrado propuesta en la presente investigación, basada en parámetros estructurales

como la excentricidad total y el período fundamental, con el fin de estimar la amplificación inelástica torsional. La validación de esta propuesta mediante una muestra más amplia permitirá determinar su aplicabilidad como herramienta predictiva para el diseño y evaluación de estructuras con irregularidad torsional.

- En el caso de que se disponga de resultados de un análisis dinámico no lineal (ATHnL), se recomienda aplicar el procedimiento iterativo de predimensionamiento del peralte desarrollado en la presente investigación cuando la excedencia del Usage Ratio se concentre en un número reducido de vigas claramente identificables mediante la activación de rótulas plásticas en los niveles de Cerca al Colapso o Seguridad de Vida. La metodología no está orientada a modificaciones generalizadas de secciones, debido a que estas podrían alterar significativamente la distribución de rigideces, las propiedades dinámicas y la respuesta global de la estructura, modificando las hipótesis de proporcionalidad consideradas durante la derivación de la expresión propuesta. Si después de sucesivas iteraciones no se alcanza el criterio de desempeño requerido, se recomienda revisar la configuración estructural global, evitando incrementos generalizados de peralte que puedan modificar las propiedades de la estructura y requerir una nueva evaluación de su comportamiento sísmico.
- Se recomienda ampliar la investigación mediante una mayor cantidad de estructuras con diferentes alturas, configuraciones en planta, sistemas estructurales y zonas sísmicas, con el propósito de validar las ecuaciones predictivas propuestas, la metodología de modificación del peralte y las tendencias obtenidas respecto a la influencia de la irregularidad torsional en la respuesta inelástica.

REFERENCIAS

- ACI-318. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14). *American Concrete Institute*, 423.
- Aguiar, R., Mora, D., & Michael, R. (2015). DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA Y MOMENTO- ROTACIÓN PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO CON ASCE/SEI 41 Y SISTEMA DE COMPUTACIÓN CEINCI-LAB. *CIENCIA*, 17(2), 191-228.
- Alexander, N. A., Chanerley, A. A., & Goorvadoo, N. (2001). A review of procedures used for the correction of seismic data. *Proceedings of the Eight International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*, 101-102. <https://doi.org/10.4203/CCP.73.39>
- Alexis, A., & Saucedo, L. (2018). *Efecto del ángulo de incidencia sísmica en la respuesta no-lineal de edificaciones de concreto armado con sistema dual*. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/12179>
- Almada N, D. V, Noel Bárcena, J. A., & Enciso, M. T. (2016). *Determinación y Análisis de la gráfica Momento-Curvatura de diferentes secciones de vigas de concreto reforzado*.
- ASCE. (2017a). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. En *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>

ASCE. (2017b). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. En *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.

<https://doi.org/10.1061/9780784414859>

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. *Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial*.

https://www.andi.com.co/Uploads/Reglamento_colombiano_construccion_sismo_resistente_636536179523160220.pdf

ATC. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. *APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, 1*.

Ayala, R. (2022). *EVALUACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS DE ELEMENTOS SHELL EN EL SOFTWARE ETABS*. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE.

Beer, F., Jhonston, R., Dewolf, J., & Mazurek, D. (2010). *Mecánica de Materiales* (S. A. D. C. V. McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES, Ed.; 5.^a ed.). The McGraw-Hill Companies.

Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (C. D. de L. Capítulo de Ingeniería Civil, Ed.). Princeliness.

<https://hebmerma.com/uncategorized/estructuracion-y-diseno-de-edificaciones-de-concreto-armado/>

- Bonett Díaz, R. L. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. *TDX (Tesis Doctorals en Xarxa)*, 9-46.
<https://www.tdx.cat/handle/10803/6230>
- Bravo Anaya, R. G. (2021). *Evaluación de las reglas de combinación direccional en el cálculo de la respuesta estructural en edificios de concreto armado*.
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/19646>
- Cabañas Rodríguez, L., Carreño, E., Arancha, H., Álvarez, I., Manuel, J., Solares, M., Complutense, U., Madrid, D. E., Capote Del Villar, R., Martínez, J., Universidad, D., De, P., Belén, M., Oterino, B., Escribano, J. G., Rivas Medina, A., Geológico, I., Minero, Y., España, D. E., ... Corella, P. M. (s. f.). *Informe del sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011*. Recuperado 10 de octubre de 2023, de <https://digital.csic.es/handle/10261/62381>
- Carreño Herrero, E., Bravo, B., Tordesillas, M., & Suárez, A. (1999). Registro y Tratamiento de Acelerogramas. *Física de la tierra*, ISSN 0214-4557, Nº 11, 1999 (Ejemplar dedicado a: Ingeniería sísmica), págs. 81-111, (11), 81-111.
<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=124579>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras* (L. Cruz Castillo & B. Gutiérrez Hernandez, Eds.). Pearson Education.
https://issuu.com/gustavochoonlongalcivar/docs/p_ginas_desde220599291-dinamica-de/6
- Cimellaro, G. P., Giovine, T., & Lopez-Garcia, D. (2014). Bidirectional Pushover Analysis of Irregular Structures. *Journal of Structural Engineering*, 140(9), 04014059.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001032](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001032)

- CIRSOC. (2018). *Normas argentinas para construcciones sismorresistentes. Parte I : Construcciones en general* / (INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL, Ed.; Vol. 109). INTI-CIRSOC.
http://contenidos.inpres.gob.ar/docs/INPRES-CIRSOC-103_Parte_I-Reglamento.pdf
- De Stefano, M., Faella, G., & Ramasco, R. (1998). Inelastic seismic response of one-way plan-asymmetric systems under bidirectional ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27, 363-376. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199804\)27:4<363::AID-EQE728>3.0.CO;2-7](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199804)27:4<363::AID-EQE728>3.0.CO;2-7)
- Díaz, S., Pujades, L., Pinzón, L., Vargas, Y., Díaz, S., Pujades, L., Pinzón, L., & Vargas, Y. (2018). Un enfoque alternativo para tomar en cuenta el efecto de la direccionalidad sísmica. *Revista ingeniería de construcción*, 33(3), 279-290. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732018000300279>
- Dutta, S. C., & Kunnath, S. K. (2013). Effect of bidirectional interaction on seismic demand of structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 52, 27-39.
<https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2013.04.008>
- EarthQuakeSolutions. (s. f.). *EarthQuakeSolutions*. QuakeManager.
- Escamilla, M. A. (2010). *ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS TENDENCIAS ACTUALES DEL MÉTODO DEL EMPUJÓN PARA LA EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS RETICULARES*. UNAM.

- European Committee for Standardization. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-8-design-structures-earthquake-resistance>
- FEMA. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356)*.
- Fernandez-Davila, I., Cominetti, S., & Cruz, E. F. (2000). Considering the bi-directional effects and the seismic angle variations in building design. *12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Fernandez-Davila, V. I., & Cruz, E. F. (2006). *Study of the combination rules to estimate the inelastic response of in-plan asymmetry multi-story buildings subjected to bi-directional seismic motions* (pp. 2192-2201). <https://cris.pucp.edu.pe/en/publications/study-of-the-combination-rules-to-estimate-the-inelastic-response>
- Flores Barreto, T. M. (2011). *Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado*. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio//handle/20.500.12404/67>
- Florez Tito, A. R. (2013). *Respuesta no-lineal de estructuras de concreto armado de un piso sometidas a solicitaciones sísmicas bi-direccionales con ángulos de incidencia variables*. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio//handle/20.500.12404/1762>
- García Núñez, M. A. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal* [Maestría, Universidad Politécnica de Cataluña]. <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/118142>

- Gherzi, A., & Rossi, P. P. (2001). Influence of bi-directional ground motions on the inelastic response of one-storey in-plan irregular systems. *Engineering Structures*, 23(6), 579-591. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00088-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00088-2)
- Gonzalez, I. (2013). *Análisis Del Desempeño Sismorresistente De Dos Configuraciones De Racks Selectivos Utilizados En Chile*. https://www.researchgate.net/publication/332275800_Analisis_Del_Desempeno_Sismorresistente_De_Dos_Configuraciones_De_Racks_Selectivos_Utilizados_En_Chile
- Heredia-Zavoni, E., & Machicao-Barrionuevo, R. (2004). Response to orthogonal components of ground motion and assessment of percentage combination rules. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(2), 271-284. <https://doi.org/10.1002/EQE.351>
- Hernández, J. J., & López, O. A. (2000). Influence of bidirectional seismic motion on the response of asymmetric buildings. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, 1-8.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., María del Pilar Baptista Lucio, D., & Méndez Valencia Christian Paulina Mendoza Torres, S. (2014). *Metodología de la investigación* (6.^a ed.). Mc Graw Hill.
- Hognestad, E. (1951). Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin ; no. 399*. <https://hdl.handle.net/2142/4360>
- INDECI. (2002). COMPENDIO ESTADÍSTICO DE EMERGENCIAS 2001. En *SINADECI*.
- INDECI. (2007). *COMPENDIO ESTADÍSTICO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE DESASTRES 2007*.

[https://www2.congreso.gob.pe/sicr/cendocbib/con4_uibd.nsf/71A58D4A0EB5113B05257E7E0061BAB8/\\$FILE/1_pdfsam_5_desatres.pdf](https://www2.congreso.gob.pe/sicr/cendocbib/con4_uibd.nsf/71A58D4A0EB5113B05257E7E0061BAB8/$FILE/1_pdfsam_5_desatres.pdf)

Irizarry, J., Jara, J. A., & Zapata, A. M. (2021). *Informe sobre la herramienta web para la evaluación de la seguridad sísmica de edificios esenciales (ASSEE)*.

Jadhav, R., & Jaiswal, A. (2017). Study of Effect of Seismic Excitation Angle for the Analysis of Regular and Irregular RC Frame. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE) e-ISSN, 14(2)*, 80-83. <https://doi.org/10.9790/1684-1402078083>

Lafuente, M., Grases, J., & Genatios, C. (2014). *Revisión de Normativa Sísmica en América latina* (CAF-Banco de Desarrollo de América Latina, Ed.).
<https://scioteca.caf.com/handle/123456789/897>

Longarini, N., Zucca, M., Reccia, E., Crespi, P. G., Pettorruso, C., & Quaglini, V. (2024). Comparison of Linear and Nonlinear Procedures for the Analysis of the Seismic Performance of Straight Multi-Span RC Bridges. *Buildings 2024, Vol. 14, Page 464, 14(2)*, 464. <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS14020464>

Lopez, O. A., Chopra, A. K., & Hernandez, J. J. (2000). Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation. *EESD, 29(12)*, 1759-1778.
[https://doi.org/10.1002/1096-9845\(200012\)29:12](https://doi.org/10.1002/1096-9845(200012)29:12)

Mamani Yana, E. J. (2017). *Respuesta sísmica de tanques de concreto armado para almacenamiento de agua apoyados sobre un sistema de aislación del tipo péndulo friccional* [Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú].
<http://hdl.handle.net/20.500.12404/8505>

- Medina Robalino, C. D., & Reyes Lozada, C. A. (2020). *Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas por el método de las fibras y el modelo de tablas del ASCE 41-13, aplicado al análisis no lineal del bloque A de la facultad de Ingeniería Civil y Mecánica*. Universidad Técnica de Ambato.
- Menun, C., & Der Kiureghian, A. (1998). A Replacement for the 30%, 40%, and SRSS Rules for Multicomponent Seismic Analysis. *https://doi.org/10.1193/1.1585993*, 14(1), 153-163.
<https://doi.org/10.1193/1.1585993>
- Michaud, D., & Léger, P. (2014). Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America. *https://doi.org/10.1139/cjce-2012-0339*, 41(3), 232-244. <https://doi.org/10.1139/CJCE-2012-0339>
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2011). NEC-SE-DS. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. <https://www.obraspublicas.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion-nec-se-ds/>
- MINSA. (2005). *El terremoto y maremoto del sur del Perú, 2001. Lecciones para el futuro*. http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc36/doc36_contenido.pdf
- Moscoso, E., & Quiroz, L. (2018, octubre). Efecto de la bidireccionalidad y ángulo de incidencia del sismo en estructuras de concreto armado. *Conference: XXXVIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. <https://cris.ulima.edu.pe/es/publications/efecto-de-la-bidireccionalidad-y-%C3%A1ngulo-de-incidencia-del-sismo-e>
- Muñoz Peláez, A. (2002). *Ingeniería Sismorresistente* (1ª). PUCP.
- Museo de Ciencias de Puerto Rico. (s. f.). *¿Qué son los terremotos?* ecoexploratorio.

MVCS. (2006). NORMA TÉCNICA E.020 CARGAS. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.

www.construccion.org

MVCS. (2009). Norma E.060 Concreto Armado . *Reglamento Nacional de Edificaciones*.

<https://www.gob.pe/institucion/munisantamariadelmar/informes-publicaciones/2619713-e-060-concreto-armado-ds-n-010-2009>

MVCS. (2018). Norma E.030 Diseño sismorresistente. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.

<https://perfilessuelos.sencico.gob.pe/RM-355-2018-VIVIENDA.pdf>

MVCS. (2019). NORMA TÉCNICA E.031 AISLAMIENTO SÍSMICO DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. www.gob.pe/vivienda

MVCS. (2026). Norma Técnica E030 - 2026. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.

<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/9902957/8081915-nt-e-030-diseno-sismorresistente-2026.pdf?v=1777909403>

Nangullasmú, H. (2022, enero 13). *Importancia de los Análisis P-Delta*. midas.

<https://www.midasoft.com/latinoamerica/learning/hub/analisis-p-delta>

Newmark, N. (1975). Seismic Design Criteria for Structures and Facilities: Trans-Alaska

Pipeline System. *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering 1975*, 94-103. <https://www.nrc.gov/docs/ML0608/ML060870055.pdf>

Ottazzi, G. (2015). *APUNTES DEL CURSO CONCRETO ARMADO I*.

Palencia, N., Castro, L., Gómez, D., Villamizar, S., Samboní, J., Gómez, R., & Leiva, S. (s. f.).

GUÍA DIDÁCTICA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO REFORZADO.

Universidad Surcolombiana. Recuperado 27 de agosto de 2024, de
<https://guiasconcretoingci.wixsite.com/usco/copia-de-momento-curvatura>

Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced Concrete Structures. *Reinforced Concrete Structures*, 1-769. <https://doi.org/10.1002/9780470172834>

Paulay, T., & Priestly, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*.
<https://doi.org/10.1002/9780470172841>

Penzien, J., & Watabe, M. (1974). Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(4), 365-373.
<https://doi.org/10.1002/EQE.4290030407>

Pinzón, L. A., Pujades, L. G., Diaz, S. A., & Alva, R. E. (2018). Do Directionality Effects Influence Expected Damage? A Case Study of the 2017 Central Mexico Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(5A), 2543-2555.
<https://doi.org/10.1785/0120180049>

Purca, R. (s. f.). *MODELOS DE HISTERESIS DR. OTANI*. Recuperado 27 de agosto de 2024, de
https://www.academia.edu/15437422/MODELOS_DE_HISTERESIS_DR_OTANI

Rodríguez Súnico, M. (2005). *ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL: TEORÍA Y PRÁCTICA* [Universidad de Sevilla]. <https://biblus.us.es/bibing/proyectos/abreproy/3828>

Salazar, A. R., Alfredo, J., Duarte, J., Barraza, A. L., De Dios, J., Morán, G., Ignacio, J., & Dimas, V. (2005). Evaluación de las reglas más comunes de combinación de los efectos de

las componentes horizontales de un terremoto. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (73), 27-53.

<https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807303>

Salinas Basualdo, R. (2019). *FUNDAMENTOS DEL ANALISIS DINAMICO DE ESTRUCTURAS*.

SEAOC. (1995). *VISION 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California. <https://pdfcoffee.com/seaoc-vision-2000-pdf-buscar-con-google-pdf-free.html>

SENCICO. (2020, julio 30). *Ponencias de los eventos sobre la importancia de redes acelerográficas y procesamiento de señales sísmicas - Informes y publicaciones - Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción - Plataforma del Estado Peruano*. <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/923852-ponencias-de-los-eventos-sobre-la-importancia-de-redes-acelerograficas-y-procesamiento-de-senales-sismicas>

Skoulidou, D., & Romão, X. (2020). The significance of considering multiple angles of seismic incidence for estimating engineering demand parameters. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(1), 139-163. <https://doi.org/10.1007/S10518-019-00724-Y/METRICS>

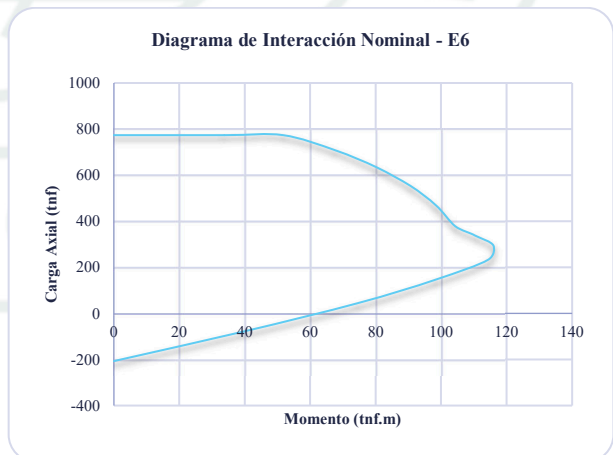
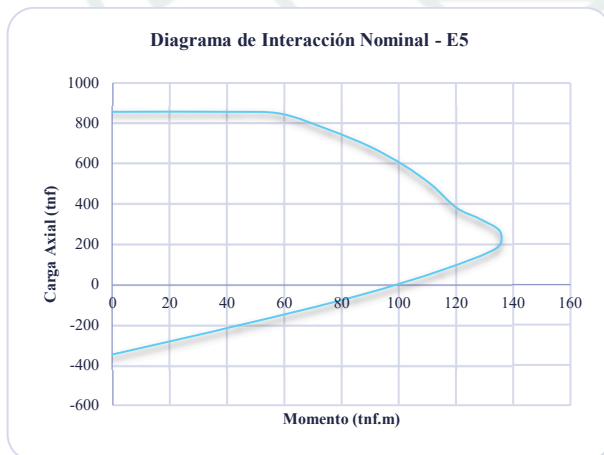
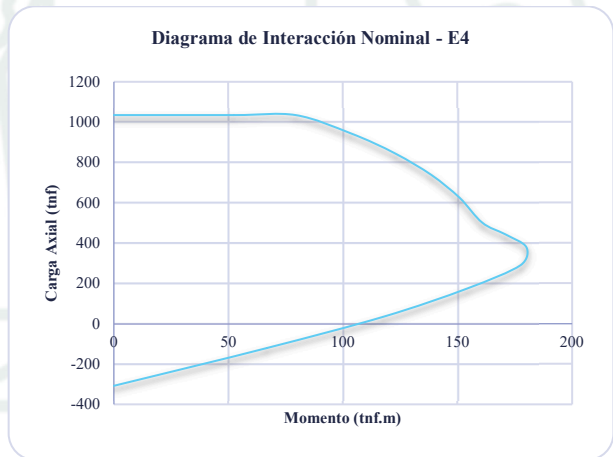
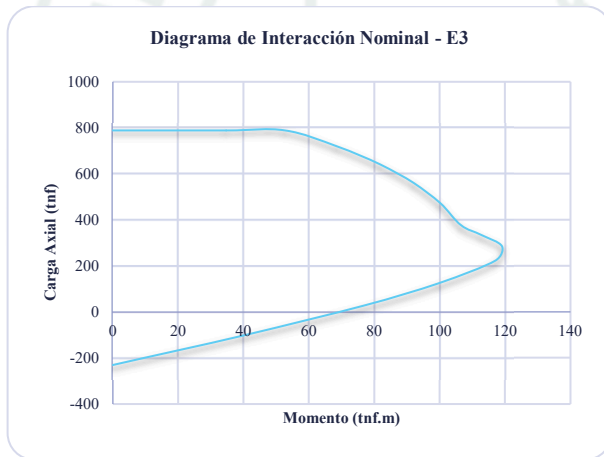
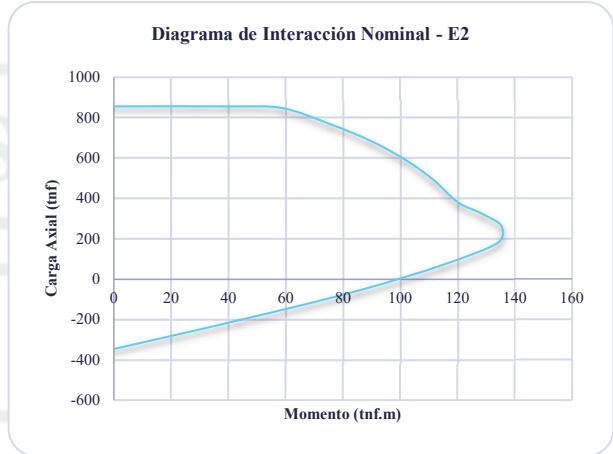
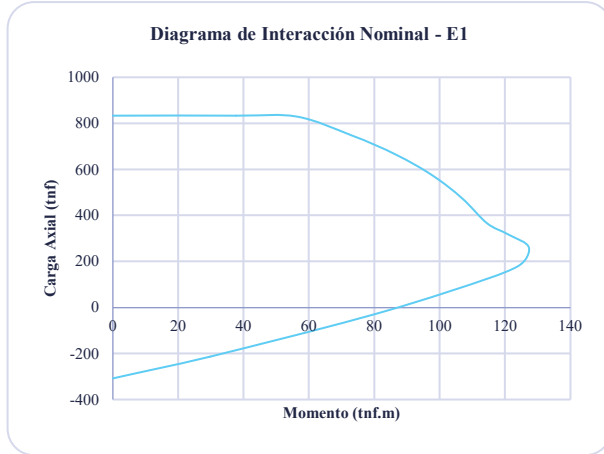
Smeby, W., & der Kiureghian, A. (1985). Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(1), 1-12. <https://doi.org/10.1002/EQE.4290130103>

- Talavera, A. (2023). *ANÁLISIS Y SISTEMATIZACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA EN ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO*. Universidad Católica de Santa María.
- Tavera, H. (2014). *Zonificación sísmica - geotécnica de la ciudad de Arequipa-Cercado: Provincia de Arequipa - Departamento de Arequipa (comportamiento dinámico del suelo)*. Instituto Geofísico del Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12816/1327>
- Tavera, H., Bufo, E., Bernal, I., Antayhua, Y., & Vilacapoma, L. (2002). The Arequipa (Peru) earthquake of June 23, 2001. *Journal of Seismology*, 6(2), 279-283.
<https://doi.org/10.1023/A:1015698621075/METRICS>
- Universidad de Costa Rica. (2023, agosto 18). *Modos de vibración de un edificio*. LIS.
- Valenzuela Beltrán, F., Reyes Salazar, A., De León Escobedo, D., Bojórquez Mora, E., López Barraza, A., 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. *Ingeniería sísmica*, (92), 65-94.
http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2015000100065&lng=es&nrm=iso&tlng=es
- Vargas Alzate, Y. F., Pujades Beneit, L. G., Barbat, A. H., Hurtado Gomez, J. E., Diaz Alvarado, S. A., & Hidalgo Leiva, D. A. (2017). Probabilistic seismic damage assessment of reinforced concrete buildings considering directionality effects.
<https://doi.org/10.1080/15732479.2017.1385089>, 14(6), 817-829.
<https://doi.org/10.1080/15732479.2017.1385089>

- Velásquez, C. (2017). *EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD DE ROTACIÓN PLÁSTICA EN VIGAS DE HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADAS* [Maestría]. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Wang, J., Burton, H. V., & Dai, K. (2019). Combination Rules Used to Account for Orthogonal Seismic Effects: State-of-the-Art Review. *Journal of Structural Engineering*, 145(11), 03119001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002420](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002420)
- Wilson, E. L., & Button, M. R. (1982). Three-dimensional dynamic analysis for multi-component earthquake spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(3), 471-476. <https://doi.org/10.1002/EQE.4290100309>
- Wilson, E. L., Der Kiureghian, A., & Bayo, E. P. (1981). A replacement for the srss method in seismic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(2), 187-192. <https://doi.org/10.1002/EQE.4290090207>
- Yaranga Huamaní, R., & Sobrado Ortega, V. H. (2020). Análisis de la bidireccionalidad sísmica en la respuesta de estructuras de concreto armado con irregularidades de esquina entrante y de piso blando. *Repositorio Académico - UPC*. <https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/3091543>
- Zaghlool, B., Carr, A., & Moss, P. (2001). Inelastic behaviour of three-dimensional structures under concurrent seismic excitations. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, 1-8.

ANEXOS

Anexo 1. Diagrama de interacción de columnas, E1-E6. Elaboración propia.



Anexo 2. Detalle de acero requerido y colocado en vigas, E1-E6. Elaboración propia.

- Estructura 1

Viga	Sección (cm)	As+ req. (cm ²)	As+ col. (cm ²)	Varillas (+)	As- req. (cm ²)	As- col. (cm ²)	Varillas (-)
Va	60×40	11.38	11.36	4Ø3/4"	14.49	15.3	3Ø1"
Vb	60×40	15.79	15.88	2Ø1"+2Ø3/4"	18.98	20.4	4Ø1"
Vc	60×40	22.34	23.24	4Ø1"+1Ø3/4"	29.69	31.76	4Ø1"+4Ø3/4"
Vd	60×40	32.88	33.44	6Ø1"+1Ø3/4"	33.77	33.44	6Ø1"+1Ø3/4"

- Estructura 2

Viga	Sección (cm)	As+ req. (cm ²)	As+ col. (cm ²)	Varillas (+)	As- req. (cm ²)	As- col. (cm ²)	Varillas (-)
Va	60×40	9.57	9.64	2Ø3/4"+2Ø5/8"	11.16	11.36	4Ø3/4"
Vb	60×40	10.24	11.36	4Ø3/4"	12.68	14.2	5Ø3/4"
Vc	60×40	14	14.2	5Ø3/4"	15.05	15.3	3Ø1"
Vd	60×40	16.39	18.72	2Ø1"+3Ø3/4"	16.79	18.72	2Ø1"+3Ø3/4"

- Estructura 3

Viga	Sección (cm)	As+ req. (cm ²)	As+ col. (cm ²)	Varillas (+)	As- req. (cm ²)	As- col. (cm ²)	Varillas (-)
Va	60×40	7.33	7.96	4Ø5/8"	9.73	9.95	5Ø5/8"
Vb	60×40	11.17	11.36	4Ø3/4"	13.77	14.2	5Ø3/4"
Vc	60×40	14.54	15.3	3Ø1"	15.58	15.88	2Ø1"+2Ø3/4"
Vd	60×40	22.05	22.72	8Ø3/4"	23.4	25.5	5Ø1"

- Estructura 4

Viga	Sección (cm)	As+ req. (cm ²)	As+ col. (cm ²)	Varillas (+)	As- req. (cm ²)	As- col. (cm ²)	Varillas (-)
Va	60×40	7.26	7.96	4Ø5/8"	9.61	9.64	2Ø3/4"+2Ø5/8"
Vb	60×40	9.45	9.64	2Ø3/4"+2Ø5/8"	16.18	18.72	2Ø1"+3Ø3/4"
Vc	60×40	11.3	11.36	4Ø3/4"	17.53	18.72	2Ø1"+3Ø3/4"
Vd	60×40	15.14	15.88	2Ø1"+2Ø3/4"	17.99	18.72	2Ø1"+3Ø3/4"
Ve	60×40	22.32	22.72	8Ø3/4"	29.35	30.6	6Ø1"

- Estructura 5

Viga	Sección (cm)	As+ req. (cm ²)	As+ col. (cm ²)	Varillas (+)	As- req. (cm ²)	As- col. (cm ²)	Varillas (-)
Va	60×40	10.54	11.36	4Ø3/4"	16.19	18.72	2Ø1"+3Ø3/4"
Vb	60×40	15.69	15.88	2Ø1"+2Ø3/4"	17.43	18.72	2Ø1"+3Ø3/4"
Vc	60×40	20.78	20.98	3Ø1"+2Ø3/4"	26.47	28.92	4Ø1"+3Ø3/4"
Vd	60×40	27.76	28.92	4Ø1"+3Ø3/4"	34.25	33.44	6Ø1"+1Ø3/4"

- Estructura 6

Viga	Sección (cm)	As+ req. (cm ²)	As+ col. (cm ²)	Varillas (+)	As- req. (cm ²)	As- col. (cm ²)	Varillas (-)
Vax	60×40	12.89	14.2	5Ø3/4"	15.63	15.88	2Ø1"+3Ø3/4"
Vbx	60×40	19.85	20.4	4Ø1"	23.13	25.5	5Ø1"
Vcx	60×40	27.02	28.92	4Ø1"+3Ø3/4"	28.39	30.6	6Ø1"
Vdx	60×40	32.75	33.44	6Ø1"+1Ø3/4"	34.25	33.44	6Ø1"+1Ø3/4"
Vay	60×40	9.05	9.66	2Ø3/4"+2Ø5/8"	10.08	11.36	4Ø3/4"
Vby	60×40	12.45	12.5	3Ø3/4"+2Ø5/8"	18.91	20.4	4Ø1"
Vcy	60×40	17.64	18.72	2Ø1"+3Ø3/4"	27.32	28.92	4Ø1"+3Ø3/4"

Anexo 3. Verificación de muros de concreto armado. Elaboración propia.

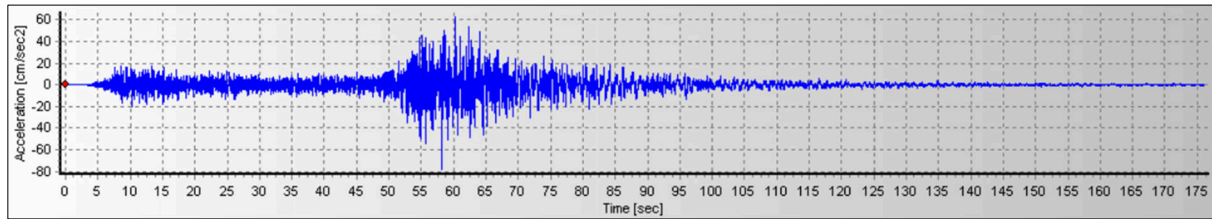
Est.	Muro	Dir.	Lw (m)	tw (m)	Nu (tnf)	Vu (tnf)	Vn (tnf)	ϕVn (tnf)	D/C	$\phi Vn \geq$ Vu	Vmax (tnf)	Vn $\leq$ Vmax	Nu $\leq$ 0.35f'cAg
E1	Muro 1	Y	4.000	0.300	348.183	90.186	286.639	243.643	0.370	OK	532.116	OK	OK
E1	Muro 2	X	2.900	0.300	267.546	73.412	207.813	176.641	0.416	OK	385.784	OK	OK
E1	Muro 3	Y	4.700	0.300	369.969	98.148	336.801	286.280	0.343	OK	625.236	OK	OK
E1	Muro 4	X	7.000	0.300	406.900	139.275	501.618	426.375	0.327	OK	931.203	OK	OK
E1	Muro 5	X	2.600	0.300	189.262	99.636	186.315	158.368	0.629	OK	345.875	OK	OK
E2	Muro 1	X	7.400	0.300	362.572	163.267	530.282	450.739	0.362	OK	984.414	OK	OK
E2	Muro 2	Y	4.000	0.300	284.581	106.264	286.639	243.643	0.436	OK	532.116	OK	OK
E2	Muro 3	X	2.600	0.300	202.653	52.543	186.315	158.368	0.332	OK	345.875	OK	OK
E2	Muro 4	Y	6.000	0.300	535.152	245.738	429.958	365.464	0.672	OK	798.174	OK	OK
E2	Muro 5	X	2.600	0.300	238.251	57.383	186.315	158.368	0.362	OK	345.875	OK	OK
E2	Muro 6	X	7.000	0.300	402.352	226.783	501.618	426.375	0.532	OK	931.203	OK	OK
E3	Muro 1	X	4.400	0.300	234.595	118.725	315.303	268.007	0.443	OK	585.327	OK	OK
E3	Muro 2	Y	4.000	0.300	134.283	58.486	286.639	243.643	0.240	OK	532.116	OK	OK
E3	Muro 3	X	2.900	0.300	180.283	45.807	207.813	176.641	0.259	OK	385.784	OK	OK
E3	Muro 4	Y	6.000	0.300	275.683	150.003	429.958	365.464	0.410	OK	798.174	OK	OK
E3	Muro 5	X	2.900	0.300	175.723	49.551	207.813	176.641	0.281	OK	385.784	OK	OK
E3	Muro 6	Y	4.700	0.300	241.346	85.303	336.801	286.280	0.298	OK	625.236	OK	OK
E3	Muro 7	X	2.900	0.300	174.506	59.689	207.813	176.641	0.338	OK	385.784	OK	OK
E4	Muro 1	Y	4.000	0.300	253.801	82.087	286.639	243.643	0.337	OK	532.116	OK	OK
E4	Muro 2	Y	4.300	0.300	325.659	100.751	308.137	261.916	0.385	OK	572.024	OK	OK
E4	Muro 3	X	3.500	0.300	195.622	197.386	250.809	213.188	0.926	OK	465.601	OK	OK
E4	Muro 4	Y	3.000	0.300	186.314	76.939	214.979	182.732	0.421	OK	399.087	OK	OK
E4	Muro 5	X	2.600	0.300	373.270	38.425	186.315	158.368	0.243	OK	345.875	OK	OK
E4	Muro 6	X	7.400	0.300	406.089	168.950	530.282	450.739	0.375	OK	984.414	OK	OK
E5	Muro 1	X	2.900	0.300	183.115	95.121	207.813	176.641	0.538	OK	385.784	OK	OK
E5	Muro 2	Y	6.000	0.300	304.494	171.166	429.958	365.464	0.468	OK	798.174	OK	OK
E5	Muro 3	X	2.900	0.300	151.760	55.985	207.813	176.641	0.317	OK	385.784	OK	OK

E5	Muro 4	X	7.400	0.300	369.618	224.093	530.282	450.739	0.497	OK	984.414	OK	OK
E6	Muro 1	X	7.000	0.300	364.836	215.556	501.618	426.375	0.506	OK	931.203	OK	OK
E6	Muro 2	Y	4.000	0.350	174.927	247.057	334.412	284.250	0.869	OK	620.802	OK	OK
E6	Muro 3	X	7.000	0.350	766.585	485.651	585.221	497.438	0.976	OK	1086.403	OK	OK

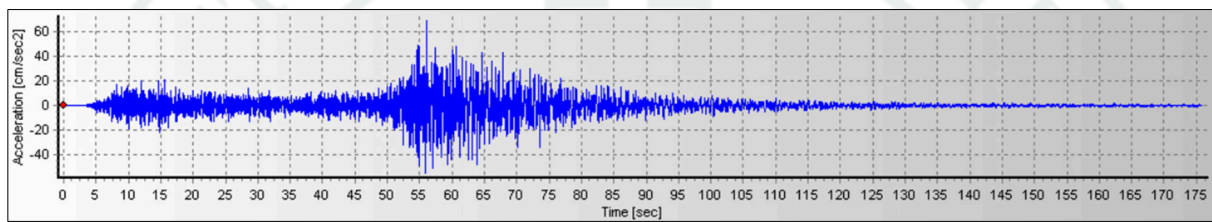


Anexo 4. Registros sísmicos corregidos y filtrados. Captura de pantalla de Seismosignal.

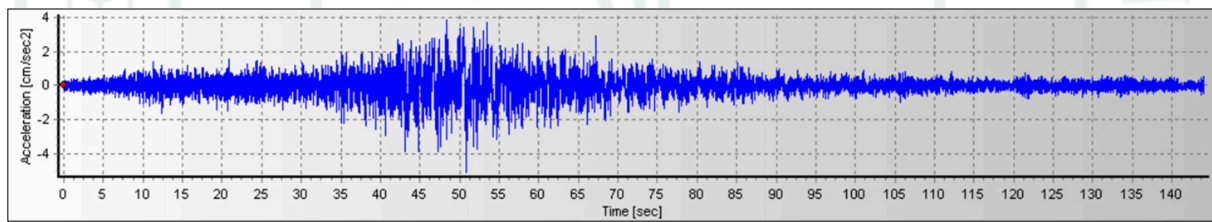
- Registro RS2 EW



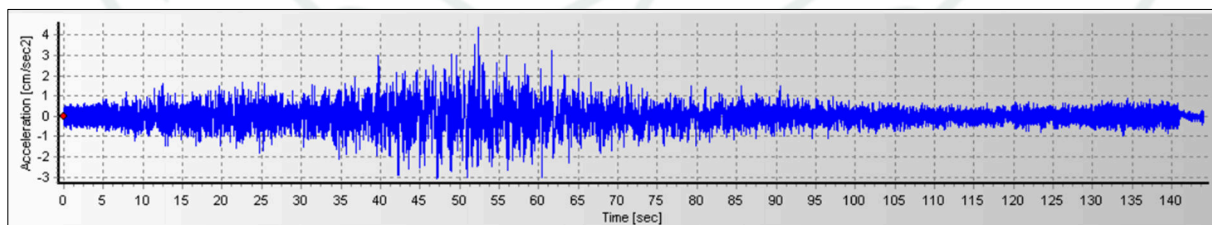
- Registro RS2 NS



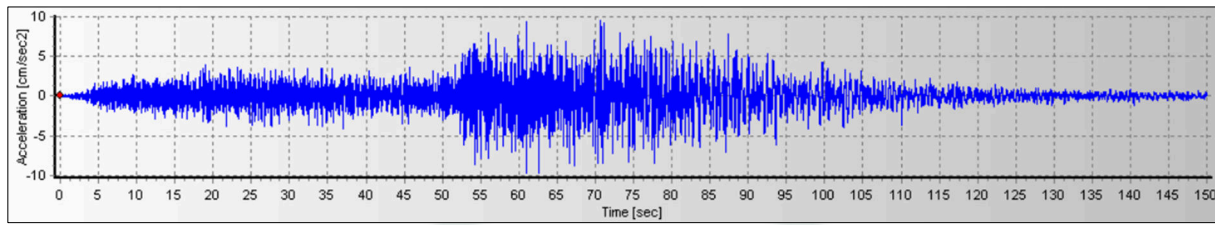
- Registro RS3 EW



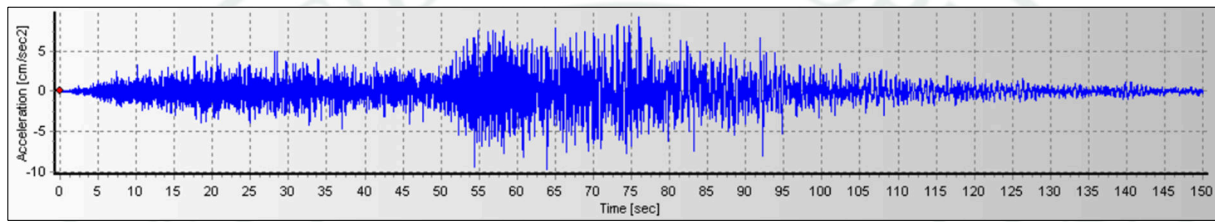
- Registro RS3 NS



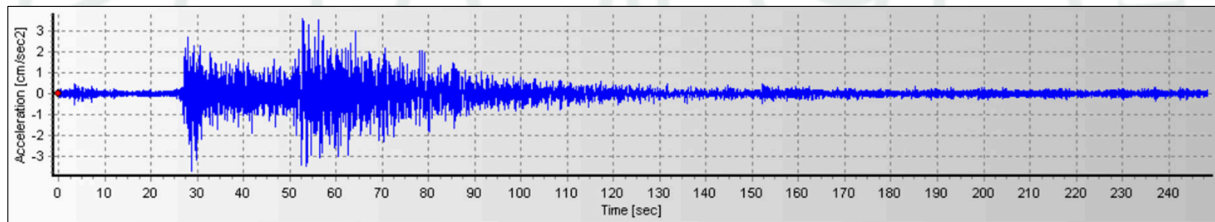
- Registro RS4 EW



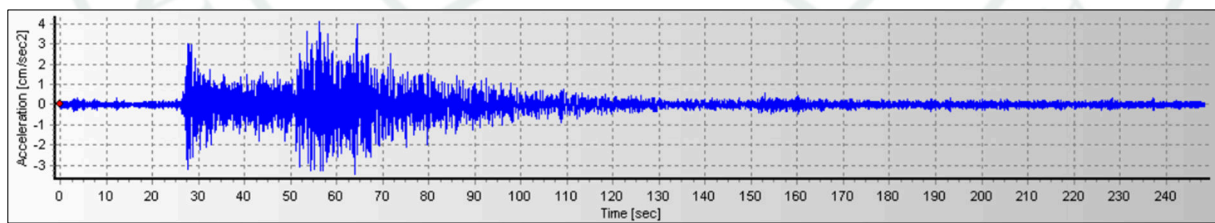
- Registro RS4 NS



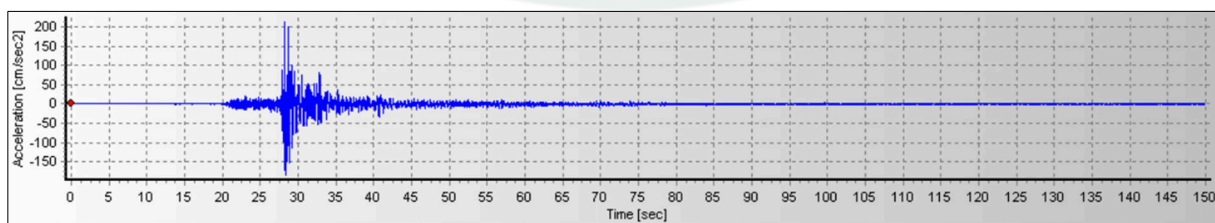
- Registro RS5 EW



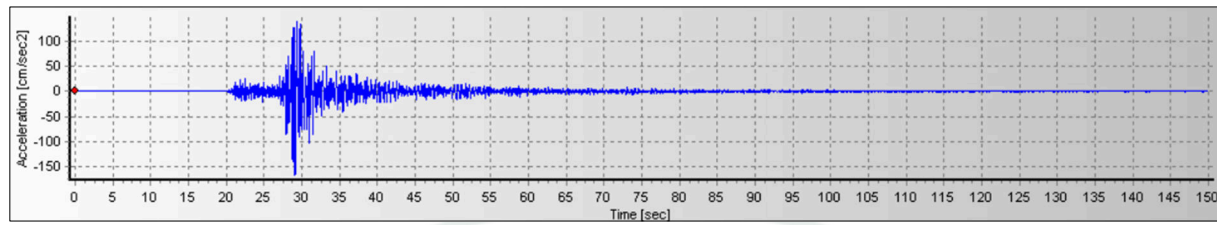
- Registro RS5 NS



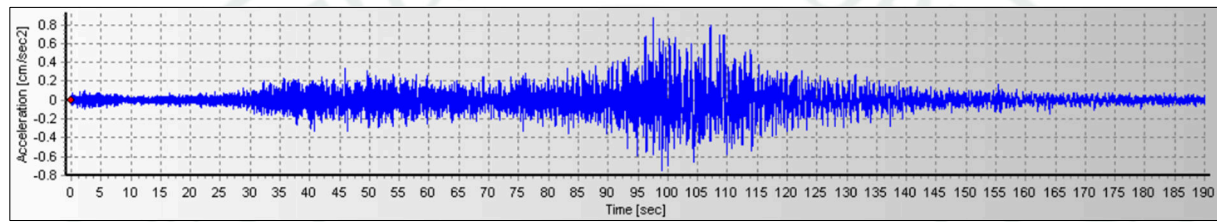
- Registro RS6 EW



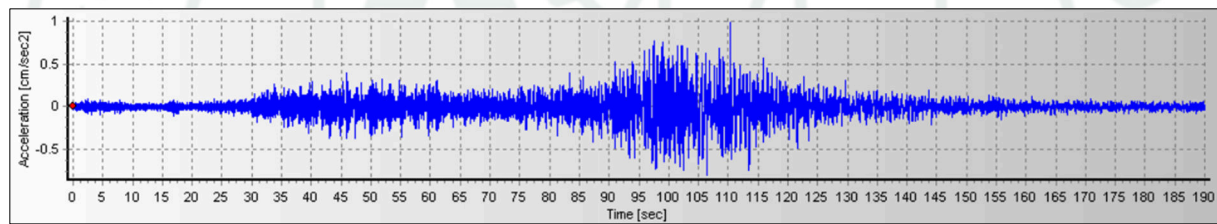
- Registro RS6 NS



- Registro RS7 EW



- Registro RS7 NS



Anexo 5. Máximo desplazamiento por dirección, registro crítico, E1-E6. Elaboración propia.

- Dirección X:

Estructura	Dirección	Máximo desplazamiento (mm)	Registro crítico
E1	X	302.07	TH 4
E2	X	210.46	TH 5
E3	X	380.02	TH 7
E4	X	210.16	TH 6
E5	X	231.43	TH 2
E6	X	220.51	TH 5

- Dirección Y:

Estructura	Dirección	Máximo desplazamiento (mm)	Registro crítico
E1	Y	265.55	TH 2
E2	Y	217.12	TH 1
E3	Y	211.84	TH 1
E4	Y	222.98	TH 3
E5	Y	205.66	TH 5
E6	Y	225.28	TH 4

Anexo 6. Máxima aceleración por dirección, registro crítico, E1-E6.

- Dirección X:

Estructura	Dirección	Máxima aceleración (g)	Registro crítico
E1	X	0.886	TH 7
E2	X	6.245	TH 5
E3	X	4.564	TH 5
E4	X	0.715	TH 7
E5	X	4.886	TH 4
E6	X	2.677	TH 5

- Dirección Y:

Estructura	Dirección	Máxima aceleración (g)	Registro crítico
E1	Y	0.903	TH 6
E2	Y	4.403	TH 5
E3	Y	6.928	TH 5
E4	Y	0.813	TH 1
E5	Y	5.017	TH 5
E6	Y	4.060	TH 5

Anexo 7. Detalle del Usage Ratio por elemento (viga, columna) para cada registro, E1-E6.

Elaboración propia

Registro	Estructura	OI		SV		CC	
		Columna	Viga	Columna	Viga	Columna	Viga
TH 1	E1	1.027	1.152	0.128	0.576	0.086	0.461
	E2	1.548	1.223	0.465	0.612	0.077	0.489
	E3	1.165	1.204	0.146	0.602	0.097	0.481
	E4	1.738	1.074	0.521	0.537	0.087	0.429
	E5	0.997	0.633	0.125	0.633	0.083	0.507
	E6	1.558	0.827	0.195	0.413	0.130	0.331
TH 2	E1	5.184	5.001	0.648	2.501	0.432	2.000
	E2	2.773	1.320	0.832	0.660	0.139	0.528
	E3	0.820	2.389	0.102	1.195	0.068	0.956
	E4	1.560	1.031	0.468	0.515	0.078	0.412
	E5	1.053	0.564	0.132	0.564	0.088	0.451
	E6	3.267	5.001	0.408	2.500	0.272	2.000
TH 3	E1	6.591	5.001	0.824	2.500	0.549	2.000
	E2	2.195	1.208	0.659	0.604	0.110	0.483
	E3	0.831	2.453	0.104	1.227	0.069	0.981
	E4	2.082	1.135	0.625	0.567	0.104	0.454
	E5	1.057	0.464	0.132	0.464	0.088	0.371
	E6	2.865	5.002	0.358	2.501	0.239	2.001
TH 4	E1	4.702	3.438	0.588	1.719	0.392	1.375
	E2	2.227	1.461	0.668	0.731	0.111	0.584
	E3	0.923	3.677	0.115	1.838	0.077	1.471
	E4	1.722	0.960	0.516	0.480	0.086	0.384
	E5	0.934	2.448	0.117	2.448	0.078	1.959
	E6	2.064	3.924	0.258	1.962	0.172	1.570
TH 5	E1	7.003	5.000	0.875	2.500	0.584	2.000
	E2	2.638	1.624	0.791	0.812	0.132	0.650
	E3	0.735	3.613	0.092	1.807	0.061	1.445
	E4	1.705	1.218	0.511	0.609	0.085	0.487
	E5	1.180	2.211	0.147	2.211	0.098	1.769
	E6	4.148	5.001	0.518	2.501	0.346	2.000
TH 6	E1	2.328	1.149	0.291	0.574	0.194	0.459
	E2	1.639	1.074	0.492	0.537	0.082	0.430
	E3	1.393	1.074	0.174	0.537	0.116	0.430

	E4	1.817	1.176	0.545	0.588	0.091	0.470
	E5	0.910	0.602	0.114	0.602	0.076	0.482
	E6	2.942	1.269	0.368	0.634	0.245	0.507
TH 7	E1	6.235	5.026	0.779	2.513	0.520	2.010
	E2	1.496	1.002	0.449	0.501	0.075	0.401
	E3	1.837	3.886	0.230	1.943	0.153	1.554
	E4	2.016	1.047	0.605	0.524	0.101	0.419
	E5	1.529	0.745	0.191	0.745	0.127	0.596
	E6	2.695	5.001	0.337	2.500	0.225	2.000



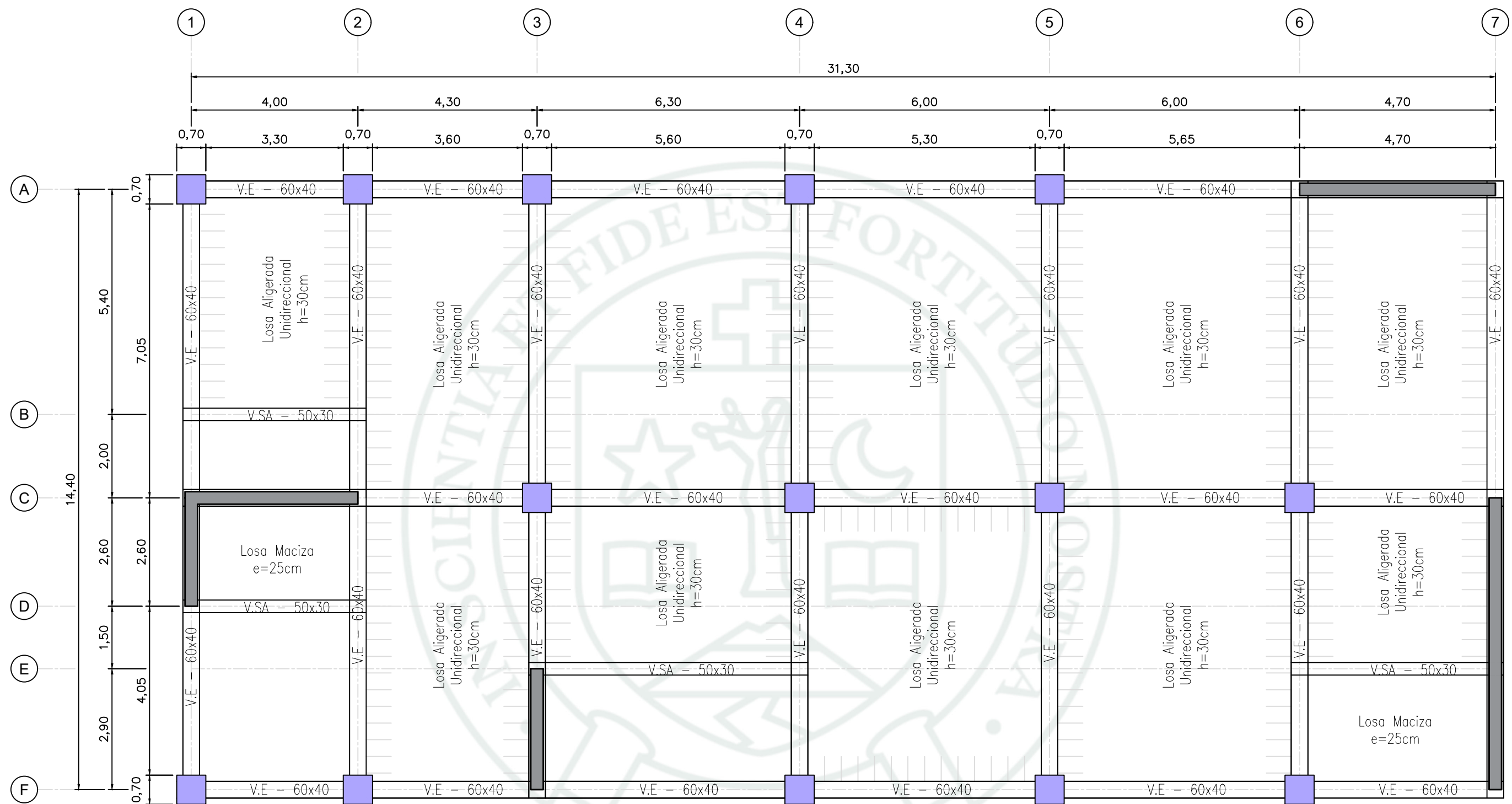
Anexo 8. Detalles de Usage Ratios máximos por registro sísmico. Elaboración propia.

Registro	E1			E2			E3		
	OI	SV	CC	OI	SV	CC	OI	SV	CC
TH 1	1.152	0.576	0.461	1.548	0.612	0.489	1.204	0.602	0.481
TH 2	5.184	2.501	2.000	2.773	0.832	0.528	2.389	1.195	0.956
TH 3	6.591	2.500	2.000	2.195	0.659	0.483	2.453	1.227	0.981
TH 4	4.702	1.719	1.375	2.227	0.731	0.584	3.677	1.838	1.471
TH 5	7.003	2.500	2.000	2.638	0.812	0.650	3.613	1.807	1.445
TH 6	2.328	0.574	0.459	1.639	0.537	0.430	1.393	0.537	0.430
TH 7	6.235	2.513	2.010	1.496	0.501	0.401	3.886	1.943	1.554
MÁXIMO	7.003	2.513	2.010	2.773	0.832	0.650	3.886	1.943	1.554

Registro	E4			E5			E6		
	OI	SV	CC	OI	SV	CC	OI	SV	CC
TH 1	1.738	0.537	0.429	0.997	0.633	0.507	1.558	0.413	0.331
TH 2	1.560	0.515	0.412	1.053	0.564	0.451	5.001	2.500	2.000
TH 3	2.082	0.625	0.454	1.057	0.464	0.371	5.002	2.501	2.001
TH 4	1.722	0.516	0.384	2.448	2.448	1.959	3.924	1.962	1.570
TH 5	1.705	0.609	0.487	2.211	2.211	1.769	5.001	2.501	2.000
TH 6	1.817	0.588	0.470	0.910	0.602	0.482	2.942	0.634	0.507
TH 7	2.016	0.605	0.419	1.529	0.745	0.596	5.001	2.500	2.000
MÁXIMO	2.082	0.625	0.487	2.448	2.448	1.959	5.002	2.501	2.001

Anexo 9. Esquemas estructurales E1-E6. Elaboración propia.





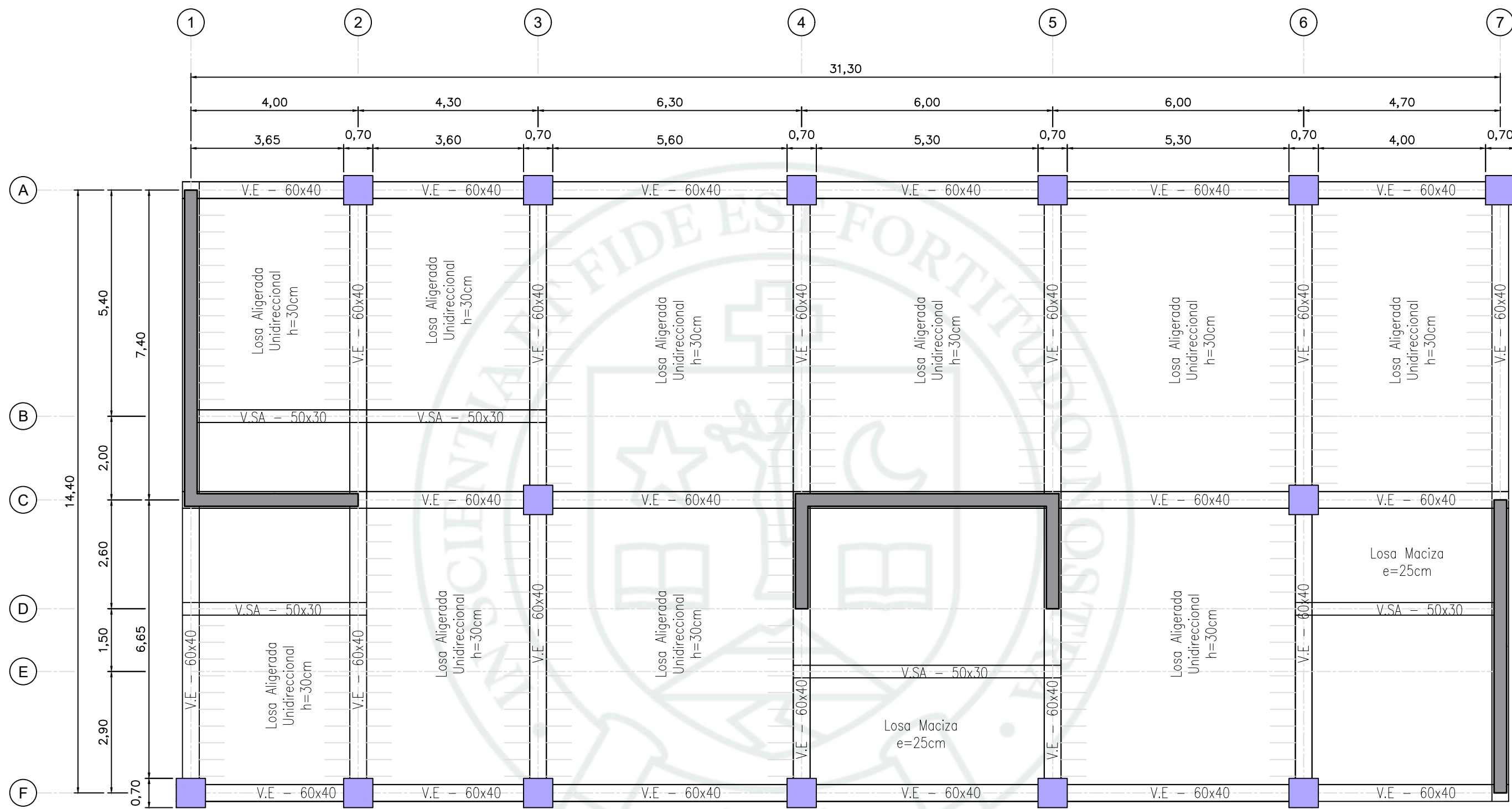
PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – NIVEL TÍPICO (EDIFICIO E1)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

1. LAS UNIDADES SE ENCUENTRAN EN METROS, SALVO LO INDICADO.
2. SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.
3. SOBRECARGA: S/C=200 kgf/m² (VIVIENDA) – NTE E.020
4. PARÁMETROS SÍSMICOS – NTE E0.30:
 - 4.1. Z=0.35 (ZONA 3)
 - 4.2. SUELO S2
 - 4.3. U=1.0 (VIVIENDA)

LEYENDA	
	COLUMNAS: 0.70 x 0.70 m
	PLACAS DE C*A*: e = 0.30 m

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS:	ESTUDIO DEL IMPACTO DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA SÍSMICA EN LA RESPUESTA DE EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD TORSIONAL EN AREQUIPA UTILIZANDO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL	
PLANO:	PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – EDIFICIO E1	ESCALA: 1/100
TESISTA:	BACH. FERNANDA VALERIA MONTIEL PUMA	
ASESOR:	MG. JORGE ROSAS ESPINOZA	FECHA: JULIO 2026
E-01		



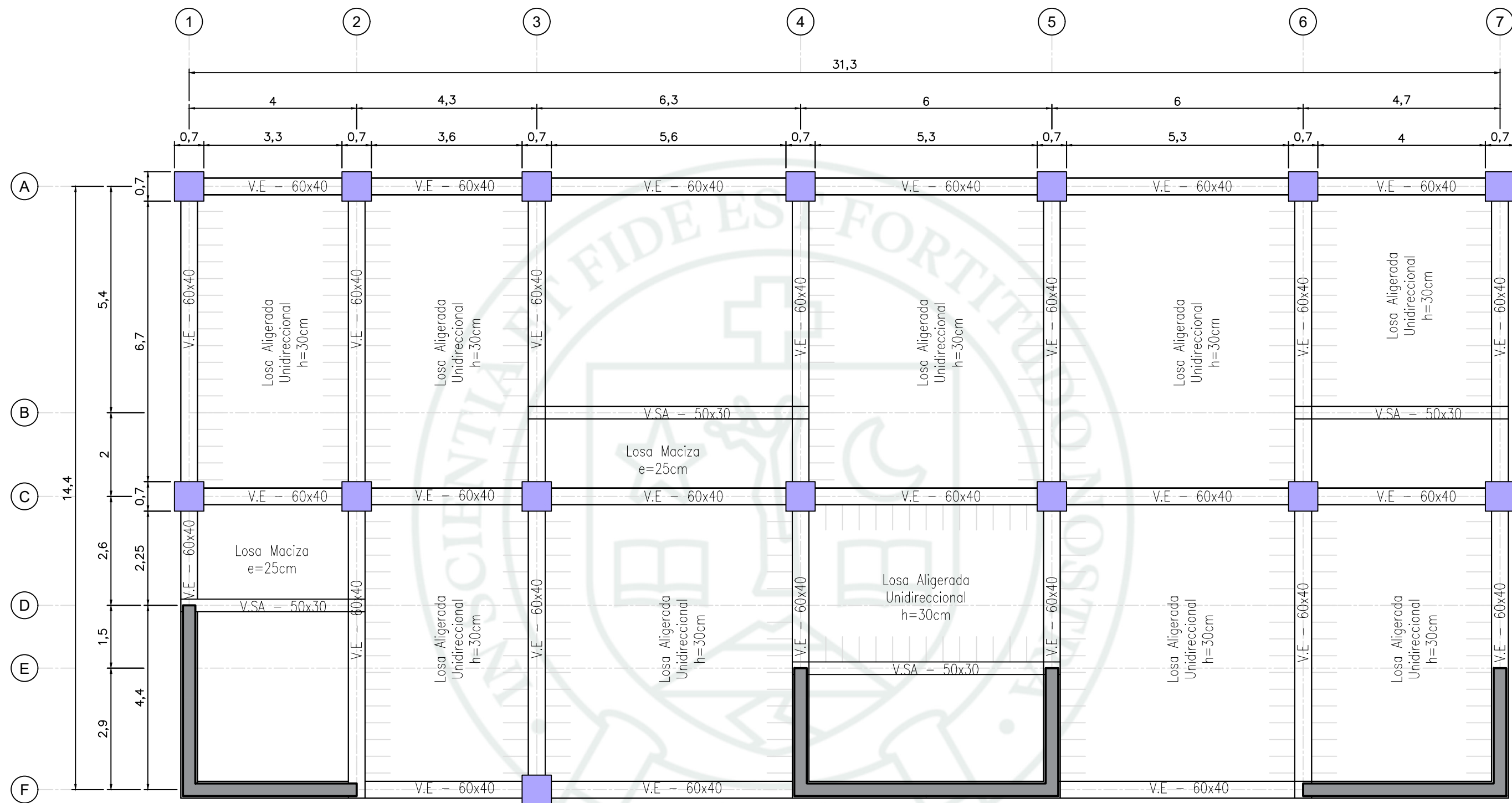
PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – NIVEL TÍPICO (EDIFICIO E2)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- 1. LAS UNIDADES SE ENCUENTRAN EN METROS, SALVO LO INDICADO.
- 2. SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.
- 3. SOBRECARGA: S/C=200 kgf/m² (VIVIENDA) – NTE E.020
- 4. PARÁMETROS SÍSMICOS – NTE E0.30:
 - 4.1. Z=0.35 (ZONA 3)
 - 4.2. SUELO S2
 - 4.3. U=1.0 (VIVIENDA)

LEYENDA	
	COLUMNAS: 0.70 x 0.70 m
	PLACAS DE C*A*: e = 0.30 m

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS:	ESTUDIO DEL IMPACTO DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA SÍSMICA EN LA RESPUESTA DE EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD TORSIONAL EN AREQUIPA UTILIZANDO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL	
PLANO:	PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – EDIFICIO E2	ESCALA: 1/100
TESISTA:	BACH. FERNANDA VALERIA MONTIEL PUMA	
ASESOR:	MG. JORGE ROSAS ESPINOZA	FECHA: JULIO 2026
E-02		



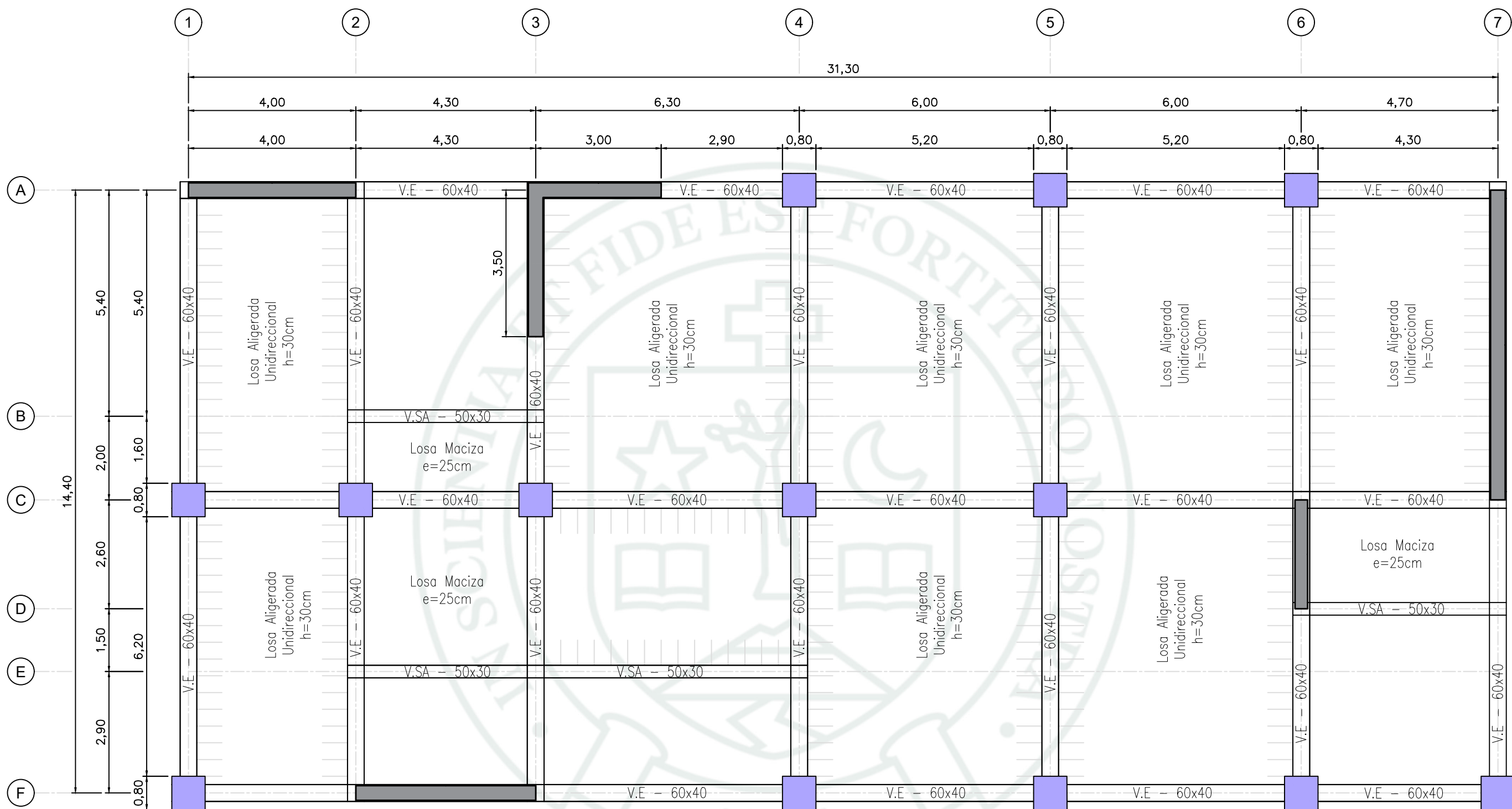
PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – NIVEL TÍPICO (EDIFICIO E3)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

1. LAS UNIDADES SE ENCUENTRAN EN METROS, SALVO LO INDICADO.
2. SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.
3. SOBRECARGA: $S/C=200 \text{ kgf/m}^2$ (VIVIENDA) – NTE E.020
4. PARÁMETROS SÍSMICOS – NTE E0.30:
 - 4.1. $Z=0.35$ (ZONA 3)
 - 4.2. SUELO S2
 - 4.3. $U=1.0$ (VIVIENDA)

LEYENDA	
	COLUMNAS: 0.70 x 0.70 m
	PLACAS DE C*A*: e = 0.30 m

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS:	ESTUDIO DEL IMPACTO DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA SÍSMICA EN LA RESPUESTA DE EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD TORSIONAL EN AREQUIPA UTILIZANDO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL	
PLANO:	PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – EDIFICIO E3	ESCALA: 1/100
TESISTA:	BACH. FERNANDA VALERIA MONTIEL PUMA	
ASESOR:	MG. JORGE ROSAS ESPINOZA	FECHA: JULIO 2026
E-03		



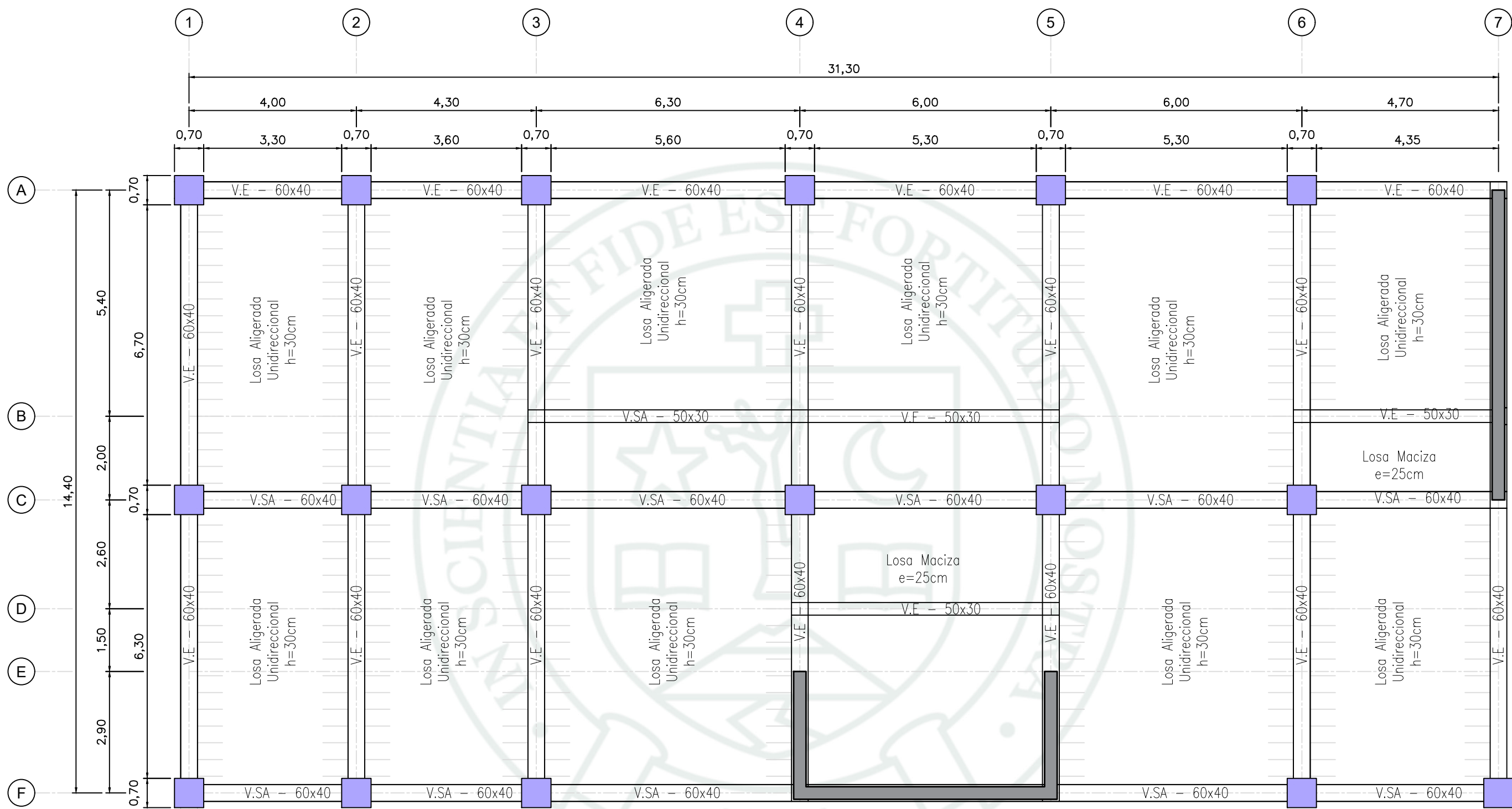
PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – NIVEL TÍPICO (EDIFICIO E4)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

1. LAS UNIDADES SE ENCUENTRAN EN METROS, SALVO LO INDICADO.
2. SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.
3. SOBRECARGA: $S/C=200 \text{ kgf/m}^2$ (VIVIENDA) – NTE E.020
4. PARÁMETROS SÍSMICOS – NTE E0.30:
 - 4.1. $Z=0.35$ (ZONA 3)
 - 4.2. SUELO S2
 - 4.3. $U=1.0$ (VIVIENDA)

LEYENDA	
	COLUMNAS: 0.80 x 0.80 m
	PLACAS DE C*A*: e = 0.35 m

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS:	ESTUDIO DEL IMPACTO DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA SÍSMICA EN LA RESPUESTA DE EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD TORSIONAL EN AREQUIPA UTILIZANDO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL	
PLANO:	PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – EDIFICIO E4	ESCALA: 1/100
TESISTA:	BACH. FERNANDA VALERIA MONTIEL PUMA	
ASESOR:	MG. JORGE ROSAS ESPINOZA	FECHA: JULIO 2026
E-04		



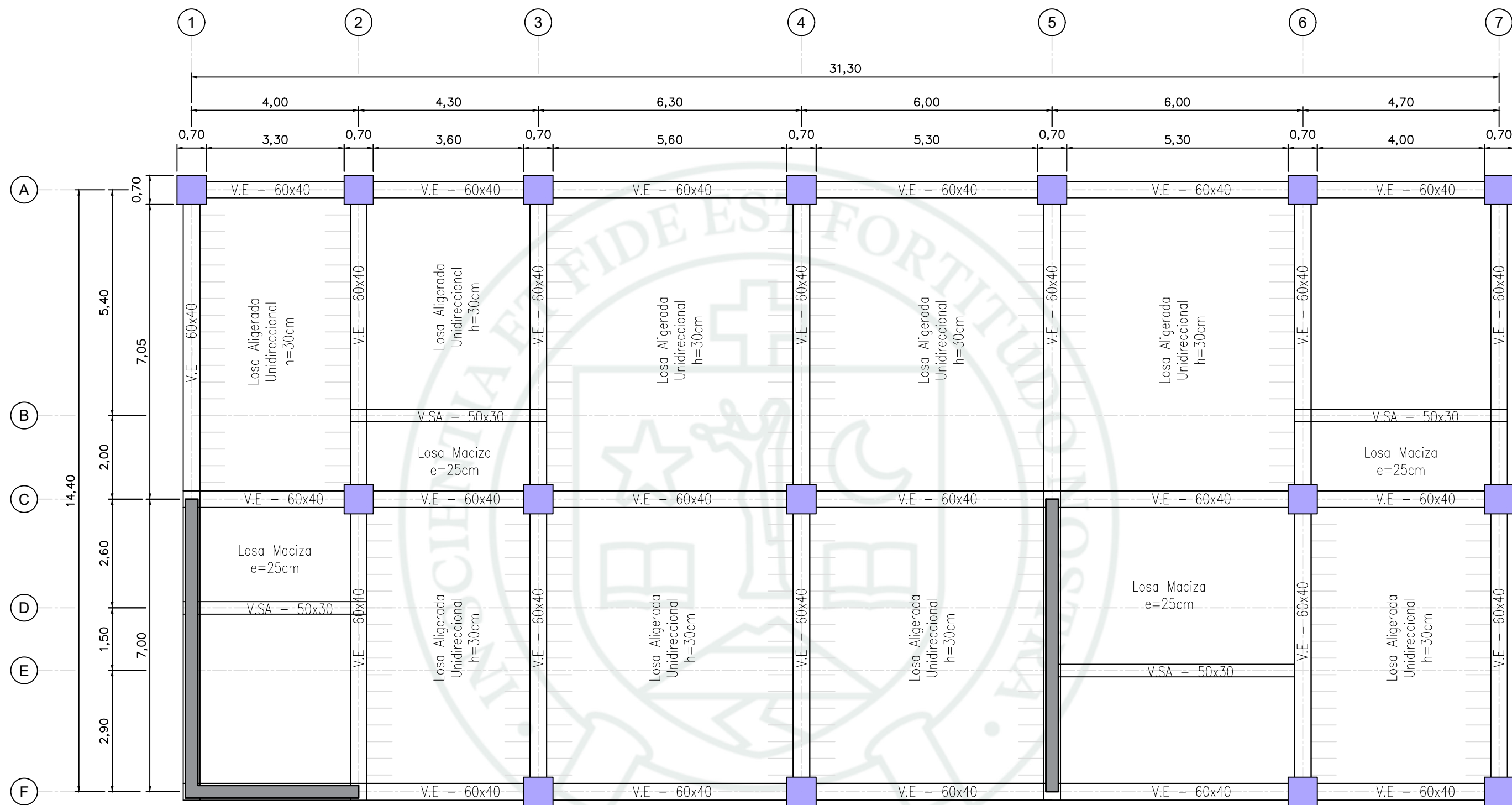
PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – NIVEL TÍPICO (EDIFICIO E5)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- 1. LAS UNIDADES SE ENCUENTRAN EN METROS, SALVO LO INDICADO.
- 2. SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.
- 3. SOBRECARGA: S/C=200 kgf/m² (VIVIENDA) – NTE E.020
- 4. PARÁMETROS SÍSMICOS – NTE E0.30:
 - 4.1. Z=0.35 (ZONA 3)
 - 4.2. SUELO S2
 - 4.3. U=1.0 (VIVIENDA)

LEYENDA	
	COLUMNAS: 0.70 x 0.70 m
	PLACAS DE C*A*: e = 0.30 m

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS:	ESTUDIO DEL IMPACTO DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA SÍSMICA EN LA RESPUESTA DE EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD TORSIONAL EN AREQUIPA UTILIZANDO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL	
PLANO:	PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – EDIFICIO E5	ESCALA: 1/100
TESISTA:	BACH. FERNANDA VALERIA MONTIEL PUMA	
ASESOR:	MG. JORGE ROSAS ESPINOZA	FECHA: JULIO 2026
E-05		



PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – NIVEL TÍPICO (EDIFICIO E6)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

1. LAS UNIDADES SE ENCUENTRAN EN METROS, SALVO LO INDICADO.
2. SISTEMA ESTRUCTURAL: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO.
3. SOBRECARGA: S/C=200 kgf/m² (VIVIENDA) – NTE E.020
4. PARÁMETROS SÍSMICOS – NTE E0.30:
 - 4.1. Z=0.35 (ZONA 3)
 - 4.2. SUELO S2
 - 4.3. U=1.0 (VIVIENDA)

LEYENDA	
	COLUMNAS: 0.70 x 0.70 m
	PLACAS DE C*A: e = 0.30 m

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS:	ESTUDIO DEL IMPACTO DEL ÁNGULO DE INCIDENCIA SÍSMICA EN LA RESPUESTA DE EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD TORSIONAL EN AREQUIPA UTILIZANDO ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL	
PLANO:	PLANTA DE ESTRUCTURACIÓN – EDIFICIO E6	ESCALA: 1/100
TESISTA:	BACH. FERNANDA VALERIA MONTIEL PUMA	
ASESOR:	MG. JORGE ROSAS ESPINOZA	FECHA: JULIO 2026
E-06		