

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16

Método para considerar la irregularidad estructural en el diseño sismorresistente

Juan Nuñez Tete¹
IIUNAM
jujonute@gmail.com

Mario Rodríguez²
IIUNAM
mrod@unam.mx

Jose Restrepo³
UCSD
jrestrepo@ucsd.edu

April 17, 2026

¹ Estudiante Posgrado Ingeniería, UNAM
² Investigador, Instituto de Ingeniería
³ Profesor Emérito, Universidad de California San Diego, USA

18 **Agradecimientos**

19 Se agradece la beca de estudios otorgada al primer autor por CONACYT, y PAPIIT proyecto
20 IN105424.
21

22 **Resumen**

23 El diseño sísmico de estructuras con irregularidad estructural representa un desafío debido a la
24 complejidad de su respuesta dinámica y a la falta de criterios racionales en las normativas vigentes.
25 Las normativas actuales, como la NTC Sismo 2023, penalizan las estructuras irregulares mediante la
26 reducción de los límites de distorsión de entrepiso, un enfoque que no se fundamenta en principios de
27 la dinámica estructural. Este procedimiento puede llevar a sobreestimaciones o subestimaciones en la
28 demanda sísmica, afectando la eficiencia y seguridad de las estructuras.

29 En este trabajo, se propone un nuevo método de penalización para estructuras irregulares basado en
30 propiedades de la dinámica estructural, el cual permite obtener valores de aceleraciones de piso y
31 distorsiones de entrepiso para estructuras irregulares, obtenidos de efectuar una penalización de los
32 resultados del análisis modal espectral (AME). Este método se desarrolló a partir del estudio de 23
33 edificios diseñados en México con distintos niveles de irregularidad, cuyos datos dinámicos fueron
34 obtenidos mediante análisis modales espectrales. En esta investigación, esta metodología se valida con
35 resultados del análisis dinámico no lineal (ADNL) paso a paso de tres edificios irregulares sometidos
36 a la acción de un par de sismos registrados en la Ciudad de México.

37 Los resultados muestran que la penalización basada en el empleo del valor de la relación de masa
38 modal del primer modo respecto a la masa total de la estructura tiene una buena correlación con la
39 respuesta sísmica observada en los análisis no lineales de los edificios con irregularidad estructural.

40 Finalmente, se discute la viabilidad de incorporar esta metodología en normativas de diseño
41 sismorresistente, con el objetivo de lograr un tratamiento más racional de la irregularidad estructural,
42 evitando el empleo de penalizaciones empíricas, lo que lleva a mejorar el diseño sismorresistente de
43 edificaciones.

44 Palabras clave: *irregularidad estructural, diseño sismorresistente, método de diseño,*
45 *edificios, penalización*

46

47 **Abstract**

48 The seismic design of structures with structural irregularity presents a challenge due to the complexity
49 of their dynamic response and the lack of rational criteria in current regulations. Existing codes, such
50 as NTC Sismo 2023, penalize irregular structures by reducing the allowable inter-story drift limits, an
51 approach that is not based on structural dynamics principles. This procedure may lead to
52 overestimations or underestimations of seismic demand, affecting the efficiency and safety of
53 structures.

54 This study proposes a new penalization method for irregular structures based on dynamic properties,
55 allowing for floor accelerations and inter-story drift values for irregular structures, obtained by
56 applying a penalization to the results of the modal response spectrum analysis (MRS). The method
57 was developed from a study of 23 buildings designed in Mexico with varying levels of irregularity,
58 the dynamic data of which were obtained through modal response spectrum analyses. The
59 methodology is then validated using nonlinear dynamic time-history analysis (NDTHA) on three
60 irregular buildings subjected to a pair of earthquake records from Mexico City.

61 The results indicate that the penalization based on the ratio of the first mode's modal mass to the total
62 mass of the structure shows a good correlation with the seismic response observed in the nonlinear
63 analyses of irregular buildings.

64 Finally, the feasibility of integrating this methodology into seismic design codes is discussed, aiming
65 for a more rational treatment of structural irregularity, avoiding the use of empirical penalizations, and
66 improving earthquake-resistant design procedures.

67

68

69 *Keywords: structural irregularity, buildings, nonlinear response, seismic design,*
70 *penalization*

71

72

73

74 **Índice**

75	Agradecimientos	v
76	Resumen	vii
77	Abstract	ix
78	Índice	xi
79	1. Introducción	1
80	2. Marco teórico	5
81	2.1 Conceptos fundamentales	5
82	2.1.1 <i>Conceptos básicos de la dinámica estructural</i>	5
83	2.1.2 <i>Definición de irregularidad estructural</i>	8
84	2.1.3 <i>Tipos de irregularidad estructural</i>	8
85	2.1.4 <i>Introducción a los factores de penalización en las normativas actuales para el diseño sísmico de</i>	
86	<i>estructuras irregulares.</i>	9
87	2.2 Irregularidades estructurales de acuerdo con la NTC 2023	10
88	2.2.1 <i>Irregularidades en planta</i>	10
89	2.2.2 <i>Irregularidades en Elevación</i>	14
90	2.2.3 <i>Otras irregularidades</i>	16
91	2.2.4 <i>Penalización de estructuras irregulares de acuerdo a la NTC-Sismo 2023</i>	17
92	2.3 Estudios previos relacionados con la irregularidad estructural en el diseño sismo resistente.	20
93	3. Propuesta de factor de penalización para estructuras irregulares	24
94	3.1 Aceleraciones de piso especificadas en la NTC sismo 2017	24
95	3.1.1 <i>Estructuras regulares con diafragmas rígidos</i>	24
96	3.1.2 <i>Estructuras irregulares o muy irregulares con diafragmas rígidos</i>	25
97	3.2 Características dinámicas relevantes de estructuras regulares	26
98	3.3 Características dinámicas relevantes de estructuras que no son regulares	29
99	3.4 Definición de aceleraciones de piso en edificios con diafragmas rígidos con diferentes niveles de	
100	irregularidad	32
101	3.5 Propuesta para la Norma Técnica Complementaria para el diseño por Sismo 2023 para	
102	determinar aceleraciones de piso en edificios	34
103	3.5.1 <i>Determinación de a_n para estructuras regulares</i>	35
104	3.5.2 <i>Determinación de a_n para estructuras irregulares o fuertemente irregulares</i>	35

105	3.6 Evaluación de procedimientos para considerar la irregularidad en estructuras según las NTC	
106	sismo 2017, propuesta NTC sismo 2023, y propuesta de este estudio. Aplicación a la determinación de	
107	aceleraciones de piso.....	35
108	3.6.1 Edificio irregular con diafragma rígido	36
109	3.6.2 Edificio con diafragma flexible	38
110	4. Casos de estudio.....	43
111	4.1 Análisis y diseño de un edificio regular de 10 niveles.....	43
112	4.1.1 Descripción general del caso de estudio	43
113	4.1.2 Análisis modal espectral	47
114	4.1.3 Resultados del análisis modal espectral.....	51
115	4.1.4 Diseño de elementos estructurales	52
116	4.1.5 Análisis dinámico no lineal	59
117	4.1.6 Resultados del análisis dinámico no lineal	63
118	4.1.7 Comparación de resultado del análisis modal espectral y el análisis dinámico no lineal.....	68
119	4.2 Análisis y diseño de un edificio de 10 niveles con irregularidad estructural en planta.....	76
120	4.2.1 Descripción general del caso de estudio	76
121	4.2.2 Análisis modal espectral.....	77
122	4.2.3 Resultados del análisis modal espectral.....	80
123	4.2.4 Diseño de elementos estructurales	82
124	4.2.5 Análisis dinámico no lineal	87
125	4.2.6 Resultados del análisis dinámico no lineal	88
126	4.2.7 Comparación de resultados del análisis modal espectral y el análisis dinámico no lineal.....	93
127	4.3 Análisis y diseño de un edificio de 10 niveles con estructura fuertemente irregular en planta y	
128	elevación	102
129	4.3.1 Descripción general del caso de estudio.....	102
130	4.3.2 Análisis modal espectral	103
131	4.3.3 Resultados del análisis modal espectral	106
132	4.3.4 Diseño de elementos estructurales	108
133	4.3.5 Análisis dinámico no lineal	112
134	4.3.6 Resultados del análisis dinámico no lineal	114
135	4.3.7 Comparación de resultados del análisis modal espectral y dinámico no lineal	119
136	4.4 Análisis y diseño de un edificio de 15 niveles con estructura fuertemente irregular en planta y	
137	elevación	126
138	4.4.1 Descripción general de la estructura	127
139	4.4.2 Análisis modal espectral	129
140	4.4.3 Resultados del análisis modal espectral	134
141	4.4.4 Diseño de elementos estructurales	136
142	4.4.5 Análisis dinámico no lineal	140
143	4.4.6 Resultados del análisis dinámico no lineal	144
144	4.4.7 Comparación de resultados del análisis modal espectral y dinámico no lineal	150
145	5. Diseño sísmico de contenidos y elementos no estructurales	159
146	5.1 Contenidos y elementos rígidos simplemente apoyados.....	159
147	5.2 Demanda de fuerzas sísmicas en Contenidos y Elementos no estructurales flexibles.....	160
148	6. Propuesta de método de diseño sísmico de edificios con irregularidad estructural	163
149	7. Conclusiones	165
150	8. Referencias.....	169
151		

152 **1. Introducción**

153 **1.1 Planteamiento del problema**

154

155 Debido a requerimientos arquitectónicos o de uso, la gran mayoría de edificaciones en zonas sísmicas
156 tienen algún tipo de irregularidad estructural. El problema del diseño sísmico de edificios con
157 irregularidad estructural, en planta o elevación, ha sido objeto de diferentes investigaciones en el
158 mundo, las que se han reflejado en normativas existentes de diseño sismorresistente. En general,
159 normativas en diversos países especifican fuerzas sísmicas de diseño en estructuras irregulares que son
160 mayores que las especificadas para edificios regulares. La irregularidad estructural lleva a
161 amplificaciones de desplazamientos laterales debidos a acciones sísmicas respecto a las de estructuras
162 regulares, así como a valores de aceleraciones de piso que son mayores que los correspondientes a
163 estructuras regulares, por lo que es necesario conocer los valores de estas amplificaciones.

164 La NTC Sismo 2017 en sus requisitos de diseño sísmico, especificaba incrementar la resistencia lateral
165 requerida con los factores 1/0.8 y 1/0.75, para los casos de estructuras irregulares y muy irregulares,
166 respectivamente. Para fines de diseño sísmico, la Norma Técnica Complementaria para el Diseño por
167 Sismo 2023 (NTC Sismo, 2023), considera las condiciones de regularidad tanto en planta, como en
168 elevación, de las estructuras. La NTC Sismo 2023 tiene un criterio diferente al de la NTC Sismo 2017
169 para el diseño sismorresistente de estructuras que no son regulares, ya que cambió el criterio de
170 incrementar la resistencia lateral respecto a la de estructuras irregulares, empleada por Normas
171 anteriores, por el de penalizar las distorsiones límites de entrepiso.

172 La NTC Sismo 2023 especifica procedimientos extensos para considerar la clasificación de regularidad
173 en estructuras, que en su mayor parte han cambiado respecto a los especificados en las NTC Sismo
174 2017. Por ejemplo, en el caso de irregularidad en planta, la NTC Sismo 2023 considera que una
175 estructura es irregular en torsión o fuertemente irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas
176 de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que
177 excede en más de 15% o 30%, respectivamente, el desplazamiento lateral promedio de los extremos
178 de la planta en la dirección de análisis. El procedimiento de la NTC Sismo 2023 para considerar la

179 irregularidad estructural en planta se basa en considerar los desplazamientos laterales de los
180 diafragmas. Sin embargo, este procedimiento conceptualmente es débil, debido a que las fuerzas de
181 diseño para elementos estructurales de edificios, diafragmas, apéndices y elementos no estructurales,
182 son el resultado del equilibrio dinámico en el que intervienen las fuerzas producidas por las
183 aceleraciones absolutas horizontales en los sistemas de piso, y no dependen de los desplazamientos
184 laterales de los diafragmas.

185

186 **1.2 Objetivos**

187

188 En esta investigación se propone un método sencillo de diseño sismorresistente de estructuras con
189 irregularidad estructural, basado en principios básicos de la dinámica estructural. Este método emplea
190 un factor de penalización en estructuras irregulares, el cual ha sido incluido en la reciente NTCS 2023
191 para obtener las aceleraciones de piso de estructuras irregulares, en este método se amplifican las
192 aceleraciones de piso especificadas para estructuras regulares. Se estudia si la aplicación de este
193 método para el diseño sísmico de una estructura irregular, puede llevar a predicciones de la respuesta
194 sísmica comparable a las que se pueden obtener empleando el análisis dinámico no lineal paso a paso.
195 Se pretende proponer un método de diseño sismorresistente de estructuras irregulares basados en
196 conceptos de la dinámica estructural, método diferente al de la Norma actual (NTC Sismo 2023), el
197 cual es un método empírico.

198

199 **1.3 Justificación y alcance de la investigación**

200

201 Las fuerzas de diseño para elementos estructurales de edificios, diafragmas, apéndices y elementos no
202 estructurales, son el resultado del equilibrio dinámico en el que intervienen las fuerzas producidas por
203 las aceleraciones absolutas horizontales en los sistemas de piso, y no dependen de los desplazamientos
204 laterales de los diafragmas. Esto cuestiona la congruencia de la relación entre las condiciones de
205 irregularidad en estructuras consideradas en estas Normas y los posibles valores de las correcciones
206 para estructuras irregulares que se emplean para la penalización de distorsiones límites en estas
207 estructuras, especificadas en la sección 5.4 de las NTC Sismo 2023. Un ejemplo de la falta de
208 congruencia entre estas condiciones de regularidad y los posibles valores de las correcciones para
209 estructuras irregulares de la Normativa se muestra en lo que sigue.

210 Restrepo et al. (2023) han mostrado que es posible que, si un edificio se clasifica como muy irregular
211 en torsión de acuerdo con la sección 5 de la NTCS 2017, si se gira el edificio, es decir si se cambia de
212 coordenadas, en este caso el edificio se clasificaría como como regular en torsión. Esto indica que, si
213 una estructura se clasifica como muy irregular de acuerdo con la Norma, con el empleo de un sistema
214 de coordenadas inicial, la misma estructura, pero rotada, de acuerdo con la Norma se convierte en
215 estructura regular para otro sistema de coordenadas

216 En esta investigación se estudia un nuevo procedimiento que penaliza la demanda de distorsiones en
217 una estructura irregular, con el objetivo de comparar esta demanda con la capacidad de distorsión de

218 entrepiso que la Norma específica para una estructura regular. Para esta penalización se emplea un
219 factor propuesto en una investigación anterior para el cómputo de aceleraciones de piso en edificios
220 con irregularidad estructural (Restrepo et al., 2023). Este factor fue obtenido a partir de la información
221 del análisis sísmico modal espectral de 23 edificios con distintas características de irregularidad
222 estructural, diseñados en México. En esta investigación se estudia la respuesta dinámica no lineal de
223 un edificio regular, y de tres diferentes edificios con distintas características de irregularidad
224 estructural, con el fin de validar el nuevo procedimiento que se propone. Los resultados de los análisis
225 de estos edificios además se comparan con los que se obtienen considerando para estos edificios el
226 procedimiento de diseño sísmico que especifica la Norma de Sismo 2023 para la Ciudad de México.
227

228 **1.4 Descripción de los capítulos de este estudio**

229
230 En esta investigación se estudiaron un edificio regular y dos edificios irregulares de diez niveles,
231 diseñados de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias por Sismo 2023 (NTCS 2023) y
232 Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto 2023 para la Ciudad de México.
233 Además, se estudió un tercer edificio irregular de 15 niveles diseñado de acuerdo con la NTC Sismo
234 2017.

235 El Capítulo 2 describe algunos conceptos fundamentales de dinámica estructural, como la masa modal
236 y su participación, para lo cual se emplean ejemplos de una viga en voladizo y un edificio también
237 denominado de cortante. Se define la irregularidad estructural según normativas, clasificándola en
238 irregularidad en planta y en altura, y analizando sus efectos en la respuesta sísmica. Además, se
239 comentan algunos estudios descritos en la literatura referente al comportamiento de estructuras
240 irregulares y cómo estas responden ante acciones sísmicas.

241 El Capítulo 3 presenta un factor de penalización para considerar la irregularidad estructural en la
242 respuesta sísmica. Este factor se basa en estudios comparativos de parámetros dinámicos entre
243 estructuras regulares e irregulares, así como del análisis de edificios modelados como muros en
244 voladizo o con vigas de rigidez infinita.

245 El Capítulo 4 describe los casos de estudios de esta investigación. El primero es el caso de un edificio
246 de referencia, se trata de un edificio regular de concreto reforzado de 10 niveles, a base de muros
247 estructurales y marcos, ubicado en la zona del Lago. Este edificio se diseñó de acuerdo con la
248 Normativa 2023. Además, se estudian dos edificios, también de 10 niveles, con muros estructurales,
249 con irregularidad en planta y elevación, respectivamente, ubicados en la zona del Lago. Para el estudio
250 de la propuesta de esta investigación para el diseño sísmico de estos edificios, se empleó el análisis
251 modal espectral (AME) considerando las demandas sísmicas especificadas por la Normativa NTC
252 Sismo 2023, las demandas de distorsiones obtenidas de este análisis se amplifican con un factor de
253 penalización propuesto, y se comparan con las distorsiones límites especificadas por esta Norma para
254 estructuras regulares, criterio diferente al de la NTC Sismo 2023, la que por irregularidad penaliza la
255 distorsión límite. Para el estudio de los edificios de 10 niveles se llevaron a cabo análisis dinámicos
256 no lineales paso a paso (ADNL) empleando un registro típico de aceleraciones compatible con

257 espectros de diseño sísmico de la Ciudad de México. En el procedimiento propuesto, los resultados de
258 desplazamientos laterales obtenidos con el ADNL se comparan con los del AME afectados por un
259 factor de penalización por irregularidad. Se revisa si estos resultados del AME amplificados por el
260 factor de penalización que se propone y los resultados del ADNL son comparables, lo que permitiría
261 validar el procedimiento que se propone el diseño sísmico de estructuras irregulares. En el método
262 que se propone, los resultados que se obtienen se comparan con los límites de distorsiones de entrepiso
263 de estructuras regulares, con lo cual se revisa si es necesario cambiar la estructuración inicial para
264 cumplir con las distorsiones límites de estructuras regulares. También en los edificios mencionados se
265 obtuvieron las aceleraciones de piso que especifica la NTC Sismo 2023 para estructuras irregulares y
266 se comparan con las que se obtienen del ADNL.

267 Como último caso de estudio de esta investigación, se estudia un edificio clasificado como muy
268 irregular de 15 niveles de concreto reforzado, ubicado en la zona de Lomas. El edificio se diseñó de
269 acuerdo con la NTC Sismo 2017. Como en los casos de los edificios anteriormente mencionados, se
270 obtuvieron distorsiones empleando ADNL de peligro uniforme correspondiente. Con el método que
271 se propone, estos resultados se comparan con los resultados del AME amplificados con el factor de
272 penalización por irregularidad. Además, en los casos de los edificios irregulares mencionados, se
273 obtuvieron las aceleraciones de piso que especifica la NTC Sismo 2023 para estructuras irregulares y
274 se comparan con las que se obtienen del ADNL.

275 El Capítulo 5 describe el procedimiento que propone este trabajo para el diseño sísmico de Contenidos
276 y Elementos no Estructurales tanto en estructuras regulares como en edificios con irregularidad
277 estructural.

278 El Capítulo 6 describe el procedimiento que propone este trabajo para el diseño sísmico de edificios
279 con irregularidad estructural.

280 El Capítulo 7 presenta las conclusiones obtenidas de este estudio.

281

282

283 **2. Marco teórico**

284

285 **2.1 Conceptos fundamentales**

286

287 *2.1.1 Conceptos básicos de la dinámica estructural*

288 En sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF), como es el caso de edificios de varios niveles,
289 la respuesta sísmica se analiza descomponiendo el movimiento estructural empleando modos de
290 vibración, los cuales representan configuraciones específicas de deformación. La contribución de cada
291 modo en la respuesta total de la estructura está gobernada por la masa modal y su factor de
292 participación. (Chopra, 2012; Clough y Penzien, 1975).

293 **Modos de vibración y formas modales**

294 En estructuras de varios grados de libertad (MDOF), la respuesta sísmica no ocurre con un solo modo,
295 sino con la superposición de varios modos de vibración, cada uno contribuyendo de manera distinta
296 dependiendo de su participación modal.

297 Los modos de vibración de una estructura se obtienen resolviendo el problema de valores propios de
298 la ecuación de movimiento de sistemas MDOF:

$$299 \quad [M] \cdot \{\ddot{X}(t)\} + [K] \cdot \{X(t)\} = 0 \quad (2.1)$$

300 La solución de esta ecuación proporciona un conjunto de frecuencias naturales “ ω_n ” y sus
301 correspondientes formas modales “ ϕ_n ”.

302 Cada forma modal se puede representar con un vector que indica cómo se mueve cada punto de la
 303 estructura en relación con los demás en ese modo de vibración (Clough y Penzien, 2003).

304 Los modos traslacionales de vibración más relevantes en edificios son:

- 305 • Modo fundamental ($n = 1$): Predomina el movimiento traslacional, con la mayor participación
 306 de masa.
- 307 • Modo segundo ($n = 2$): Puede incluir flexión o torsión en estructuras con asimetrías.
- 308 • Modos superiores ($n > 2$): Presentan desplazamientos más complejos y pueden ser críticos en
 309 estructuras irregulares.

310 Masa modal

311 La masa modal es una cantidad escalar que representa la **masa efectiva** de la estructura que participa
 312 en un **modo de vibración específico**. Se obtiene integrando la distribución de masa a lo largo de la
 313 estructura ponderada por la forma modal normalizada:

$$314 \quad M_n = \int_0^L m(x) \cdot \phi_n^2(x) \cdot dx \quad (2.2)$$

315 Donde: M_n es la masa modal del modo n , $m(x)$ es la masa por unidad de longitud en la posición x , y
 316 $\phi_n(x)$ es la forma modal normalizada del modo n .

317 En sistemas discretizados que representan a edificios de varios niveles, la integral en la ec. 2.2 se
 318 convierte en una sumatoria:

$$319 \quad M_n = \sum_i m_i \cdot \phi_{i,n}^2 \quad (2.3)$$

320 Donde: m_i es la masa en el nodo i y $\phi_{i,n}$ es el desplazamiento relativo en ese nodo para el modo n .

321 Participación de masa modal

322 La participación de masa modal es la contribución de un modo de vibración a la respuesta de la
 323 estructura en la dirección del movimiento. Se cuantifica mediante el **factor de participación modal**,
 324 Γ_n , que se define como:

$$325 \quad \Gamma_n = \frac{\sum_i m_i \cdot \phi_{i,n}}{M_n} \quad (2.4)$$

326 En estructuras regulares, el modo fundamental ($n=1$) suele concentrar la mayor participación de masa,
327 mientras que, en estructuras irregulares, los modos superiores pueden ser relevantes y deben
328 considerarse en el análisis sísmico.

329 **Ejemplo 1: Masa modal en una viga en voladizo de masa uniforme (Viga Euler-Bernoulli)**

330 Un caso clásico en dinámica estructural es la viga en voladizo con masa uniforme y sección transversal
331 constante, la cual presenta una configuración modal con desplazamientos máximos en el extremo libre
332 y nulos en el empotramiento. La forma modal del primer modo, descrita en diversos textos, como
333 Chopra (2012), permite calcular la masa modal del primer modo como: $m_I=0.61m_T$, en donde m_T es la
334 masa total de la viga. Esto significa que el 61% de la masa total contribuye a la vibración en su primer
335 modo.

336 **Ejemplo 2: Masa modal en un edificio de cortante con un número infinito de pisos (Viga de 337 cortante)**

338 En un edificio con comportamiento de viga de cortante, los sistemas de piso son considerados
339 infinitamente rígidos, lo que implica que los desplazamientos en cada nivel son traslacionales. Para
340 este sistema, la masa modal del primer modo es aproximadamente, $m_I=0.81m_T$, en donde, m_T es la
341 masa total del edificio de cortante. Esto indica que el 81% de la masa total contribuye al primer modo,
342 un valor superior al del caso de la viga en voladizo. La razón de esta diferencia es que, en un edificio
343 de cortante, los desplazamientos en los niveles inferiores no se reducen tanto como en la viga en
344 voladizo, debido a las diferentes configuraciones deformadas de los modelos de estos edificios.

345

346 **Importancia de los modos de vibrar en la respuesta sísmica**

347 El análisis modal es relevante para predecir la demanda sísmica y la distribución de deformaciones en
348 la estructura. Este análisis se emplea para la determinación de fuerzas sísmicas. En lo referente al
349 período fundamental, éste se emplea para calcular la aceleración espectral de diseño correspondiente
350 a este periodo.

351 La contribución de los modos superiores en estructuras irregulares puede ser mayor que para el caso
352 de estructuras regulares, en éstas el modo fundamental suele dominar, concentrando alrededor del 60%
353 de la participación de masa. En estructuras irregulares, el modo fundamental suele disminuir su
354 porcentaje de participación de masa respecto al de estructuras irregulares, y los modos torsionales y
355 superiores pueden ser relevantes.

356

357 2.1.2 *Definición de irregularidad estructural*

358 La irregularidad estructural se define como la desviación de una estructura respecto a una
359 configuración geométrica, rigidez o de resistencia con características de regularidad. Una estructura
360 regular presenta una distribución uniforme de rigidez, masa y resistencia, en planta y en altura, lo que
361 facilita el cómputo de la respuesta sísmica. Sin embargo, cuando estas propiedades son diferentes a las
362 de una estructura regular, aparecen concentraciones de deformaciones, que no se pueden cuantificar
363 con procedimientos convencionales de análisis como el análisis modal espectral.

364 Las normativas de diseño sísmico han abordado la irregularidad estructural de distintas maneras. La
365 NTCS-2023 en México, establecen parámetros en general cualitativos para clasificar una estructura
366 como irregular, basándose por ejemplo en discontinuidades geométricas, y en características de rigidez
367 o resistencia.

368

369 2.1.3 *Tipos de irregularidad estructural*

370 Las irregularidades estructurales se clasifican en dos grandes categorías:

371 **Irregularidad en planta**

372 Ocurre cuando la configuración en planta de la edificación genera distribuciones no uniformes de
373 rigidez o resistencia, lo que puede inducir efectos de torsión y concentraciones de deformaciones en
374 elementos estructurales (Paulay y Priestley, 1992).

375 Algunos tipos comunes de irregularidad en planta incluyen:

- 376 • **Irregularidad torsional:** Se produce cuando el centro de masa no coincide con el centro de
377 rigidez, generando demandas torsionales en los sistemas estructurales. Chopra (2012)
378 menciona que este efecto es particularmente peligroso en estructuras con núcleos rígidos
379 excéntricos.
- 380 • **Discontinuidad de diafragmas:** Sucede cuando los diafragmas horizontales presentan
381 aberturas significativas o cambios abruptos de rigidez, lo que altera la transferencia de fuerzas
382 entre los elementos verticales (De la Llera y Chopra, 1994).
- 383 • **Formas irregulares en planta:** Incluye estructuras con configuraciones en "L", "T", "U" o en
384 ángulo, las cuales presentan variaciones en la distribución de la rigidez lateral, lo que genera
385 diferencias significativas en la respuesta sísmica de diferentes partes de la edificación.

386 **Irregularidad en altura**

387 Este tipo de irregularidad se relaciona con cambios abruptos en la geometría, rigidez o resistencia a lo
 388 largo de la altura de la estructura. De acuerdo con De Stefano y Pintucchi (2008), las irregularidades
 389 en altura pueden causar modos de vibración dominados por deformaciones locales.

390 Los tipos más relevantes son:

- 391 • **Irregularidad por cambios de rigidez:** Se da cuando hay reducciones o incrementos súbitos
 392 en la rigidez de la estructura en determinados niveles. Un caso común es el **piso débil**, donde
 393 la planta baja presenta una rigidez significativamente menor que los pisos superiores, lo que
 394 puede causar colapso por efecto de "piso blando.
- 395 • **Irregularidad por cambios de masa:** Se presenta cuando la masa de la estructura varía
 396 significativamente de un nivel a otro. Esto puede alterar los períodos de vibración y la
 397 distribución de esfuerzos sísmicos en los pisos (Chopra, 2012).
- 398 • **Irregularidad por cambios de resistencia:** Ocurre cuando la resistencia de los elementos
 399 estructurales varía en altura de manera no uniforme, provocando concentraciones de esfuerzos
 400 en puntos específicos, lo que puede inducir fallas prematuras.

401 **Efectos de la irregularidad en la respuesta sísmica**

402

403 La presencia de irregularidades estructurales afecta el comportamiento dinámico de una edificación
 404 incrementando la demanda de desplazamientos y deformaciones (Chopra, 2012, y Clough y Penzien,
 405 2003)

406

407 *2.1.4 Introducción a los factores de penalización en las normativas actuales para el*
 408 *diseño sísmico de estructuras irregulares.*

409

410 Dado que las estructuras irregulares presentan un comportamiento sísmico más complejo, las
 411 normativas de diseño han establecido **factores de penalización** que incrementan, por ejemplo, las
 412 fuerzas de diseño en función del grado de irregularidad de la edificación, como se menciona en lo
 413 siguiente.

- 414 • La **NTC-S-2017 (México)** emplea factores de amplificación de fuerzas sísmicas y requisitos
 415 más estrictos para el análisis dinámico de estructuras irregulares.
- 416 • Otras normativas, como la **ASCE 7 (EE. UU.)** y el **Eurocódigo 8 (Europa)**, imponen
 417 penalizaciones similares para controlar la respuesta de estructuras irregulares y garantizar
 418 niveles adecuados de seguridad sísmica.

419 Varios autores (De Stefano y Pintucchi, 2008; De la Llera y Chopra, 1994) han argumentado que estos
420 factores de penalización no siempre reflejan de manera adecuada el comportamiento dinámico real de
421 una estructura irregular, lo que sugiere la necesidad de métodos más racionales basados en propiedades
422 dinámicas.

423

424 **2.2 Irregularidades estructurales de acuerdo con la NTC 2023**

425 A continuación, se presenta los requisitos de la **Norma Técnica Complementaria para Diseño por**
426 **Sismo 2023 (NTC-Sismo 2023)** de la Ciudad de México en relación con la clasificación de
427 irregularidades estructurales. Esta norma define criterios específicos para identificar y clasificar las
428 irregularidades en las estructuras, tanto en planta como en elevación, y establece las penalizaciones
429 correspondientes en el diseño.

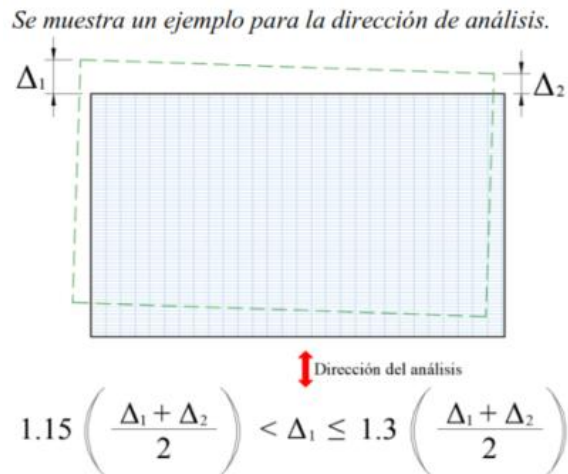
430

431 *2.2.1 Irregularidades en planta*

432 Las irregularidades en planta se refieren a discontinuidades o asimetrías en la distribución de masas,
433 rigideces o formas geométricas en el plano horizontal de la estructura. La NTC-Sismo 2023 identifica
434 las siguientes:

435 **a) Irregularidad por torsión:**

436 Una estructura presenta irregularidad por torsión cuando, en cualquiera de sus plantas, existe un punto
437 que, bajo las acciones de diseño, muestra un desplazamiento lateral que excede en más del 15% el
438 desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis, la cual es
439 definida por la Norma, Fig. 2.1. Esta condición suele ser resultado de una excentricidad entre el centro
440 de rigidez y el centro de masa de la planta, lo que induce giros en la estructura respecto a un eje vertical
441 durante un sismo.



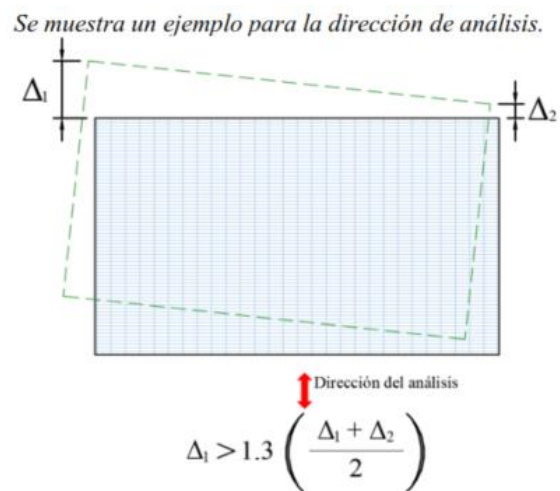
442

443

Figura 2.1 Irregularidad por torsión. Nota: Tomado de la NTC-Sismo 2023

444 **b) Fuerte irregularidad por torsión:**

445 Se considera que una estructura es fuertemente irregular en torsión cuando, en cualquiera de sus
 446 plantas, existe un punto que, bajo las acciones de diseño, presenta un desplazamiento lateral que excede
 447 en más del 30% el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de
 448 análisis, Fig 2.2. Esta condición indica una torsión significativa, lo que puede llevar a concentraciones
 449 de deformaciones y daños severos en elementos estructurales.



450

451

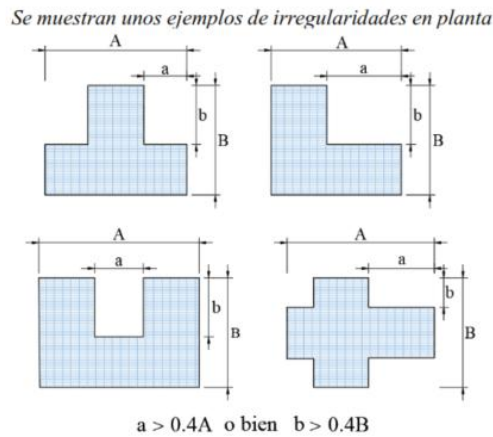
Figura 2.2 Fuerte irregularidad por torsión. Nota: Tomado de la NTC-Sismo 2023

452

453

454 **c) Forma geométrica irregular en planta:**

455 Una estructura se considera geoméricamente irregular en planta cuando tiene entrantes o salientes de
 456 dimensiones mayores al 40% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que
 457 se considera el entrante o saliente, Fig. 2.3. Las configuraciones en planta con formas en "L", "T", "H",
 458 "U" o similares pueden generar concentraciones de esfuerzos y comportamientos torsionales adversos
 459 durante eventos sísmicos.

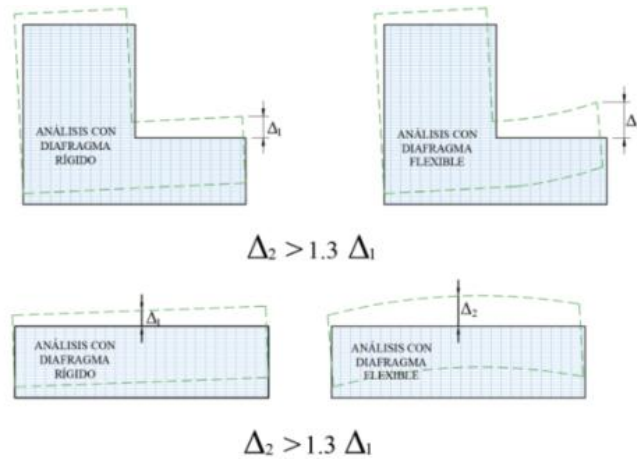


460

461 **Figura 2.3** Forma geométrica irregular en planta. Nota: Tomado de la NTC-Sismo 2023

462 **d) Irregularidad por flexibilidad excesiva del diafragma:**

463 Se presenta cuando, en una estructura modelada considerando la flexibilidad de sus diafragmas, existe
 464 un punto en cualquiera de las plantas que tiene un desplazamiento lateral que excede en más del 30%
 465 el desplazamiento lateral en el mismo punto en otro análisis en que la estructura se modela suponiendo
 466 el diafragma como rígido, Fig. 2.4. Un diafragma excesivamente flexible puede provocar
 467 distribuciones desiguales de fuerzas y desplazamientos, afectando negativamente el comportamiento
 468 sísmico de la estructura.

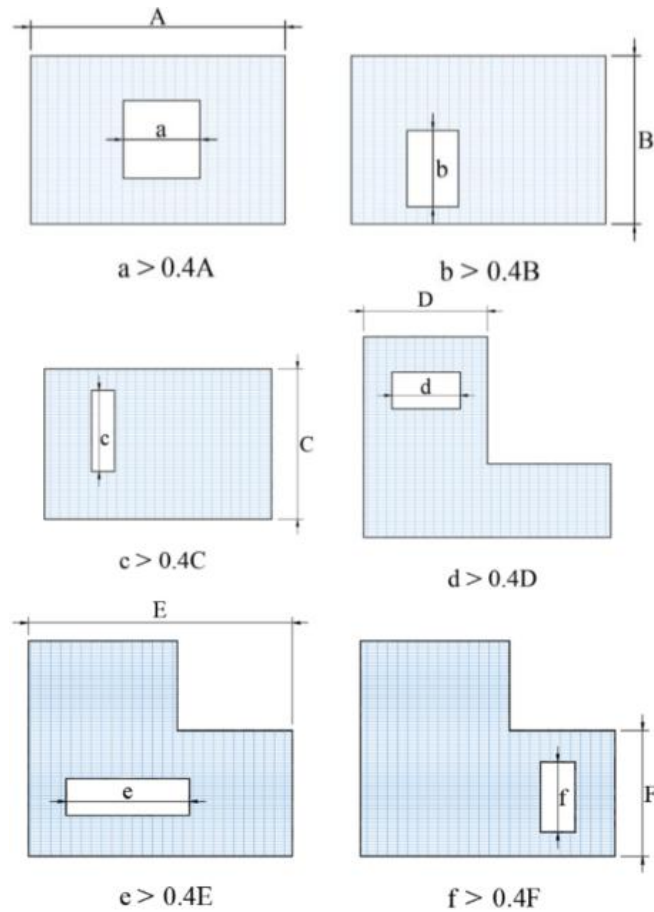


469

470 **Figura 2.4** Irregularidad por flexibilidad excesiva del diafragma. Nota: Tomado de la NTC-Sismo
 471 2023

472 **e) Irregularidad por discontinuidad en el diafragma:**

473 Ocurre cuando, en cualquiera de las plantas de la estructura, existe una reducción brusca de más del
 474 40% en el ancho del diafragma provocado por aberturas en el mismo, Fig 2.5. Grandes aberturas o
 475 reducciones en el diafragma pueden interrumpir la transferencia eficiente de fuerzas sísmicas a los
 476 elementos verticales, generando concentraciones de esfuerzos y posibles fallas.



477

478 **Figura 2.5** Irregularidad por discontinuidad en el diafragma. Nota: Tomado de la NTC-Sismo 2023

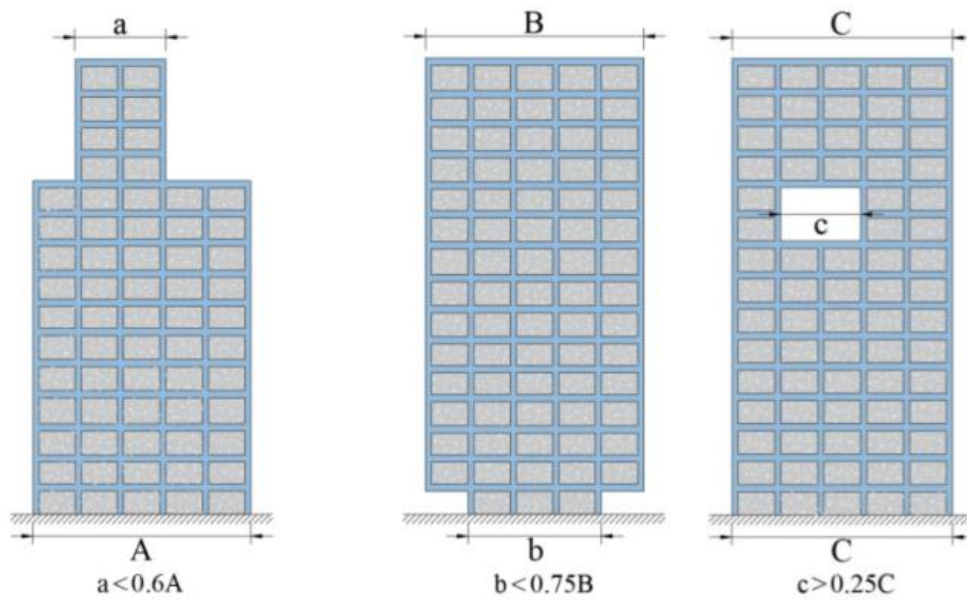
479

480 **2.2.2 Irregularidades en Elevación**

481 Las irregularidades en elevación se refieren a discontinuidades o cambios abruptos en la distribución
 482 de masas, rigideces o dimensiones a lo largo de la altura de la estructura. La NTC-Sismo 2023
 483 identifica las siguientes:

484 **a) Irregularidad por reducciones geométricas en elevación:**

485 Una estructura es irregular por reducciones geométricas en elevación cuando una o más plantas tienen
 486 una reducción brusca en el ancho de la planta en la dirección paralela a la dirección de análisis de más
 487 del 25% del ancho en la misma dirección del nivel inmediatamente superior o bien una reducción
 488 brusca de más del 40% respecto al ancho del nivel inmediatamente inferior, Fig. 2.6. Cambios abruptos
 489 en las dimensiones de la planta a lo largo de la altura pueden generar concentraciones de deformaciones
 490 y esfuerzos en niveles específicos, aumentando la vulnerabilidad estructural.

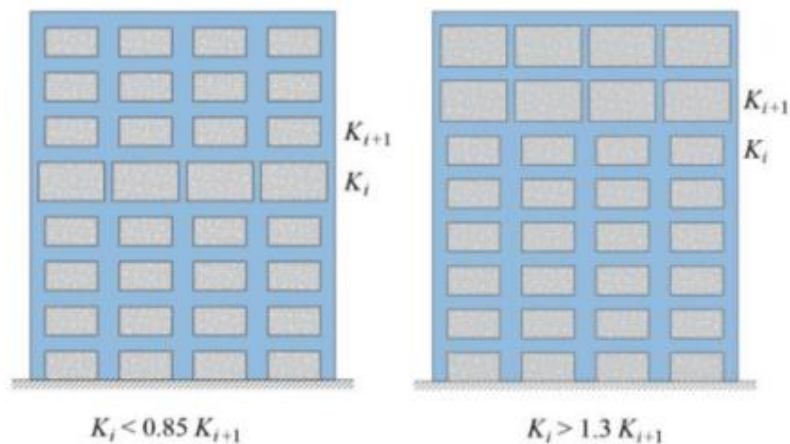


491

492 **Figura 2.6** Irregularidad por reducciones geométricas en elevación. Nota: Tomado de la NTC-Sismo
 493 2023

494 **b) Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral:**

495 Se considera que una estructura tiene una irregularidad en elevación por cambios bruscos de rigidez
 496 lateral en la altura cuando la rigidez lateral de un entrepiso es 15% menor que la rigidez lateral del
 497 entrepiso inmediatamente superior o bien 30% mayor que la rigidez del entrepiso inmediatamente
 498 superior, Fig. 2.7. Reducciones significativas en la rigidez lateral de un entrepiso pueden provocar
 499 concentraciones de deformaciones en dicho nivel, aumentando el riesgo de daños severos o colapso.

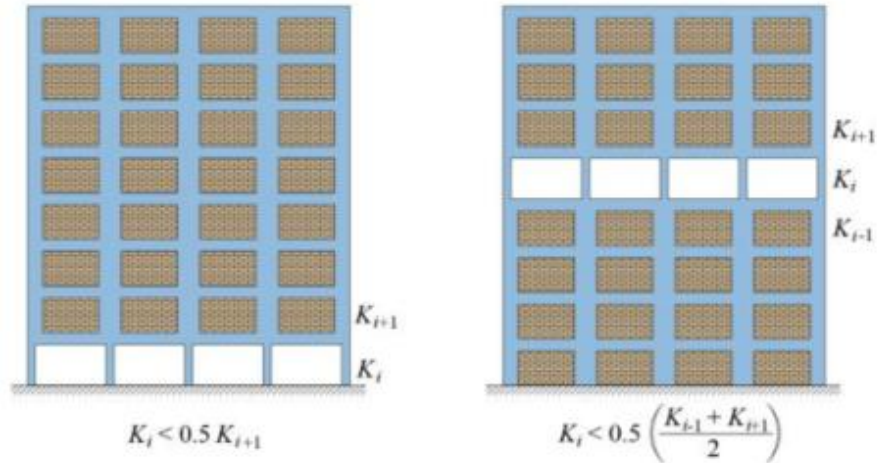


500

501 **Figura 2.7** Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral. Nota: Tomado de la NTC-Sismo
 502 2023

503 **c) Fuerte Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral:**

504 Se considera que una estructura es fuertemente irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral
 505 cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 50% de la rigidez lateral del entrepiso
 506 inmediatamente superior o bien menor que el 50% del promedio de rigideces laterales de los niveles
 507 inmediatamente inferior y superior a un entrepiso, Fig. 2.8. Esta condición es especialmente crítica, ya
 508 que puede llevar a concentraciones extremas de deformaciones y aumentar significativamente la
 509 probabilidad de colapso en el nivel afectado.



510

511 **Figura 2.8** Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral. Nota: Tomado de la NTC-
 512 Sismo 2023

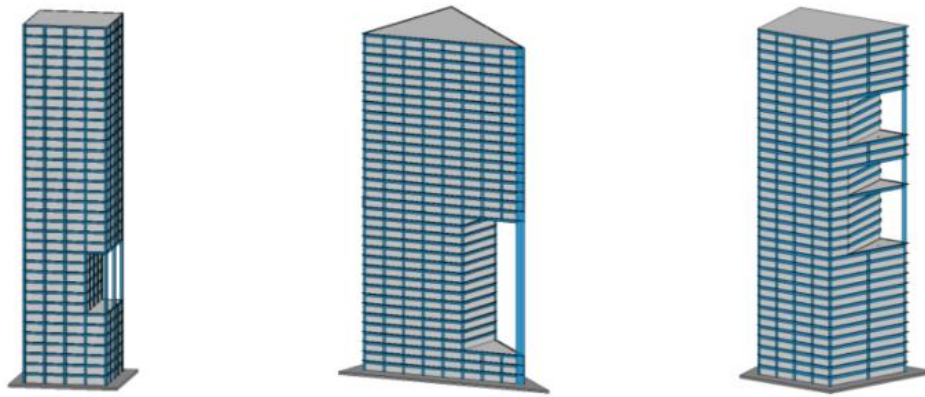
513

514 **2.2.3 Otras irregularidades**

515

516 **a) Estructuras con columnas no restringidas en todos los pisos:**

517 Esta sección se refiere a estructuras que presentan columnas que, en dos o más niveles, no están
 518 confinadas lateralmente por vigas, Fig. 2.9. Esta condición puede comprometer la estabilidad y
 519 resistencia de la edificación durante un sismo. Por lo tanto, se castiga por 0.7 al factor de reducción
 520 por comportamiento sísmico "Q". La relación entre la carga crítica de pandeo de las columnas no
 521 restringidas en varios niveles y las contiguas de un solo nivel no podrá ser menor que 0.5.

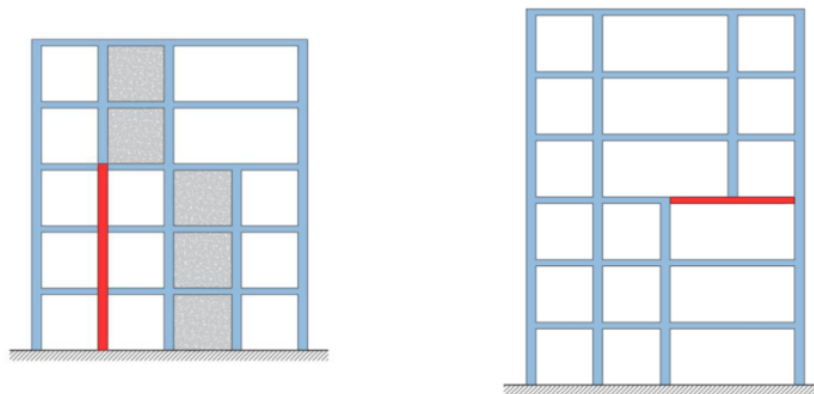


522

523 **Figura 2.9** Estructuras con columnas no restringidas en todos los pisos. Nota: Tomado de la NTC-
 524 Sismo 2023

525 **b) Estructuras con elementos sismorresistentes desfasados en elevación:**

526 Si una estructura posee elementos resistentes desfasados en elevación, como columnas o muros de
 527 rigidez, Fig. 2.10, además de cumplir con los requisitos para estructuras irregulares, el factor de
 528 reducción de comportamiento sísmico “Q” se ajustará multiplicándolo por 0.7.



529

530 **Figura 2.10** Estructuras con elementos sismorresistentes desfasados en elevación. Nota: Tomado de
 531 la NTC-Sismo 2023

532

533 2.2.4 Penalización de estructuras irregulares de acuerdo a la NTC-Sismo 2023

534 La NTC-Sismo 2023 establece que, para estructuras irregulares, las distorsiones máximas permitidas
 535 “ γ_{max} ”, se deben reducir de acuerdo al grado de irregularidad que posee la estructura, esta nueva
 536 distorsión límite se conoce como “ γ_c ”. En las siguientes tablas se muestra en que porcentaje, según la
 537 Norma, se reduce la distorsión máxima permitida de acuerdo con el tipo y combinaciones de
 538 irregularidades que tiene la estructura.

539 **Tabla 2.1** Distorsiones límites para estructuras irregulares

Condición de Irregularidad	Reducción de γ_{\max}
Irregularidad por torsión	$\gamma_c = 0.80\gamma_{\max}$
Forma geométrica irregular en planta	
Irregularidad por flexibilidad excesiva de un diafragma	
Irregularidad por discontinuidad en el diafragma	
Irregularidad por reducciones geométricas en elevación	
Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	

540 La reducción de γ_{\max} se aplica de la siguiente manera:

- 541 • Si se cumple 1 condición: $\gamma_c = 0.80\gamma_{\max}$
- 542 • Si se cumplen 2 condiciones: $\gamma_c = 0.70\gamma_{\max}$
- 543 • Si se cumplen 3 o más condiciones: $\gamma_c = 0.60\gamma_{\max}$

544

545 **Tabla 2.2** Distorsiones límites para estructuras fuertemente irregulares por torsión

Condición de fuerte Irregularidad	Condición de irregularidad adicionales	Reducción de γ_{\max}
Fuerte irregularidad por torsión	(Ninguno)	$\gamma_c = 0.60\gamma_{\max}$
	Forma geométrica irregular en planta	$\gamma_c = 0.50\gamma_{\max}$
	Irregularidad por flexibilidad excesiva de un diafragma	
	Irregularidad por discontinuidad en el diafragma	
	Irregularidad por reducciones geométricas en elevación	
	Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	
	Si el desplazamiento lateral en cualquier punto excede en más del 40% el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis	Análisis no lineal paso a paso $\gamma_c = 0.50\gamma_{\max}$

546

547

548

549

550

551 **Tabla 2.3** Distorsiones límites para estructuras fuertemente irregulares por reducciones bruscas de
 552 rigidez lateral

Condición de fuerte Irregularidad	Condiciones adicionales	Reducción de γ_{max}
Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	Cuando el entrepiso con reducción brusca de rigidez lateral sea el de planta baja	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ Se deberá diseñar la planta baja para un factor $Q'=1$, mientras que los otros entrepisos se diseñaran con un Q' correspondiente al sistema estructural
	Si el cambio de rigidez ocurre en cualquier otro entrepiso que no sea planta baja	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ Se deberá diseñar el entrepiso y todos por debajo de él con un cortante basal asociado a un factor de $Q'=1$
	Adicionalmente a las reducciones de Q' y γ_{max} , si la rigidez lateral de cualquier entrepiso es menor que el 40% de la rigidez del nivel superior o menor que el 40% del promedio de las rigideces del nivel inferior y superior, se llevara a cabo una revisión usando un análisis paso a paso no lineal	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ Se deberá diseñar la planta baja para un factor $Q'=1$, mientras que los otros entrepisos se diseñaran con un Q' correspondiente al sistema estructural

553 **Otras consideraciones:**

- 554
- 555
- 556
- 557
- 558
- 559
- 560
- 561
- La sección 5.7 de la NTC sismo 2023, establece que se deben incrementar las fuerzas de diseño en un 25%, para todo muro, columna, contraviento u otro elemento que contribuya con más del 35% de la resistencia total de la estructura en términos de fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado.
 - La sección 5.8 de la NTC sismo 2023, establece que estructuras con columnas no restringidas en todos los pisos y estructuras con elementos sismorresistentes desfasados en elevación, el factor de comportamiento sismo “Q”, se debe multiplicar por 0.7.

563 **2.3 Estudios previos relacionados con la irregularidad estructural en el**
 564 **diseño sismo resistente.**

565 Diversas investigaciones han analizado la influencia de las irregularidades en el comportamiento
 566 sísmico de las estructuras, sin embargo, son pocos los que han propuesto estrategias claras de como
 567 penalizar la respuesta de estructuras irregulares de acuerdo con su grado de irregularidad:

568

569 **Configuración y diseño sísmico de edificios - Arnold y Reitherman (1982)**

570 El estudio aborda de manera cualitativa los principios fundamentales de la configuración estructural y
 571 el diseño sísmico de edificaciones, enfatizando cómo la forma, la distribución de masa, la rigidez y la
 572 resistencia estructural afectan la respuesta sísmica de los edificios. Se destaca que las edificaciones
 573 con configuraciones regulares tienden a comportarse mejor ante sismos que aquellas con
 574 irregularidades en planta o altura, debido a la distribución más uniforme de esfuerzos y
 575 desplazamientos.

576 Se analizan diferentes tipologías de irregularidades arquitectónicas y estructurales, como:

- 577 • Irregularidad en planta, incluyendo geometrías en L, T, U o asimétricas que generan
 578 concentraciones de esfuerzos y efectos torsionales no deseados.
- 579 • Irregularidad en altura, como cambios bruscos en la rigidez (pisos débiles o suaves),
 580 discontinuidades en resistencia o variaciones significativas en la distribución de carga vertical.
- 581 • Interacción entre sistemas estructurales y no estructurales, destacando cómo las fachadas,
 582 tabiques y elementos secundarios pueden modificar la respuesta sísmica de un edificio y
 583 generar efectos imprevistos.

584 Estos autores proponen estrategias de diseño para mitigar los efectos adversos de la irregularidad
 585 estructural, tales como:

- 586 • Sistemas estructurales simétricos, que minimizan la torsión y favorecen la disipación
 587 homogénea de energía.
- 588 • Distribución balanceada de la rigidez lateral, evitando concentraciones excesivas de esfuerzos
 589 en ciertos elementos estructurales.
- 590 • Uso de disipadores de energía y aislamiento sísmico, para mejorar el desempeño en
 591 edificaciones críticas.

592 Estos autores concluyen que la configuración estructural es un factor determinante en la seguridad
593 sísmica de un edificio y que los reglamentos de diseño sísmico deben incluir criterios detallados para
594 evaluar la irregularidad estructural y su impacto en la respuesta dinámica.

595 **Criterios arquitectónicos en el diseño sismorresistente de edificios: influencia de la configuración**
596 **en planta en la respuesta sísmico de edificios habitacionales de mediana altura - Guevara (1989)**

597 Este estudio analiza la influencia de la irregularidad arquitectónica en planta, en la respuesta sísmica
598 de edificaciones, proponiendo criterios para evaluar la vulnerabilidad estructural asociada a
599 distribuciones irregulares de masa, rigidez y resistencia. Se examinan edificaciones con diferentes
600 grados de excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, evaluando su impacto en la
601 torsión inducida y la amplificación de la respuesta de los elementos estructurales. Con el empleo de
602 modelos analíticos y simulaciones numéricas de la respuesta lineal, se demuestra que la torsión
603 accidental y los efectos de irregularidad en planta pueden generar concentraciones de fuerzas que
604 aumentan el riesgo de colapso localizado. Se evalúan las siguientes condiciones.

605 1. **Índice de irregularidad en planta**

606 Se introduce un parámetro basado en la excentricidad entre el centro de masa y el centro de
607 rigidez para cuantificar la magnitud de la torsión inducida.

608 2. **Coefficiente de amplificación de elementos mecánicos**

609 Se establecen relaciones matemáticas para evaluar la amplificación de elementos mecánicos en
610 columnas y muros estructurales debido a la torsión accidental.

611 3. **Parámetros de evaluación de la torsión dinámica**

612 Se llevaron a cabo análisis dinámicos lineales para estudiar cómo las vibraciones torsionales
613 afectan la respuesta sísmica global de la estructura. Se proponen relaciones empíricas que
614 correlacionan los períodos modales principales con el nivel de deformaciones plásticas
615 inducidas.

616 4. **Índice de vulnerabilidad sísmica basado en la torsión**

617 Se sugiere un nuevo método para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras irregulares,
618 integrando los efectos combinados de excentricidad en planta y flexibilidad estructural. Este
619 índice se basa en simulaciones numéricas y se utiliza para predecir el desempeño sísmico de
620 edificaciones con diferentes niveles de irregularidad.

621 El estudio propone que las normas sísmicas deben incorporar penalizaciones basadas en parámetros
 622 dinámicos y no solo en criterios geométricos, ya que la irregularidad puede afectar significativamente
 623 la respuesta inelástica de la estructura. Se concluye que las normas actuales subestiman la influencia
 624 de la irregularidad arquitectónica en el desempeño estructural, y que se requieren enfoques más
 625 avanzados para evaluar los efectos de acoplamiento torsional. Entre las limitaciones del estudio, se
 626 señala que no se consideran interacciones entre el suelo y la estructura, y que los modelos utilizados
 627 no incluyen degradación de rigidez ni efectos de acumulación de daño en ciclos sísmicos repetitivos.

628 **Coefficiente de irregularidad en planta a partir del análisis de torsión en edificios - Medina et al.**
 629 **(2017)**

630 Este estudio menciona que las normativas actuales penalizan las estructuras irregulares mediante la
 631 reducción del coeficiente de capacidad de disipación de energía R o el incremento de las fuerzas
 632 sísmicas de diseño. Esta penalización se basa en criterios geométricos, como la presencia de
 633 irregularidad torsional, retrocesos excesivos en esquinas, discontinuidades en el sistema de piso o ejes
 634 estructurales no paralelos. Sin embargo, estas penalizaciones no diferencian la severidad real de la
 635 torsión en cada estructura.

636 En esta investigación en lugar de penalizar estructuras de manera arbitraria, se propone una expresión
 637 que define el coeficiente de irregularidad en planta (ϕ_p) en función de la relación entre la participación
 638 modal de la masa en torsión (R_z) y en traslación (U_x, U_y) en los dos primeros modos de vibración y
 639 se debe elegir el valor menor de ϕ_p . Este coeficiente se define como:

$$640 \quad \phi_p = 1.05 - \frac{R_z}{\sqrt{U_x^2 + U_y^2}} \leq 1 \quad (2.5)$$

641 Si $\phi_p < 0.75$, se debe rediseñar la estructura

642 De acuerdo con estos autores, esta expresión permite cuantificar el posible efecto de la torsión de cada
 643 estructura. Las penalizaciones actuales no diferencian la severidad de la torsión y se aplican de forma
 644 genérica. La torsión en planta no depende solo de la geometría, sino también de la distribución de
 645 rigidez y propiedades dinámicas.

646 Este estudio tiene la limitación de que se basa en modelos estructurales simplificados sin incluir efectos
 647 dinámicos no lineales.

648 **Comportamiento sísmico de estructuras irregulares en planta y elevación - Das et al. (2020)**

649 El estudio analiza el comportamiento sísmico de estructuras con irregularidad estructural en planta y
 650 altura. El estudio comenta que la irregularidad estructural, especialmente la torsión inducida por la no

651 coincidencia entre el centro de rigidez y el centro de masas, ha sido una de las principales causas de
 652 colapsos durante sismos históricos. La investigación resalta la necesidad de mayor estudio sobre el
 653 comportamiento inelástico de estructuras irregulares y su impacto en el desempeño sísmico. Se
 654 concluye que los códigos de diseño deben evolucionar para incluir metodologías más racionales y
 655 adaptadas a los efectos reales de la irregularidad estructural. Entre las conclusiones del estudio se
 656 encuentra la falta de consenso en la literatura sobre la mejor forma de modelar la torsión en estructuras
 657 tridimensionales, y la escasez de datos experimentales para validar modelos numéricos.

658 **Un nuevo descriptor de irregularidad sísmica para medir el riesgo sísmico de edificios en**
 659 **pendientes con irregularidades estructurales acopladas - Jarapala & Menon (2025)**

660 El estudio propone un nuevo descriptor de irregularidad sísmica para cuantificar el riesgo sísmico en
 661 edificios ubicados en laderas, donde las irregularidades estructurales acopladas (en planta y altura)
 662 afectan significativamente la respuesta sísmica. Para evaluar el riesgo sísmico de estas estructuras, el
 663 estudio introduce un nuevo descriptor de irregularidad basado en las propiedades dinámicas
 664 fundamentales de la edificación, el cual presenta una fuerte correlación estadística con la
 665 vulnerabilidad sísmica. Este descriptor se define mediante la ecuación (2.6), que estima la tasa de
 666 excedencia anual del daño en función de la relación entre el período torsional y los períodos
 667 traslacionales:

$$668 \quad \lambda_{LS_i} / IM = a \left(\frac{T_\theta}{T_Y} + \frac{T_\theta}{T_X} \right)^b \quad (2.6)$$

669 Donde: λ_{LS_i}/IM , es la tasa de excedencia anual del daño para un umbral específico; a y b , son
 670 coeficientes empíricos obtenidos mediante regresión estadística, T_θ , es el período fundamental del
 671 modo torsional principal, y T_X, T_Y , son los períodos fundamentales de los modos traslacionales en
 672 direcciones X e Y .

673 Valores altos de $(T_\theta/T_Y) + (T_\theta/T_X)$, indican un fuerte acoplamiento entre torsión y traslación,
 674 aumentando la vulnerabilidad sísmica.

675 **3. Propuesta de factor de penalización para estructuras** 676 **irregulares**

677 En esta investigación se propone un método sencillo de penalización de las aceleraciones de piso
678 especificadas para estructuras regulares por las NTCS 2017. Este método se basa en resultados del
679 estudio de propiedades dinámicas de 23 edificios de concreto reforzado, de marcos, o duales, con un
680 número de niveles que varían de 4 a 30, con diferentes niveles de irregularidad. Estos edificios fueron
681 diseñados por empresas consultoras de México, y las propiedades dinámicas fueron obtenidas del
682 análisis modal espectral de estos edificios, llevados a cabo por estas empresas. Se dan ejemplos
683 sencillos de aplicación del empleo del método de penalización propuesto para casos de edificios que
684 no son regulares. Los resultados de estos ejemplos sugieren la conveniencia del empleo del método en
685 el diseño sismorresistente considerando el nivel de irregularidad de una estructura, esto debido a su
686 sencillez, por la congruencia de los resultados de su aplicación con la respuesta esperada de la
687 estructura, y porque la relación de masas que emplea el método es una medida eficaz para identificar
688 el nivel de irregularidad de una estructura. Un resumen del método se encuentra en Restrepo et al.
689 (2023).

690

691 **3.1 Aceleraciones de piso especificadas en la NTC sismo 2017**

692

693 Con el fin de mostrar las diferencias entre los procedimientos de cómputo de aceleraciones de piso en
694 edificios con o sin irregularidad estructural de las NTC Sismo 2017 y 2023, en lo que sigue se empieza
695 describiendo el procedimiento de la NTC Sismo 2017.

696

697 *3.1.1 Estructuras regulares con diafragmas rígidos*

698

699 En el caso de estructuras regulares con diafragmas rígidos, la aceleración absoluta horizontal de piso
700 de un edificio de n niveles, en el nivel n se calcula como:

$$701 \quad a_n = \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'}\right)^2 + \eta_a a_o^2} \quad (3.1)$$

702 donde a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo fundamental del
703 sistema en la dirección de análisis, y η_a se calcula como:

$$704 \quad \eta_a = 1.4 \sqrt{n-1} \leq 5 \quad (3.2)$$

705 La aceleración absoluta en cualquier punto del i -ésimo diafragma se define como el producto $\Omega_i a_o$,
706 donde a_o es la ordenada en el origen del espectro de diseño, y Ω_i un factor de amplificación,
707 determinado como

$$708 \quad \Omega_i = \left(\frac{h_i}{h_n}\right) \left(\frac{a_n}{a_o} - 1\right) + 1 \quad (3.3)$$

709 donde h_i y h_n , son las alturas del i -ésimo nivel y del nivel n sobre el desplante, respectivamente.

710 *3.1.2 Estructuras irregulares o muy irregulares con diafragmas rígidos*

711

712 La aceleración horizontal absoluta horizontal en un punto del sistema de piso del nivel i del edificio,
713 a_i , se calcula considerando las aceleraciones absolutas en las direcciones X y Y , a_{ix} y a_{iy} ,
714 respectivamente, como:

$$715 \quad a_i = \sqrt{a_{ix}^2 + a_{iy}^2} \quad (3.4)$$

716 donde las aceleraciones a_{ix} y a_{iy} se calculan como:

$$717 \quad a_{ix} = \sqrt{\sum \left(\frac{a_{ikx}}{Q'}\right)^2 + \sum a_{ijx}^2} \quad (3.5)$$

$$718 \quad a_{iy} = \sqrt{\sum \left(\frac{a_{iky}}{Q'}\right)^2 + \sum a_{ijy}^2} \quad (3.6)$$

719 donde a_{ijx} y a_{ijy} son las aceleraciones absolutas en el nivel i en X y Y , respectivamente, producidas por
720 el modo j , y resultan de un análisis elástico tridimensional de la estructura.

721 El primer sumando en las ecs. (3.5) y (3.6) toman en cuenta las aceleraciones máximas
722 correspondientes a las componentes de los modos fundamentales de traslación, y de torsión alrededor
723 del centro de masa. La cantidad de modos a considerar para el diseño debe ser tal que la suma de las
724 masas modales sea mayor que el 90% de la masa total de la estructura.

725 El procedimiento de las normativas de la CDMX, NTCS (2017) para el cómputo de aceleraciones de
726 piso en estructuras que no son regulares es excesivamente elaborado. Este procedimiento es muy
727 diferente al especificado por la NTC Sismo (2017) para estructuras regulares. Es también diferente a
728 los procedimientos especificados en la ASCE 7-16 y ASCE 7-22 para el cómputo de aceleraciones de
729 piso en diafragmas de edificios, las cuales consideran modos traslacionales independientes, y la
730 contribución de los modos superiores la simplifican considerando un solo término, como en el

731 procedimiento de cómputo de aceleraciones de piso en estructuras regulares de las NTCS (2017). El
 732 procedimiento de esta Norma para el cómputo de aceleraciones de piso en estructuras que no son
 733 regulares en realidad no se ha aplicado en la práctica, debido a que los programas comerciales que se
 734 emplean en la práctica no tienen la característica de poder reducir solamente contribución de elástica
 735 de diseño de los modos fundamentales por el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' .
 736 Esto se debe a que estos programas llevan a cabo esta reducción para todos los modos considerados.
 737 Se infiere que es deseable el poder contar con un procedimiento sencillo de cómputo de aceleraciones
 738 de piso en estructuras que no son regulares, procedimiento que se elabora en lo que sigue. Se propondrá
 739 para los casos de estructuras irregulares y fuertemente irregulares, un factor de penalización a aplicar
 740 a los valores de aceleraciones de piso que se obtienen con el procedimiento para el caso de estructuras
 741 regulares con diafragmas rígidos.

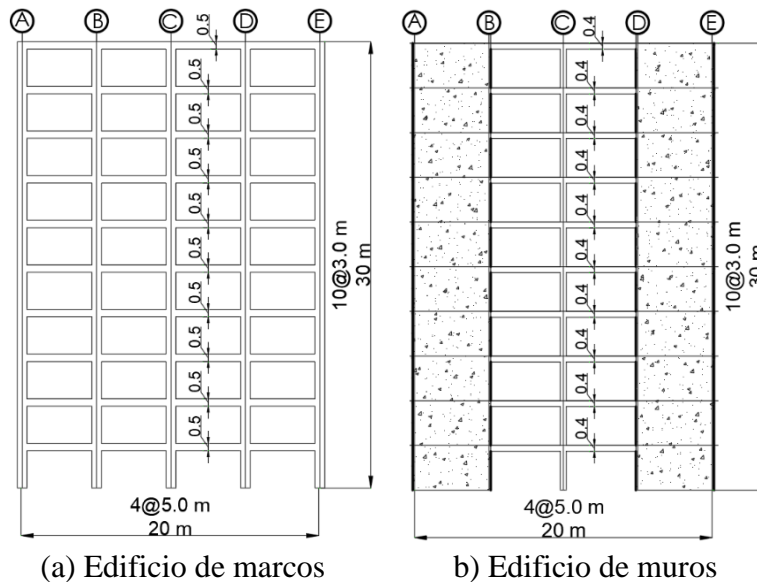
742

743 3.2 Características dinámicas relevantes de estructuras regulares

744

745 Con el fin de poder conocer la influencia de algunas propiedades de la estructura en la respuesta
 746 dinámica de edificios con estructuras regulares, este trabajo estudió algunas características de la
 747 respuesta modal de edificios regulares de concreto reforzado, ubicados en suelo duro en la CDMX,
 748 diseñados en esta investigación para cumplir con los requisitos de las NTC Sismo 2017. Se
 749 consideraron los casos de siete edificios regulares, con diferentes números de niveles, 1, 3, 5, 8, 10, 15
 750 y 20. Estos edificios fueron de dos tipos, a base de marcos, y a base de la combinación de muros
 751 estructurales y marcos. Las plantas y elevaciones de estos edificios fueron típicas, cambiando solo las
 752 dimensiones y refuerzos de los elementos estructurales. La Fig. 3.1 muestra las elevaciones típicas de
 753 los edificios de 10 niveles de este grupo de edificios, el caso a base de marcos, Fig. 3.1(a), así como el
 754 caso a base de la combinación de muros estructurales y marcos, Fig. 3.1(b).

755



756

757

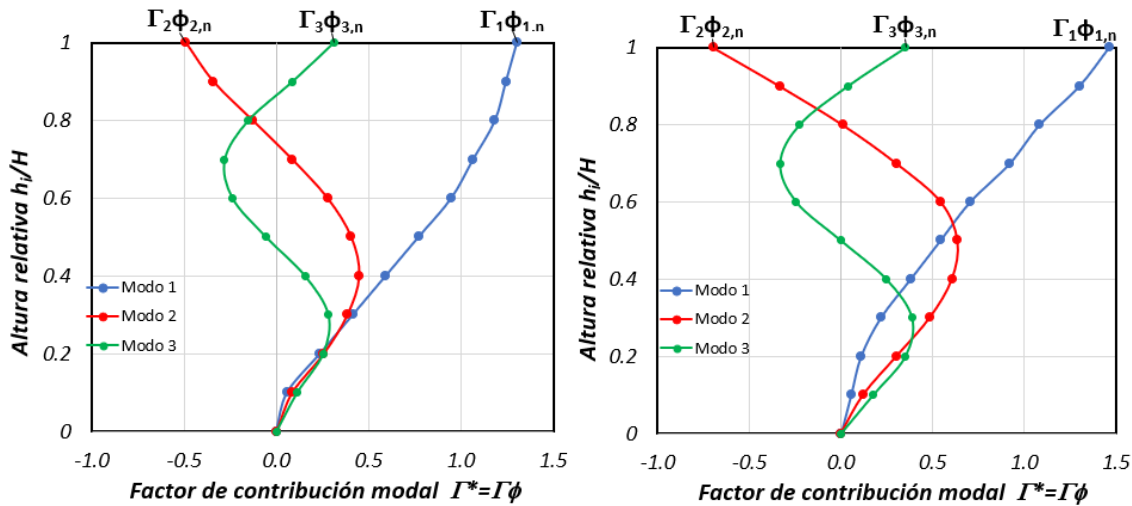
Figura 3.1 Elevaciones típicas de los edificios regulares de 10 niveles estudiados

758
759

760 La Fig. 3.2 muestra las contribuciones modales de los tres primeros modos de los edificios regulares
761 de 10 niveles a base de marcos y de muros mostrados en la Fig. 3.1. La contribución modal de un
762 modo, Γ^* , se define como el producto del factor de participación Γ y el valor de la forma modal ϕ . Las
763 Figs. 3.2(a) y 3.2(b) muestra las contribuciones modales para los casos de los edificios a base de marcos
764 y a base de muros estructurales, respectivamente. Es de interés la forma modal del primer modo, por
765 influir de manera importante en la distribución de distorsiones de entrepiso, γ , en los diferentes niveles
766 del edificio. En el caso de la distorsión global de azotea, D_r , ésta se define como:

767
$$D_r = \frac{\delta}{H} \tag{3.7}$$

768 donde δ es el desplazamiento del nivel azotea del edificio respecto a su base, y H es la altura del
769 edificio. Si el valor de D_r es el mismo para el edificio de marcos y para el de muros, la inspección de
770 las formas modales mostradas en la Fig. 3.2 sugiere que en el edificio a base de marcos los valores de
771 la distorsión de entrepiso, γ , resultan de amplificaciones de D_r que son mayores que para el caso del
772 edificio regular a base de muros estructurales, principalmente en los niveles inferiores. Esta
773 característica sugiere que es conveniente el empleo de edificios con muros estructurales, además de la
774 conocida característica de mayor rigidez lateral de edificios con muros estructurales respecto a la de
775 edificios a base de marcos.



776
777
778

(a) Edificio regular de 10 niveles, marcos

(b) Edificio regular de 10 niveles, muros

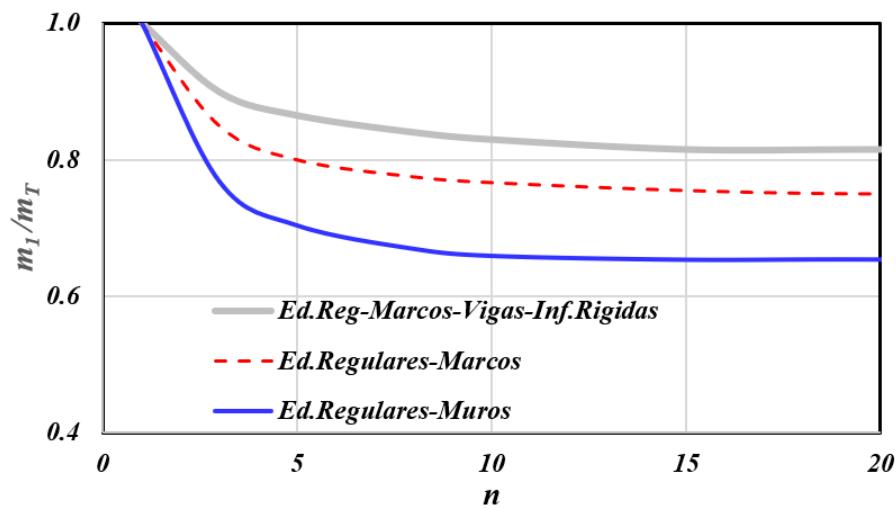
Figura 3.2 Contribuciones modales de los tres primeros modos para los casos de los edificios de 10 niveles a base de marcos, y de muros, mostrados en la Fig. 3.1

779
780
781
782
783
784

La inspección de las formas modales en edificios también sugiere conocer cómo participan estos modos en edificios regulares y en los que no lo son. Por ejemplo, si la masa modal del primer modo traslacional es m_1 , y la masa total es m_T , se plantea la interrogante de cómo participa la relación de

785 masa modal m_1/m_T en la respuesta sísmica de edificios, así como si esta relación podría ser una medida
 786 de la irregularidad estructural.

787 La Fig. 3.3 muestra los valores calculados con el programa tridimensional ETABS para la relación de
 788 masa modal m_1/m_T para los siete edificios regulares mencionados a base de marcos, y los siete edificios
 789 que emplean muros estructurales. Los resultados para estos dos grupos de edificios regulares
 790 mostrados en la Fig. 3.2 indican que la relación m_1/m_T para edificios con más de 5 niveles tendría
 791 valores bastante menores que para los casos de edificios de pocos niveles. La relación m_1/m_T para
 792 edificios regulares altos de marcos tienden al valor 0.75, y para edificios regulares altos con muros
 793 estructurales, esta relación tiende al valor 0.65. Este último valor es congruente con el valor 0.61
 794 correspondiente al valor de la relación m_1/m_T para un muro en voladizo con masa continua (Chopra,
 795 2012), comparativa que se puede considerar válida si se considera la analogía de este muro con el caso
 796 del edificio con muros estructurales con infinito número de niveles.



797

798 **Figura 3.3** Curva de la relación modal m_1/m_T en función del número de niveles para estructuras a
 799 base de marcos y a base de muros

800

801 En realidad, la respuesta dinámica de un edificio a base de marcos depende de la relación de rigideces
 802 trabe a columna, un caso extremo simplista que da una idea del efecto de esta relación es el caso de
 803 vigas de rigidez infinita. La Fig. 3.3 muestra que edificios regulares a base de marcos, en este caso con
 804 vigas de rigidez infinita, y con más de 5 niveles, tienden a un valor constante para la relación modal
 805 m_1/m_T , con un valor cercano a 0.8. Este valor es cercano al valor 0.82, el cual corresponde a la solución
 806 exacta de la relación m_1/m_T de la viga en voladizo de cortante uniforme (Lee et al., 2002).

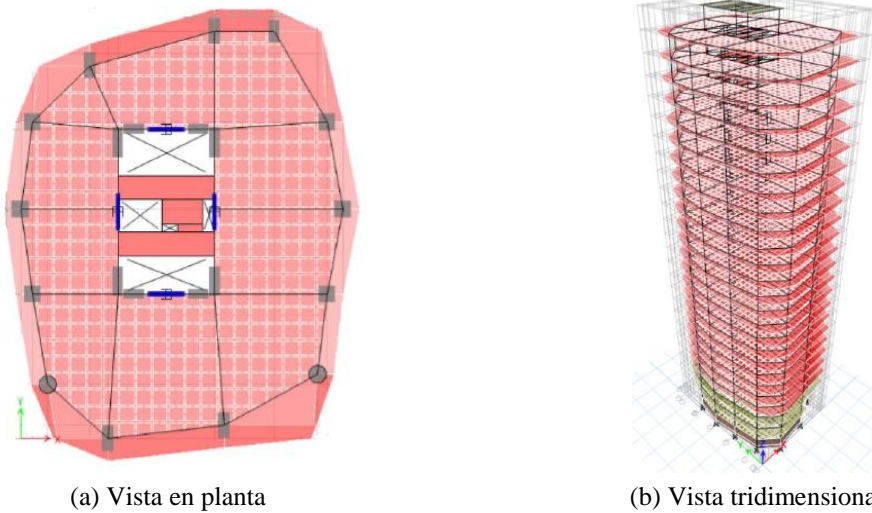
807 En lo que sigue se investiga como varía la relación modal m_1/m_T para los casos de edificios que no son
 808 regulares.

809

810 3.3 Características dinámicas relevantes de estructuras que no son 811 regulares

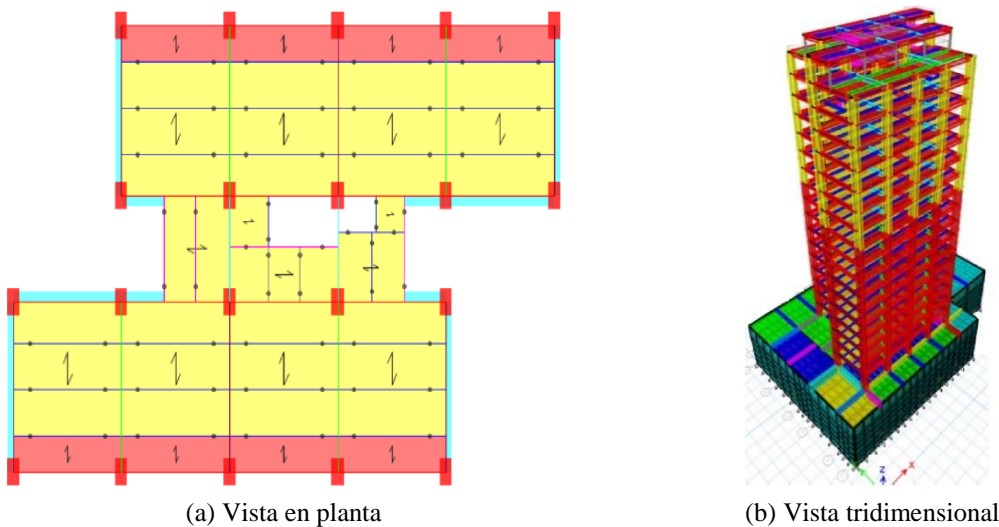
812

813 Esta investigación emplea resultados del análisis modal de 23 edificios de concreto reforzado, marcos,
814 o con muros estructurales, con un número de niveles que varían de 4 a 30, con diferentes niveles de
815 irregularidad. Estos edificios fueron analizados y diseñados por empresas consultoras de México, para
816 ser construidos en el país. Como ejemplos ilustrativos de los 23 edificios mencionados, la Fig. 3.4
817 muestra una planta típica y vista 3D de un edificio clasificado como regular según las NTCS (2017).
818 La Fig. 3.5 muestra una planta típica y vista 3D de un edificio clasificado como irregular según las
819 NTCS (2017).



820

Figura 3.4 Ejemplo de edificio clasificado como regular



821

Figura 3.5 Ejemplo de edificio clasificado como irregular

822 La Tabla 3.1 muestra las características de los 23 edificios estudiados. Las columnas 2 y 3 de esta tabla
 823 muestra la identificación del edificio y el número de niveles, respectivamente; las columnas 4 y 5
 824 muestran el tipo de sistema estructural en cada dirección del edificio. La columna 6 de la Tabla 3.1
 825 lista los requisitos que los edificios cumplen o no cumplen de las secciones 5.1, 5.2 y 5.3,
 826 correspondientes a estructuras regulares, irregulares o muy irregulares, respectivamente, del Capítulo
 827 5 de las NTC Sismo (2017) para la CDMX. Con el empleo de estos requisitos es posible llevar a cabo
 828 la clasificación de los edificios en estudio que se muestra en la columna 7 de la tabla.

829
 830

Tabla 3.1 Características de los 23 edificios estudiados

Num.	Edificio	# Niveles	Sistema Estructural		Requisitos de la sección 5 de la NTCS 2017	Clasificación
			Dirección X	Dirección Y		
1	2	3	4	5	6	7
1	LO1	13	Dual	Dual	Cumple 1,2,3,6,8,9,10, No cumple 4-Nota: Tienen BRBs.	Regular
2	BAC	26	Dual	Dual	Cumple-1,2,3,4,6,8,9,10.	Regular
3	GAFE	4	Dual	Dual	Cumple-1,2,3,4,8,9,10.	Regular
4	GU7	5	Marcos	Dual	Cumple-1,2,3,4,6,8,9,10, No cumple 11, Nota: Muros comienzan en vigas.	Irregular
5	AR3	10	Dual	Marcos	Cumple 1,3,6,8,9,10, No cumple 2 y 4.	Irregular
6	CODV	16	Dual	Dual	Cumple 1,2,4,6,8,9,10, No cumple 3, 11.	Irregular
7	ORHE	5	Dual	Dual	Cumple 1,2,3,6,8,9,10, No cumple 4 y 12.	Irregular
8	UX2	5	Muros	Dual	Cumple-1,2,3,8,9,10, No cumple 4 y 6, Nota:Muros comienzan en vigas.	Irregular
9	CF	16	Marcos	Marcos	Cumple-1,2,3,6,9,10, No cumple 4,8 y 12.	Irregular
10	RE50	7	Muros	Muros	Cumple 1,2,3,4,8,9,10, No cumple 6.	Irregular
11	SGM	9	Dual	Dual	Cumple 1,2,3,4,8,9,10, No cumple 11.	Irregular
12	CCU	7	Muros	Muros	Cumple-1,2,3,4,8,9,10, No cumple 6.	Irregular
13	STI-L	5	Dual	Dual	Cumple 1,2,6,8,9,10, No cumple 3 y 4.	Irregular
14	VILCIS	9	Dual	Dual	Cumple 1,2,8,9,10, No cumple 3,4 y 6.	Irregular
15	SE34	5	Marcos	Dual	Cumple-2,3,8,9,10, No cumple-1,4 y 6.	Muy irregular
16	PTA	20	Marco	Dual	Cumple 1,2,3,4,6,8,9,10, No cumple 5.3 (2), Nota: Los voladizos se sostiene con diagonales y elementos verticales como tensores.	Muy irregular
17	LA4	26	Marco	Marco	Cumple 1,2,6,8,9,10, No cumple 3, 4 y 11.	Muy irregular
18	IGL-O	7			Cumple 2,3,8,9,10, No cumple 1,4 y 6.	Muy irregular
19	RN47	18	Dual	Marcos	Cumple 1,2,3,6,8,9,10, No cumple 4 y 5.3 (1).	Muy Irregular
20	SLP2	10			Cumple 1,2,6,8,9,10, No cumple 3,4 y 5.3 (1).	Muy Irregular
21	AR2	5	Marcos	Dual	Cumple 1,2,3,4,8,9,10, No cumple 6 y 11, Nota: Muros comienzan en vigas, Ensanchamiento de columna en piso superior.	Muy Irregular
22	SA8	5	Muros	Muros	Cumple 2,3,8,9,10, No cumple 1,4,6. Nota:Muros comienzan en vigas, losa de transferencia.	Muy Irregular
23	TL	30	Marcos	Marcos	Cumple-1,2,3,6,8,9,10, No cumple 4 , 11 y 12.	Muy Irregular

831
 832

833 La Tabla 3.2 corresponde a la misma base de datos de 23 edificios de la Tabla 1, algunas de cuyas
 834 características, como la identificación del edificio y el número de niveles se muestran nuevamente en
 835 las columnas 2 y 3 de la Tabla 3.2, respectivamente. Los periodos fundamentales traslacionales de los
 836 edificios en las direcciones X y Y se muestran en las columnas 4 y 5 de la Tabla 3.2, respectivamente.
 837 Las columnas 6 a la 7 de la Tabla 3.2 muestra la relación modal m_I/m_T para el caso del primer modo

838 traslacional en X que contribuye en X y Y , respectivamente. La columna 8 de la Tabla 3.2 muestra la
 839 suma de estas contribuciones en X y Y . Las columnas 9 a 11 muestra cómo se obtiene la relación modal
 840 m_I/m_T para el caso del primer modo traslacional en la dirección Y , siguiendo el mismo procedimiento
 841 descrito para el caso del primer modo traslacional en X . Finalmente, la columna 12 de la Tabla 3.2
 842 muestra los resultados del cómputo de la relación modal m_I/m_T para los 23 edificios en estudio,
 843 obtenidos para cada edificio como el menor valor de esta relación para las direcciones X y Y , dadas en
 844 las columnas 8 y 11 de la Tabla 3.2, respectivamente.

845
 846

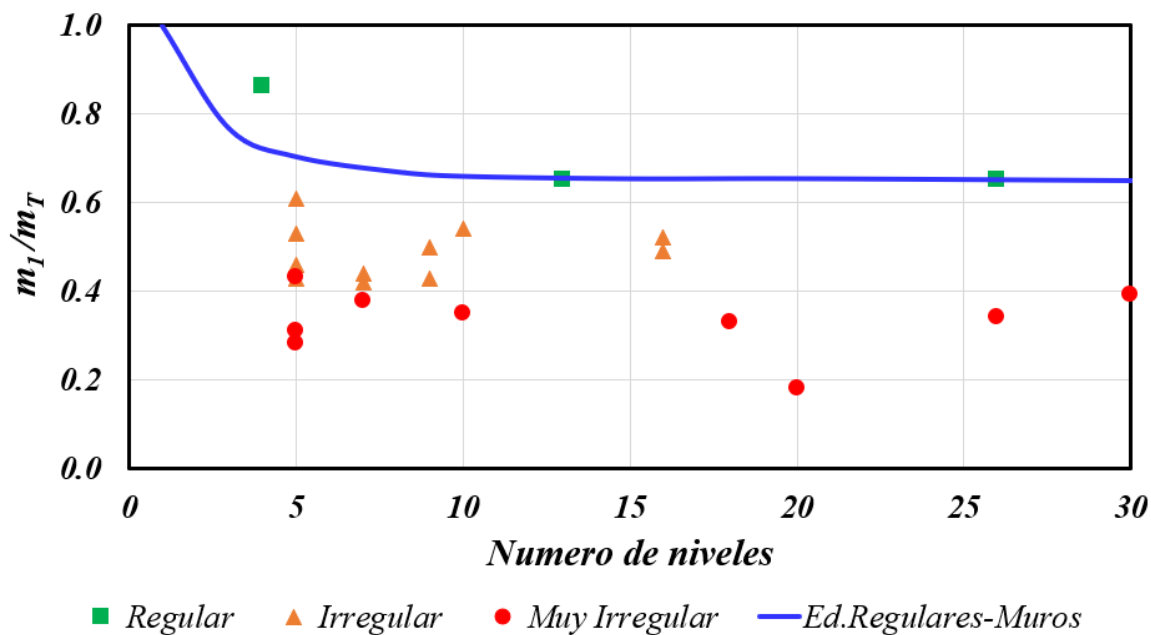
Tabla 3.2 Características Dinámicas de los 23 edificios estudiados

Num.	Edificio	# Niveles	Periodos (s)		Primer modo trans. en X (m_I/m_T)			Primer modo trans. en Y (m_I/m_T)			m_I/m_T
			T_x	T_y	U_x	U_y	U_x+U_y	U_x	U_y	U_x+U_y	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	LO1	13	0.98	0.91	0.64	0.01	0.65	0.01	0.64	0.65	0.65
2	BAC	26	3.19	3.42	0.64	0.01	0.65	0.01	0.68	0.69	0.65
3	GAFE	4	0.39	0.50	0.90	0.00	0.90	0.00	0.86	0.86	0.86
4	GU7	5	0.23	0.46	0.53	0.00	0.53	0.00	0.54	0.54	0.53
5	AR3	10	1.28	0.39	0.60	0.00	0.60	0.00	0.54	0.54	0.54
6	CODV	16	2.65	2.85	0.49	0.03	0.52	0.01	0.54	0.55	0.52
7	ORHE	5	1.43	1.35	0.65	0.00	0.65	0.00	0.61	0.61	0.61
8	UX2	5	0.23	0.12	0.48	0.00	0.48	0.00	0.46	0.46	0.46
9	CF	16	2.14	1.67	0.52	0.00	0.52	0.00	0.49	0.49	0.49
10	RE50	7	2.11	0.92	0.46	0.00	0.46	0.00	0.42	0.42	0.42
11	SGM	9	2.63	1.53	0.44	0.00	0.44	0.00	0.43	0.43	0.43
12	CCU	7	0.52	1.14	0.44	0.01	0.44	0.00	0.57	0.57	0.44
13	STI-L	5	0.37	0.54	0.49	0.01	0.49	0.02	0.41	0.43	0.43
14	VILCIS	9	1.14	1.22	0.51	0.00	0.51	0.00	0.50	0.50	0.50
15	SE34	5	0.23	0.75	0.26	0.02	0.28	0.00	0.59	0.59	0.28
16	PTA	20	2.06	2.70	0.29	0.00	0.29	0.00	0.18	0.18	0.18
17	LA4	26	4.30	4.21	0.33	0.01	0.34	0.02	0.35	0.37	0.34
18	IGL-O	7	0.32	0.44	0.38	0.00	0.38	0.01	0.49	0.49	0.38
19	RN47	18	1.66	1.42	0.34	0.00	0.34	0.00	0.33	0.33	0.33
20	SLP2	10	1.26	1.18	0.35	0.00	0.35	0.00	0.35	0.35	0.35
21	AR2	5	0.20	0.79	0.41	0.02	0.43	0.00	0.50	0.50	0.43
22	SA8	5	0.26	0.42	0.31	0.13	0.44	0.11	0.20	0.31	0.31
23	TL	30	3.41	4.81	0.42	0.00	0.42	0.00	0.39	0.39	0.39

847
 848

849 Los valores de la relación modal m_I/m_T para los 23 edificios en estudio que muestra la Tabla 3.2 se
 850 grafican en la Fig. 3.6, en función del número de niveles de estos edificios. Para fines de comparación
 851 se muestran los valores de la relación modal m_I/m_T para el caso de edificios regulares con muros
 852 estructurales, mostrados también en la Fig. 3.3. Los resultados de la Fig. 3.6 indican una clara relación
 853 entre los valores de la relación modal m_I/m_T y la clasificación de irregularidad de edificios según las
 854 NTC Sismo (2017). Por ejemplo, la relación m_I/m_T , para los edificios definidos como muy irregulares,
 855 tiene valores aproximadamente en el intervalo entre 0.2 y 0.4, para los edificios irregulares, el intervalo
 856 de valores de esta relación es de 0.4 a 0.6. Como muestra la Fig. 3.6, los edificios regulares tienen
 857 valores de m_I/m_T mayores que 0.6, muy cercanos a los valores de esta relación, para los edificios

858 regulares hipotéticos de más de 5 niveles a base de muros, cuyos resultados se muestran en la Fig. 3.6
 859 con línea continua.
 860



861

862 **Figura 3.6** Relación modal m_1/m_T para los 23 edificios en estudio, y para edificios regulares a base
 863 de muros estructurales

864

865 **3.4 Definición de aceleraciones de piso en edificios con diafragmas** 866 **rígidos con diferentes niveles de irregularidad**

867

868 Para definir las aceleraciones de piso de un edificio irregular con diafragmas rígidos, esta investigación
 869 propone emplear el criterio de penalizar las aceleraciones de piso de un edificio regular empleando el
 870 factor de penalización λ_p , factor que, como se muestra más adelante, toma en cuenta los valores de
 871 relación modal m_1/m_T . Con este criterio la aceleración de piso del nivel azotea se define como:

$$872 \quad a_n = \lambda_p \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'}\right)^2 + \eta_a a_o^2} \quad (3.8)$$

873 donde η_a se define con la ec. (3.2). Como en el caso de estructuras regulares, la aceleración absoluta
 874 en cualquier punto del i -ésimo diafragma se define como el producto $\Omega_i a_o$, y Ω_i se define con la
 875 ec. (3.3).

876 El factor de penalización, λ_p , en la ec. (3.8) se define como:

$$\lambda_p = \min \left(2, \max \left(1, \left(\frac{2n+1.2}{3.2n \frac{m_I}{m_T}} \right) \right) \right) \quad (3.9)$$

Esta definición del factor de penalización λ_p se basa en el criterio de que el valor de este factor se limita al intervalo de valores entre 1 y 2. El valor de 2 de este intervalo se basa en el criterio de evitar los casos de que en estructuras que no son regulares, se tengan factores de penalización que correspondan a resistencias en estructuras mayores que las elásticas de diseño. Además, se puede mostrar que para el caso de un edificio regular a base de muros estructurales con infinito número de niveles, el cual se puede comparar con el caso de un muro en voladizo con masa continua y sección transversal constante, donde $m_I/m_T = 0.61$, en la ec. (3.9) se obtiene el valor $\lambda_p = 1$.

La Fig. 3.7 muestra resultados del empleo de la ec. (3.9) para el cómputo del factor de penalización, λ_p , para los 23 edificios de la base de datos de este estudio. Estos resultados muestran que para estructuras regulares el factor de penalización λ_p es igual a 1, para estructuras irregulares, λ_p varía aproximadamente en el intervalo de 1.2 a 1.6, y en estructuras muy irregulares λ_p tiene valores en el intervalo de 1.6 a 2.

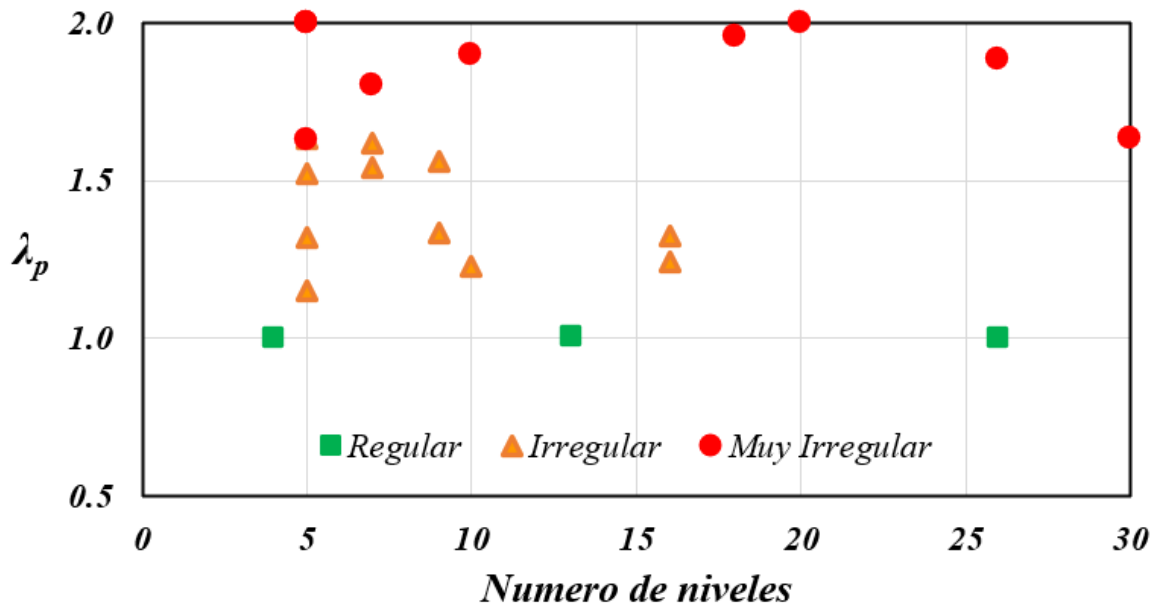
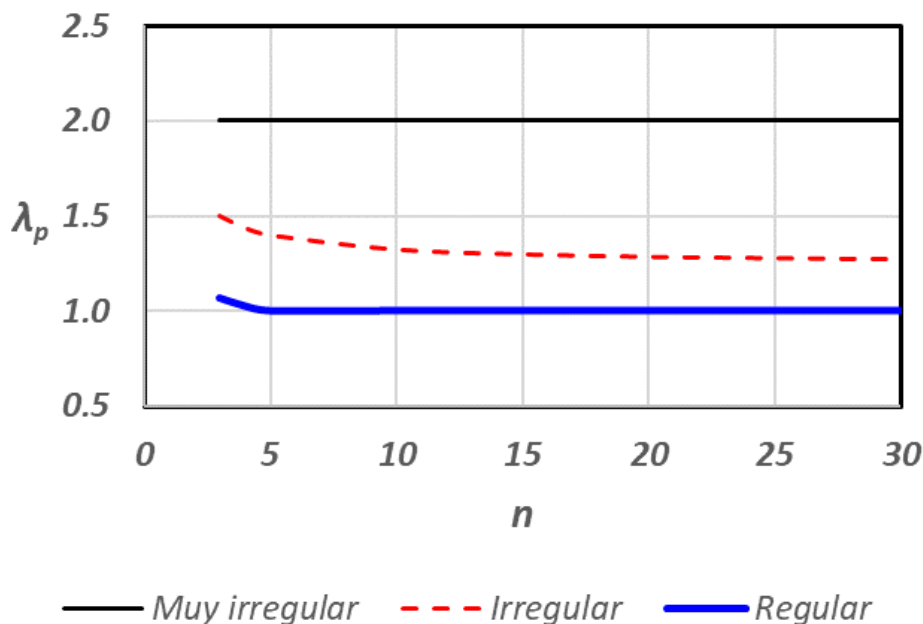


Figura 3.7 Factor de penalización λ_p para los 23 edificios en estudio

Es de interés interpretar la variación del parámetro λ_p cuando se consideran diversos casos de irregularidad de edificios con diversos números de niveles, n . Para ello se estudia una población de edificios con estructuras clasificadas como muy irregulares, irregulares, y regulares de acuerdo con el Capítulo 5 de las NTC S (2017), para lo cual para la relación m_I/m_T se consideran los valores 0.3, 0.5

898 y 0.7, respectivamente, valores que resultan de la interpretación de los resultados mostrados en la Fig.
 899 3.6. Los resultados de la variación del parámetro λ_p para esta población de edificios se muestran en la
 900 Fig. 3.8. Estos resultados indican que, para edificios de más de 10 niveles con estructuras regulares,
 901 irregulares, y muy irregulares, los valores de λ_p para las relaciones de m_I/m_T empleadas, tienden a ser
 902 constantes e iguales a 1, 1.3 y 2, respectivamente.
 903



904

905 **Figura 3.8** Factor de penalización λ_p para edificios con estructuras con diferentes tipos de
 906 irregularidad

907 Las NTCS 2017 emplean un criterio de corrección del factor Q' por irregularidad, con el cual en
 908 estructuras que no son regulares, las fuerzas sísmicas de diseño se amplifican. Aun cuando el factor de
 909 penalización que se propone en este estudio tiene fines diferentes al mencionado factor de corrección
 910 de Q' de las NTCS 2017, es de interés poner en evidencia que este factor de corrección para estructuras
 911 que no son regulares tiene una distribución escalonada con solo dos valores. El criterio propuesto lleva
 912 a valores del factor de penalización en una estructura irregular con variación continua, dependiendo
 913 del valor no solo del número de niveles del edificio, sino también de los valores de relación modal
 914 m_I/m_T . Esta observación sugiere la conveniencia de explorar en este estudio el uso del empleo del
 915 factor de penalización λ_p como factor de penalización de estructuras con irregularidad estructural.
 916

917

918 **3.5 Propuesta para la Norma Técnica Complementaria para el diseño** 919 **por Sismo 2023 para determinar aceleraciones de piso en edificios**

920 3.5.1 Determinación de a_n para estructuras regulares

921

922 Para obtener la aceleración absoluta del extremo superior del edificio, a_n , se propone emplear la ec.
923 (3.8), donde para estructuras regulares el factor de penalización λ_p es igual a 1, y η_a se calcula con la
924 ec. (3.2).

925

926 3.5.2 Determinación de a_n para estructuras irregulares o fuertemente irregulares

927

928 En los casos de estructuras clasificadas como irregulares o fuertemente irregulares según la sección
929 2.2 de las NTC Sismo 2023, se emplea la ec. (3.8), utilizando un factor de penalización λ_p dado por la
930 siguiente expresión:

$$931 \lambda_p = \min \left(2, \max \left(1.2, \left(\frac{2n + 1.2}{3.2n \frac{m_1}{m_r}} \right) \right) \right) \quad (3.10)$$

932 La ec. (3.9) se convierte en la ec. (3.10), que emplea la NTC Sismo 2023 para los casos de estructuras
933 irregulares o fuertemente irregulares. De manera conservadora la ec. (3.10) emplea el valor 1.2 en
934 lugar de 1 de la expresión original, ec. (3.9), propuesta por Restrepo et al. (2023).

935

936 **3.6 Evaluación de procedimientos para considerar la irregularidad en** 937 **estructuras según las NTC sismo 2017, propuesta NTC sismo 2023, y** 938 **propuesta de este estudio. Aplicación a la determinación de** 939 **aceleraciones de piso**

940

941 De acuerdo con las NTC Sismo 2017, en las estructuras que no son regulares, para el cómputo de
942 aceleraciones de piso en estas estructuras es necesario emplear las ecs. (3.4) a (3.6), ya comentadas.
943 La NTC Sismo 2023 especifica procedimientos para considerar la clasificación de regularidad en
944 estructuras, que en su mayor parte han cambiado respecto a los especificados en las NTC Sismo 2017,
945 pero que siguen empleando criterios como el de la evaluación de desplazamientos laterales en los
946 diafragmas para definir las condiciones de regularidad.

947 En lo que sigue se evalúan estos procedimientos de clasificación de regularidad en planta de las
948 referidas Normas, y se comparan con el procedimiento que emplea el factor de penalización λ_p
949 propuesto en este trabajo. Para ello se desarrollan dos ejemplos, el primero se refiere a un edificio
950 irregular con diafragma rígido, y el segundo es el caso de un edificio con diafragma flexible.

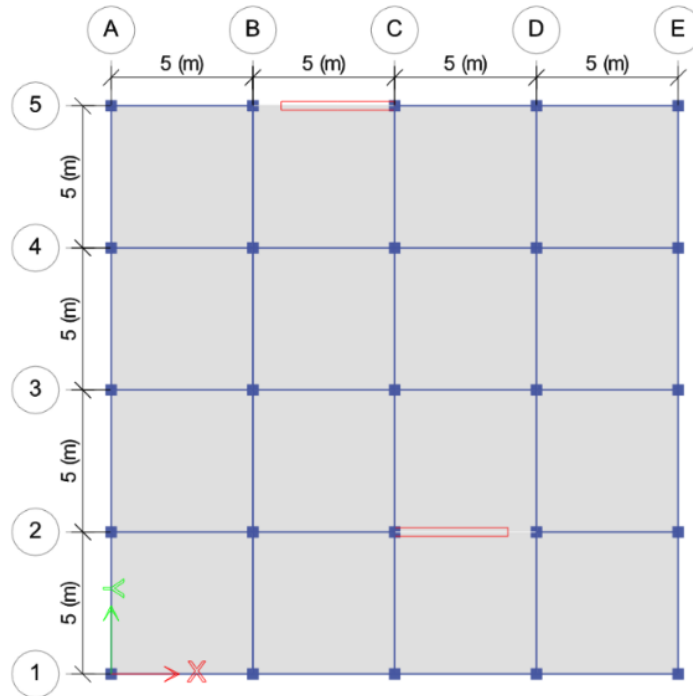
951

952 **3.6.1 Edificio irregular con diafragma rígido**

953

954 La Fig. 3.9 muestra la planta de un edificio irregular con diafragma rígido, el cual tiene un nivel. Las
 955 secciones transversales de columnas y vigas del edificio tienen dimensiones 40cm x 40cm, y 40cm x
 956 50cm, respectivamente. Los muros son de concreto estructural de espesor 30 cm. El sistema de piso
 957 consiste en una losa maciza de 15cm. La Fig. 3.9 muestra que en este caso las direcciones principales
 958 del edificio coinciden con las direcciones de los ejes coordenados X y Y.

959



960

961

Figura 3.9 Planta de un edificio con muros y marcos

962

963 Con el programa ETABS se llevó a cabo el análisis modal espectral del edificio empleando un espectro
 964 dado por SASID para una zona de Santa Fe en la Ciudad de México. Los resultados de desplazamientos
 965 laterales del edificio obtenidos con el programa se muestran en la Tabla 3.3.

966

967

Tabla 3.3 Desplazamientos laterales del edificio

<i>Nivel</i>	<i>Caso de carga</i>	<i>Dirección</i>	Δ_{max} (mm)	Δ_{prom} (mm)	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$
1	Sismo X	X	0.53	0.39	1.36
1	Sismo Y	Y	6.82	6.81	1.00

968

969 Los resultados de la Tabla 3.3 indican que el desplazamiento de un punto en la planta excede en más
 970 del 30% el promedio de los desplazamientos de los extremos de la misma, de acuerdo con la sección
 971 5 de las NTCS 2017, estos resultados llevan a clasificar a la estructura como muy irregular. De acuerdo
 972 con la sección 5.2.2 de la NTCS 2023, estos resultados llevan a clasificar a la estructura como
 973 fuertemente irregular en torsión.

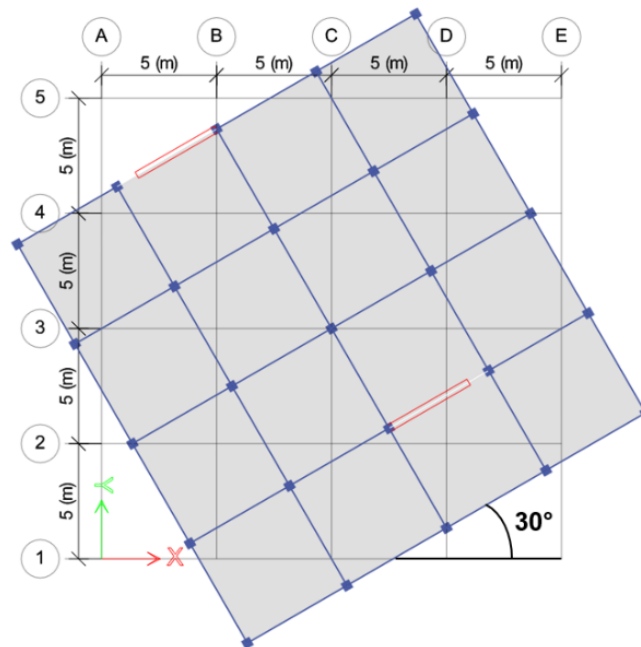
974 Las columnas 4 y 5 de la Tabla 3.4 muestra los periodos traslacionales en cada dirección. Las columnas
 975 6 a la 7 de la Tabla 3.4 muestra la relación modal m_I/m_T para el caso del primer modo traslacional en
 976 X que contribuye en X y Y, respectivamente. La columna 8 de la Tabla 4 muestra la suma de estas
 977 contribuciones en X y Y. Las columnas 9 a 11 de la Tabla 3.4 muestra resultados semejantes a los de
 978 las columnas 6 a 8, pero para el caso las contribuciones del primer modo traslacional en Y. Finalmente,
 979 la columna 12 de la Tabla 3.4 muestra los resultados del cómputo de la relación modal m_I/m_T para el
 980 edificio en estudio, y la columna 13 de la Tabla 3.4 muestra que el valor del factor de penalización
 981 calculado con la ec. (3.10) es igual a 1.67.

982 **Tabla 3.4** Características Dinámicas del edificio estudiado

Num.	Edificio	# Niveles	Periodos (s)		Primer modo translacional en X (m_I/m_T)			Primer modo translacional en Y (m_I/m_T)			m_I/m_T	λ_p
			T_x	T_y	U_x	U_y	U_x+U_y	U_x	U_y	U_x+U_y		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Ejemplo	1	0.08	0.30	0.60	0.00	0.60	0.00	1.00	1.00	0.60	1.67

984
985

986 En lo que sigue se estudia el mismo edificio del caso anterior, pero ahora el edificio se orienta 30°
 987 respecto a las direcciones de los ejes coordenados X y Y, como indica la Fig. 3.10.



988

989 **Figura 3.10** Orientación del edificio y de los ejes coordenados

990

991

992

993

994

995

996

Con el programa ETABS se llevó a cabo el análisis modal espectral del edificio con el mismo espectro dado por SASID para una zona de Santa Fe en la Ciudad de México que se empleó para el edificio del caso anterior. Los resultados de desplazamientos laterales del edificio obtenidos con el programa ETABS para el edificio de la Fig. 3.10 se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Desplazamientos laterales del edificio rotado

Nivel	Caso de carga	Dirección	Δ_{max} (mm)	Δ_{prom} (mm)	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$
1	Sismo X	X	1.79	1.75	1.02
1	Sismo Y	Y	5.12	5.12	1.00

997

998

999

1000

1001

1002

1003

1004

1005

1006

1007

1008

1009

1010

1011

1012

De acuerdo con la sección 5 de las NTCS 2017, los resultados de la Tabla 3.5 indican la estructura clasifica como regular. De acuerdo con la clasificación de irregularidades en planta de la propuesta de NTCS 2023, estos resultados llevan a clasificar a la estructura como regular en torsión. Esto indica que la estructura en estudio se clasifica como muy irregular con el empleo de un sistema de coordenadas como en el caso del ejemplo anterior, y la misma estructura, pero rotada, se convierte en estructura regular para otro sistema de coordenadas.

La Tabla 3.6 muestra características dinámicas del edificio rotado respecto a los ejes de coordenadas X y Y empleados. Como muestra esta Tabla, la relación de masas m_I/m_T es igual a 0.60. Tanto este valor, como el valor del factor de penalización λ_p que muestra la columna 13 de la Tabla 3.6, son idénticos a los calculados para el ejemplo anterior, en el cual la orientación del edificio coincidía con la dirección de los ejes coordenados. Estos resultados indican que el factor de penalización es invariante respecto a los ejes coordenados que se empleen. Esta propiedad de invarianza no la tiene los procedimientos de la NTCS 2023 para considerar si una estructura es regular.

Tabla 3.6 Características Dinámicas del edificio rotado

Num.	Edificio	# Niveles	Periodos (s)		Primer modo translacional en X (m_I/m_T)			Primer modo translacional en Y (m_I/m_T)			m_I/m_T	λ_p
			T_x	T_y	U_x	U_y	U_x+U_y	U_x	U_y	U_x+U_y		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Ejemplo	1	0.08	0.30	0.45	0.15	0.60	0.25	0.75	1.00	0.60	1.67

1013

1014

1015

1016

1017

1018

1019

1020

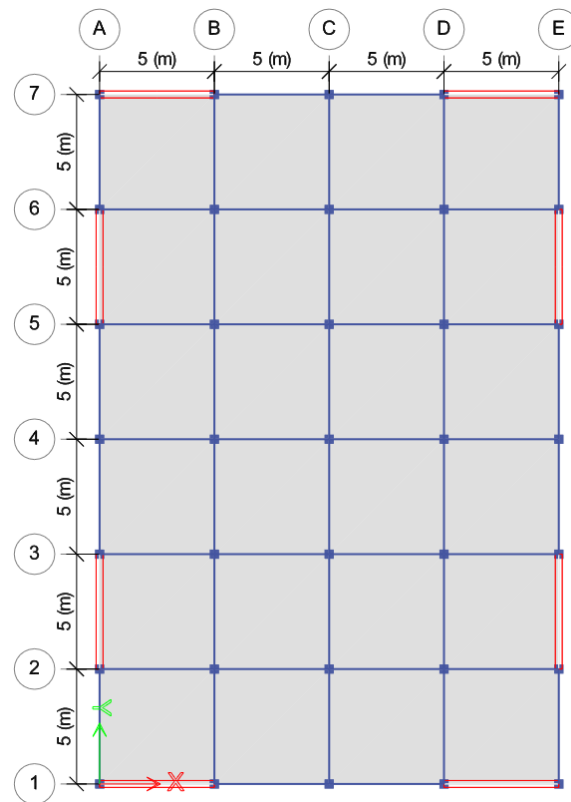
3.6.2 Edificio con diafragma flexible

De acuerdo con la sección 2.8 de la NTC por Sismo 2023 (NTC Sismo, 2023) se considera que un diafragma de piso es rígido en su plano si no existe flexibilidad excesiva del diafragma de acuerdo con la sección 5.2.4 de esta propuesta de Norma. Esta sección especifica que existe la condición de flexibilidad excesiva del diafragma cuando un punto de una planta tiene un desplazamiento lateral que

1021 excede en más del 30% el desplazamiento lateral en el mismo punto en un análisis en que la estructura
 1022 se modele suponiendo la condición de diafragma rígido. La condición de diafragma de piso flexible se
 1023 define de manera diferente en las NTCS 2017, pero también requiere la revisión de desplazamientos
 1024 laterales en el diafragma para definir la condición de diafragma flexible.

1025 Es generalmente aceptado que la condición de diafragma de piso flexible lleva a valores de fuerzas
 1026 sísmicas en el plano del diafragma bastante mayores que los valores de las fuerzas actuantes en
 1027 diafragma de piso rígido. Esto merece ser revisado, ya que la definición de flexibilidad del diafragma
 1028 de piso de las referidas Normas se basa en considerar desplazamientos laterales del diafragma, mientras
 1029 que las fuerzas sísmicas en el plano del diafragma son causadas por aceleraciones absolutas
 1030 horizontales, que no dependen de los desplazamientos laterales del diafragma. Es decir, la condición
 1031 de diafragma flexible o rígido no sería relevante en el problema de la predicción de valores de
 1032 aceleraciones sísmicas absolutas en diafragmas de piso. Para ilustrar y confirmar esta última
 1033 observación, en lo que sigue se muestra un ejemplo de cómputo de aceleraciones de piso en un edificio
 1034 con la condición de piso rígido o flexible.

1035 La Fig. 3.11 muestra las dimensiones y características de la planta del edificio de un nivel de concreto
 1036 reforzado que se estudia. Esta figura muestra que el edificio es regular, tiene muros estructurales en
 1037 ambas direcciones, de espesor igual a 30cm, así como columnas y vigas con dimensiones de secciones
 1038 transversales de 40cm x 40cm y 40cm x 50cm, respectivamente. El sistema de piso del edificio consiste
 1039 en una losa maciza de 15cm.



1040

1041 **Figura 3.11** Dimensiones y características de la planta del edificio de un nivel de concreto

1042

1043

1044

1045

1046

1047

1048

1049

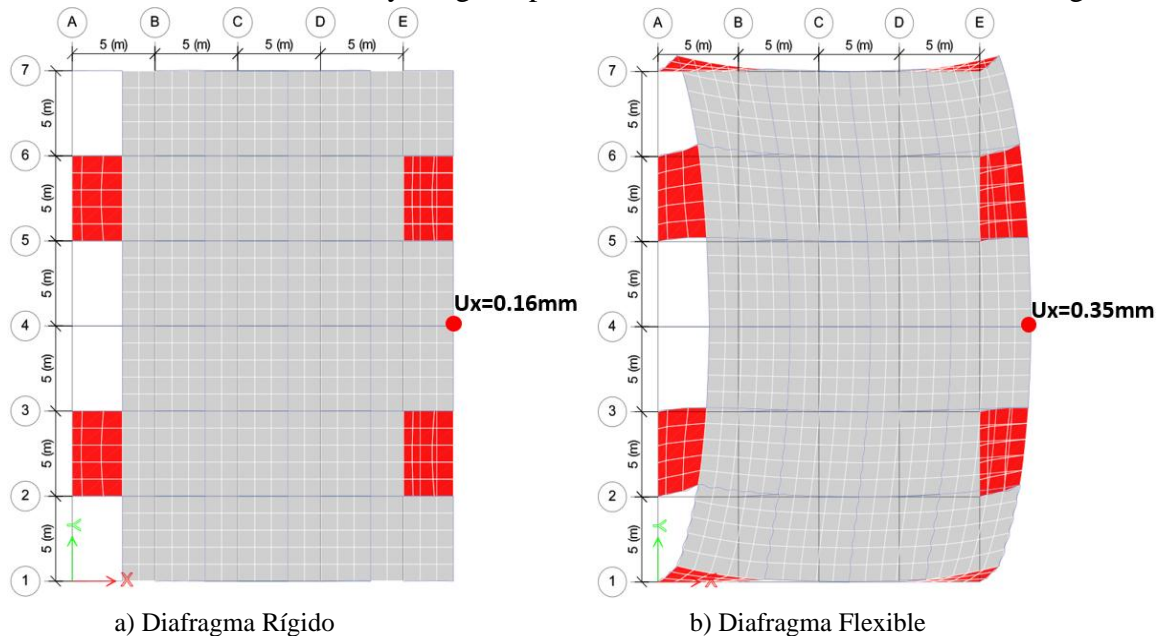
1050

1051

Con el programa ETABS se llevó a cabo el análisis modal espectral del edificio con el mismo espectro dado por SASID para una zona de Santa Fe en la Ciudad de México que se empleó para el edificio del caso anterior. Para el edificio en estudio se consideraron dos casos, uno con diafragma rígido, y otro con diafragma flexible, para este último caso el sistema de piso se modeló con elementos *Shell*.

La Figura 3.12 muestra una vista en planta de los edificios en su configuración deformada que resultan del análisis modal mencionado. El desplazamiento lateral en la dirección X del diafragma rígido es igual a 0.156 m, y el desplazamiento lateral máximo en un punto del diafragma flexible es igual a 0.345, de acuerdo con la sección 5.2.4.1 de la propuesta de NTC por Sismo 2023, este resultado lleva a clasificar a la estructura como muy irregular por tener flexibilidad excesiva en el diafragma.

1052



1053

1054

Figura 3.12 Vista en planta de la configuración deformada debido al sismo en X de los edificios con diafragma rígido o flexible

1055

1056

1057

1058

1059

1060

1061

1062

1063

1064

Las Tablas 3.7 y 3.8 muestran las propiedades dinámicas del edificio con diafragma rígido y del edificio con diafragma flexible, respectivamente. Estas propiedades permiten obtener los valores de la relación modal m_I/m_T y del factor de penalización λ_p para estos edificios. Este factor para el caso del edificio con diafragma rígido es igual a 1 por ser regular. En el caso del edificio con diafragma flexible, la columna 13 de la Tabla 3.8 muestra en paréntesis el valor del factor de penalización λ_p que se obtiene empleando la ec. (3.9). El número 1.2 en la columna 13 de la Tabla 3.8 es el valor que se obtiene empleando la ec. (3.10), que estipula la propuesta de NTC por Sismo 2023 (NTC Sismo, 2023), lo que resulta de considerar que, dado que la estructura no es regular por tener diafragma flexible, rige el límite 1.2 de la ec. (3.10).

1065
1066

Tabla 3.7 Características Dinámicas del edificio con diafragma rígido

Edificio con diafragma rígido												
Num.	Edificio	# Niveles	Periodos (s)		Primer modo translacional en X (m_i/m_r)			Primer modo translacional en Y (m_i/m_r)			m_i/m_T	λ_p
			T_x	T_y	U_x	U_y	U_x+U_y	U_x	U_y	U_x+U_y		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Ejemplo	1	0.06	0.06	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1

1067
1068

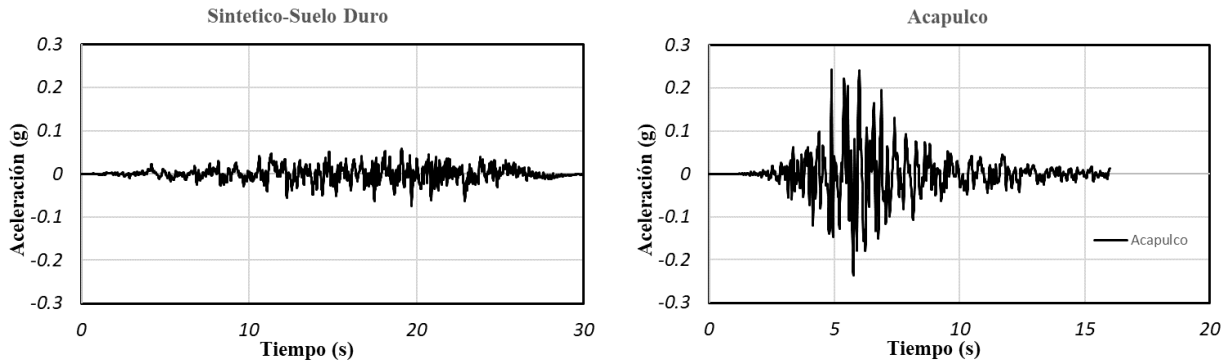
1069

Tabla 3.8 Características Dinámicas del edificio con diafragma flexible

Edificio con diafragma flexible												
Num.	Edificio	# Niveles	Periodos (s)		Primer modo translacional en X (m_i/m_r)			Primer modo translacional en Y (m_i/m_r)			m_i/m_T	λ_p
			T_x	T_y	U_x	U_y	U_x+U_y	U_x	U_y	U_x+U_y		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Ejemplo	1	0.08	0.07	0.94	0.00	0.94	0.00	0.99	0.99	0.94	1.2 (1.06)

1070
1071

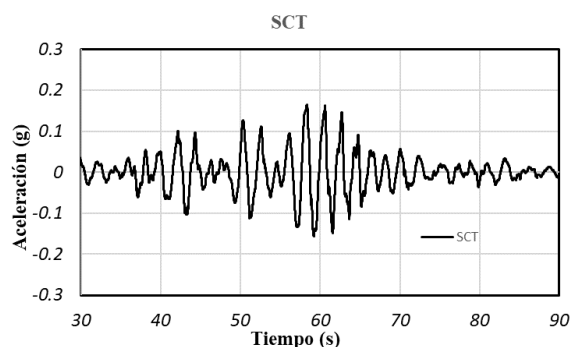
1072 Los resultados de la Tabla 3.8 indican que, en el caso del edificio con diafragma flexible, las
 1073 aceleraciones de piso serían iguales a las del edificio considerado regular, amplificadas por el factor
 1074 de penalización igual a 1.2. En lo que sigue se comparan los resultados de este procedimiento, con los
 1075 valores de las aceleraciones de piso en los edificios en estudio con diafragma rígido y con diafragma
 1076 flexible, obtenidas mediante análisis del tipo dinámico lineal. Para este estudio se emplean tres
 1077 registros de aceleraciones: 1) registro sintético dado por SASID para una zona de Santa Fe en la Ciudad
 1078 de México, 2) registro ACAZ1308.211 obtenido en Acapulco en el sismo del 8 abril 2014, las
 1079 aceleraciones se amplificaron por el factor 2.5, 3) Componente E-W del registro SCT del sismo del 19
 1080 septiembre 1985. Estos registros de aceleraciones se muestran en la Fig. 3.13.



1081
1082

a) Registro en suelo duro

b) Registro en Acapulco



c) Registro SCT

Figura 3.13 Registros de aceleraciones empleados

La Tabla 3.9 muestra resultados de los valores de aceleraciones absolutas de piso máximas obtenidas del análisis dinámico lineal empleando el programa ETABS, para los casos de los edificios con diafragma rígido y con diafragma flexible, empleando los tres registros de aceleraciones del terreno mencionados. La última línea de esta tabla muestra el valor de la relación entre la aceleración de piso calculada para el caso de diafragma flexible y la aceleración del caso diafragma rígido. Los resultados indican que la amplificación máxima de aceleraciones de piso en el edificio con diafragma flexible, respecto a las aceleraciones de piso del edificio con diafragma rígido, no excede el valor 1.2, valor que coincidentemente es igual al valor calculado para λ_p para el edificio con diafragma flexible como indica la Tabla 3.8.

Tabla 3.9 Aceleraciones absolutas máximas en edificios con diafragmas rígido y flexible (mm/s^2)

<i>Aceleraciones absolutas máximas en edificios con diafragmas rígido y flexible (mm/s^2)</i>			
<i>Acelerogramas</i>	<i>Sintético</i>	<i>Acapulco</i>	<i>SCT 1985</i>
<i>Diafragma rígido</i>	27.2	313	106.4
<i>Diafragma flexible</i>	30.2	376.9	114.5
<i>Acel. Diafragma Flexible/Acel. Diafragma rígido</i>	1.11	1.20	1.08

Estos resultados sugieren que es razonable determinar las aceleraciones de piso de estructuras con pisos clasificados como flexibles, empleando las expresiones propuestas en este trabajo para estructuras con diafragmas rígidos. Este método se emplea en la NTC por Sismo 2023, lo que es un cambio de aplicación sencilla, lo cual contrasta con los requisitos para este problema de la Norma NTC Sismo 2107. Esta Norma especificaba que, en los casos de estructuras con diafragmas flexibles, era necesario llevar a cabo análisis dinámicos elásticos bastante elaborados, que deben tomar en cuenta los grados de libertad requeridos para considerar las deformaciones de los diafragmas en su plano.

1106 4. Casos de estudio

1107 En esta investigación se estudia la respuesta sismorresistente de cuatro edificios de concreto reforzado,
1108 con muros estructurales, diseñados de acuerdo con Normativas de la Ciudad de México. Tres de estos
1109 edificios son de 10 niveles, uno con regularidad estructural, otro con irregularidad estructural en planta,
1110 y el tercero con irregularidad estructural en planta y elevación. El cuarto edificio estudiado es de 15
1111 niveles con irregularidad estructural en planta y elevación.

1112 En el análisis de los edificios se utilizó un par de registros sísmicos por estructura. priorizando la
1113 comparación del método propuesto sin evaluar la variabilidad ante múltiples excitaciones.

1114 Para representar la rigidez estructural, se emplearon inercias efectivas (I_{efec}) de los elementos
1115 estructurales, para los tres edificios de 10 niveles se adoptó lo establecido a la NTC 2023, y para el
1116 edificio de 15 niveles se adoptó lo establecido en la NTC 2017, dado que esta investigación empezó
1117 antes de que la entrada en vigencia de la NTCS 2023.

1118 El análisis se enfoca tanto en la respuesta global de la estructura como en el comportamiento de un
1119 muro estructural específico, permitiendo evaluar desplazamientos, distorsiones, aceleraciones y
1120 esfuerzos internos. Además, los resultados se presentan principalmente en la dirección Y, debido a que
1121 el registro sísmico utilizado generó mayores demandas en esa dirección, asegurando que las
1122 conclusiones reflejen las condiciones más críticas de la estructura.

1123

1124 4.1 Análisis y diseño de un edificio regular de 10 niveles

1125

1126 4.1.1 Descripción general del caso de estudio

1127

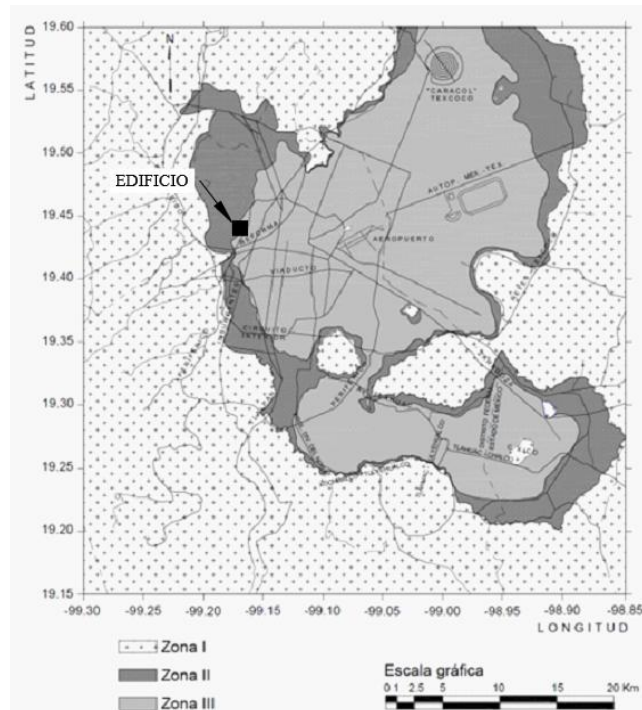
1128 Ubicación y descripción del edificio

1129

1130 Se estudia un edificio con estructura regular de concreto reforzado de 10 niveles, con sistema de muros
1131 estructurales. Se consideró un sistema de losa colado en sitio. El edificio fue diseñado con un factor

1132 de comportamiento sísmico Q igual a 2. El diseño de los elementos estructurales se llevó a cabo
 1133 siguiendo lo estipulado en la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
 1134 (NTCC 2023), y con la Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo (NTCS 2023).

1135 El edificio está ubicado en la Ciudad de México (Latitud: 19.4417448 y Longitud: -99.1726274). La
 1136 Figura 4.1.1 muestra la ubicación del edificio en el mapa de zonificación de la Ciudad de México para
 1137 fines de diseño por sismo de NTC-Cimentaciones 2023, se ubica en la zona III, zona geotécnica del
 1138 Lago. El uso de la edificación es el destinado a oficinas, con lo cual se clasifica la estructura en el
 1139 grupo B. La estructura es regular y tiene dimensiones en planta de 24 m x 36 m, es de 10 niveles con
 1140 altura típica de entrepiso de 3.5m, y tiene una altura total de 35 m.



1141
 1142 **Figura 4.1.1** Localización del edificio en la NTC-Cimentaciones 2023
 1143 (figura 2.2.2 de las NTC-Cimentaciones 2023)

1144 **Solución estructural**

1145 El sistema estructural del edificio regular está formado por muros estructurales y marcos de concreto
 1146 reforzado. La Figura 4.1.2 (a) muestra la vista en planta del edificio y la Figura 4.1.2 (b) muestra la
 1147 elevación en dirección Y.

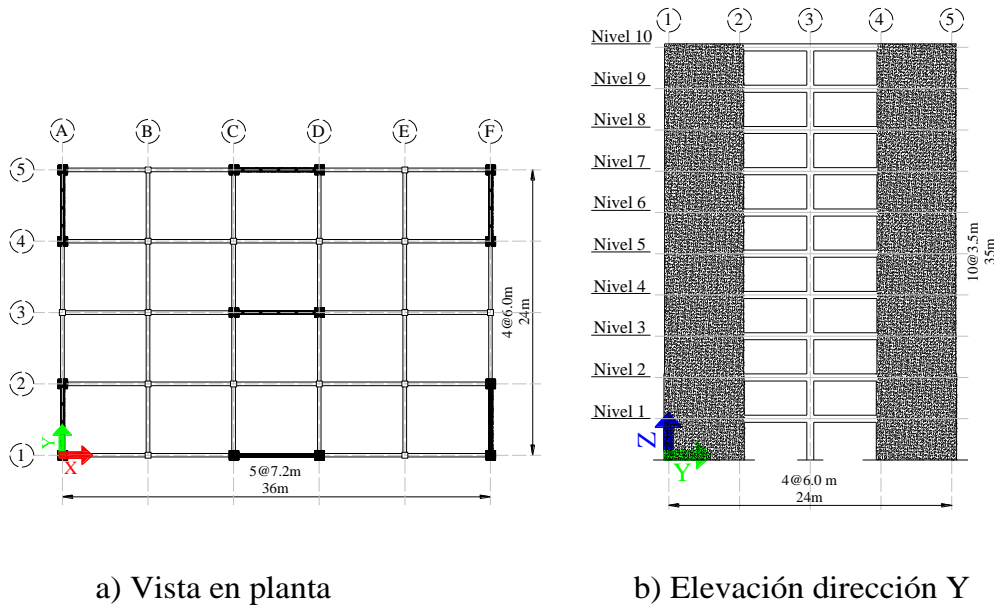


Figura 4.1.2 Vista en planta y elevación de eje A del edificio

1148

1149 **Propiedades de los materiales**

1150

1151 Las siguientes propiedades de los materiales se consideraron para el análisis modal espectral y para el
1152 diseño estructural del edificio:

1153 Resistencia a compresión especificada del concreto: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

1154 Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 14,000\sqrt{f'_c} = 261,920 \text{ kg/cm}^2$

1155 Límite de fluencia especificado del acero: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

1156 Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

1157 Peso específico del concreto reforzado: $\gamma_c = 2,400 \text{ kg/cm}^3$

1158 Peso específico del acero: $\gamma_s = 7,850 \text{ kg/cm}^3$

1159 **Cargas gravitacionales**

1160

1161 El edificio está destinado para uso de oficinas, las Tablas 4.1.1 y 4.1.2 muestran los valores de las
1162 cargas muertas y vivas aplicadas al modelo, respectivamente. El peso propio fue calculado por el
1163 programa ETABS, teniendo en cuenta las dimensiones de los elementos y el peso específico de los

1164 materiales. El sistema de piso es losa maciza de 15 cm de espesor. El edificio emplea elementos
 1165 divisorios de tablaroca. La figura 4.1.3 muestra detalles del sistema de piso usado para el modelo.

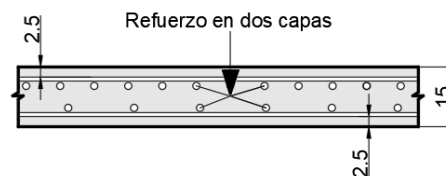
1166 Tabla 4.1.1 Cargas muertas en el modelo

<i>Concepto</i>	<i>Losa típica kg/m²</i>	<i>Concepto</i>	<i>Azotea kg/m²</i>
Sobrecarga RCDF	40	Sobrecarga RCDF	20
Acabados	45	Impermeabilizante	30
Instalaciones	20	Pendiente	50
Plafón	20	Plafón	20
Tablaroca	120	Muros azotea	40
Sistema de piso	360	Sistema de piso	360
Total	605	Total	550

1167

1168 Tabla 4.1.2 Cargas vivas en el modelo

<i>Concepto</i>	<i>Losa típica kg/m²</i>	<i>Azotea kg/m²</i>
Carga viva máxima (C _M)	250	100
Carga viva (C _{va})	180	70



1169 **Figura 4.1.3** Detalles del sistema de piso colado en sitio

1170

1171 **Peso total del edificio**

1172 La Tabla 4.1.3 muestra las cargas vivas y muertas actuantes en la losa de entrecimpo y azotea del modelo
 1173 lineal del edificio, para el análisis modal espectral. El peso total de la estructura se obtuvo del programa
 1174 ETABS, dando como resultado un peso total del edificio, $W_T = 9504 t$.

1175 **Tabla 4.1.3** Cargas vivas y muertas actuantes (sin factor de carga) en las losas

<i>Hipótesis de Carga</i>	<i>Entrecimpos</i>	<i>Azotea</i>
	<i>kg/m²</i>	<i>kg/m²</i>
Peso propio "P _P "	312	200
Carga muerta "C _M "	605	520
Carga viva máxima "C _{Vm} "	250	100
Carga viva instantánea "C _{Va} "	180	70

1176

1177 *4.1.2 Análisis modal espectral*

1178

1179 La NTCS 2023 en su sección 2.5, establece que, para el método de análisis modal espectral, los efectos
 1180 de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando, en cada
 1181 dirección en que se analice la estructura, 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa
 1182 dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él (Figura 4.1.4), con los
 1183 signos que resulten más desfavorables para el diseño de cada elemento estructural.

1184

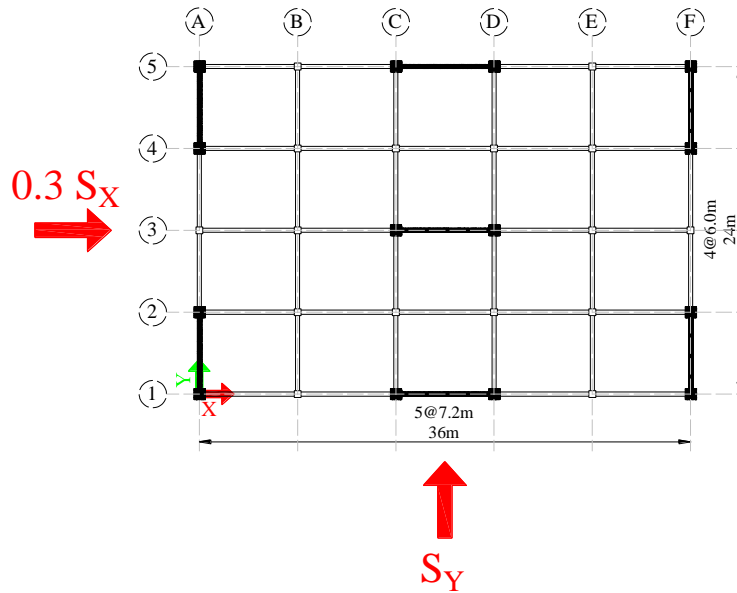


Figura 4.1.4 Dirección de componentes del sismo

1185

1186

Espectro de diseño

1187

1188

1189 De acuerdo con la ubicación de la estructura, los espectros de diseño se obtienen del Sistema de
 1190 Acciones Sísmicas de Diseño, SASID. La Tabla 4.1.4 muestra los parámetros de entrada utilizados. El
 1191 factor básico de sobrerresistencia, R_0 , empleado fue igual a 1.75 para Q igual a 2. El factor de
 1192 hiperestaticidad, k_1 , fue igual a 1.0, debido a que el edificio tiene tres o más crujeías resistentes a sismo,
 1193 de acuerdo con la sección 3.3 de las NTCS 2023.

1194

Tabla 4.1.4 Parámetros de entrada para obtener los espectros de diseño contenidos en el SASID

Clasificación de importancia	B
Factor de irregularidad	1.0
F. Comportamiento sísmico (Q)	2.0
F. de hiperestaticidad (k_1)	1.0

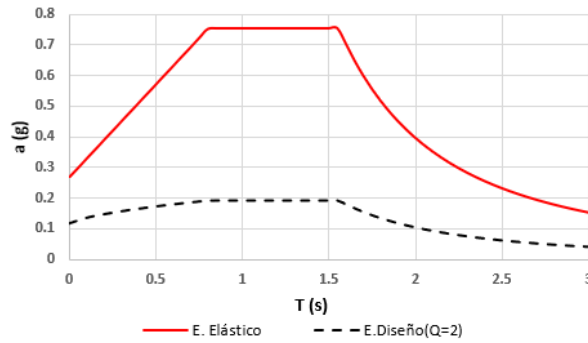
1196

1197 La Tabla 4.1.5. muestra los parámetros sísmicos del espectro elástico y la Figura 4.1.5 muestra el
 1198 espectro elástico y de diseño.

1199

Tabla 4.1.5 Valores de los parámetros sísmicos del espectro

T_s	a_0	c	T_a	T_b	k
[s]			[s]	[s]	
1.0	0.26	0.75	0.8	1.6	0.66



1200

1201

1202

1203

1204

Figura 4.1.5 Espectro elástico y de diseño (Q=2)

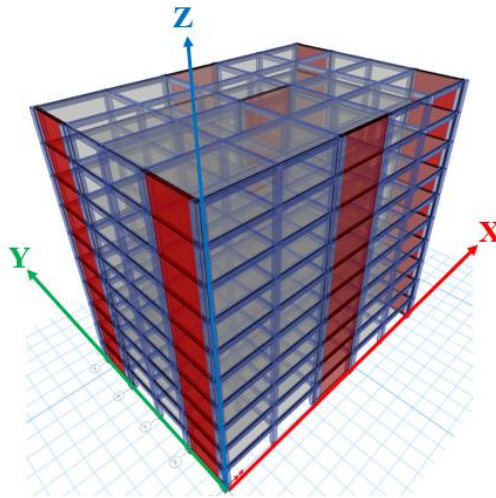
Modelo lineal del edificio

1205

1206

1207

Para el análisis modal espectral del edificio se empleó un modelo elástico-lineal del edificio con elementos tipo barra para las columnas y trabes, y elementos tipo área cascarón “shell” para las losas y muros, dicho modelo, y sus ejes globales se muestra en la Figura 4.1.6.



1208

1209

Figura 4.1.6 Modelo lineal del edificio en ETABS

1210

1211

A partir del modelo elástico-lineal del edificio se obtuvieron los siguientes resultados, Tabla 4.1.6.

1212 **Tabla 4.1.6** Datos y resultados del análisis modal espectral.

<i>Parámetros</i>	<i>Estructura</i>
Altura del edificio [m]	35
Niveles	10
Aceleración del terreno [g]	0.27
Periodo primer modo en X [s]	0.94
Seudo-aceleración en X (g)	0.75
Periodo primer modo en Y [s]	0.98
Seudo-aceleración en Y	0.75

1213 **Límite de distorsión permisible**

1214

1215 De acuerdo con la Tabla 4.3.1 de las NTCS 2023, a los sistemas formados por muros de concreto
 1216 reforzado de baja ductilidad les corresponde un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 2;
 1217 mientras que el límite de distorsiones permisible para el nivel de desempeño de seguridad de vida,
 1218 $\gamma_{m\acute{a}x}$, es de 0.010. De acuerdo a la Norma, este último valor podrá incrementar en 0.005 cuando la
 1219 relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de todos los muros sea igual o
 1220 mayor a 4. A continuación, se muestra que se cumple esta condición para el muro más desfavorable.

1221
$$\frac{\textit{Altura total}}{\textit{Longitud de muro}} = \frac{35 \textit{ m}}{7 \textit{ m}} = 5 > 4 \quad \textit{Cumple}$$

1222 Considerando el incremento de distorsión límite de distorsiones considerando la relación de aspecto,
 1223 este límite es igual a 0.015, que en porcentaje es 1.5%.

1224

1225 **Dimensiones de elementos estructurales**

1226

1227 Para cumplir con las distorsiones límites de las NTCS 2023, la estructura necesitó tres muros en la
 1228 dirección X y cuatro muros en la dirección Y, estos muros tienen 30cm de espesor con elementos de
 1229 borde de 80cmX80cm en los primeros 2 niveles y en los siguientes se reducen a 70cmX70cm. Otros
 1230 elementos como traveses y columnas tienen dimensiones de 30cmX50cm y 50cmX50cm,
 1231 respectivamente.

1232

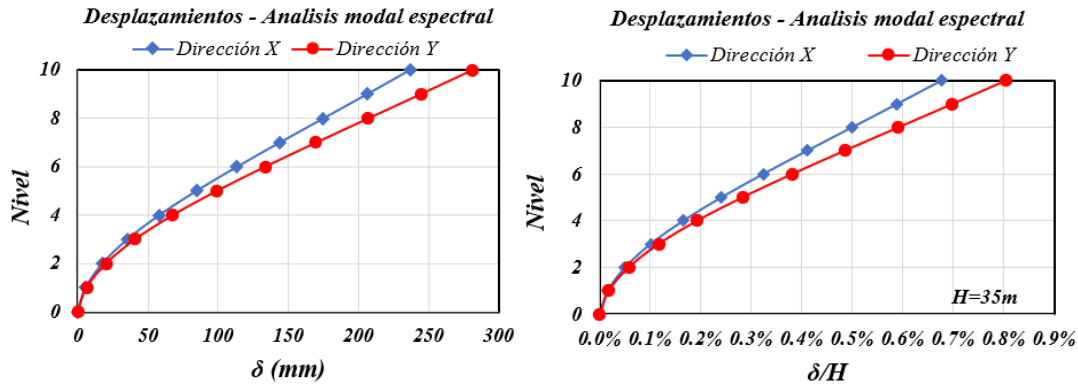
1233 **4.1.3 Resultados del análisis modal espectral**

1234

1235 **Desplazamientos laterales por nivel de la estructura resultantes del análisis modal espectral**

1236

1237 La Figura 4.1.7 (a) muestra los desplazamientos del edificio por nivel, respecto a la base, en las
 1238 direcciones X y Y de la estructura, obtenidos del análisis modal espectral. El desplazamiento en la
 1239 azotea es: $\delta_{lineal} = 281 \text{ mm}$. La Figura 4.1.7 (b) muestra los desplazamientos divididos entre la altura
 1240 total del edificio.



1241

a) Desplazamientos (mm)

b) Desplazamientos divididos por H

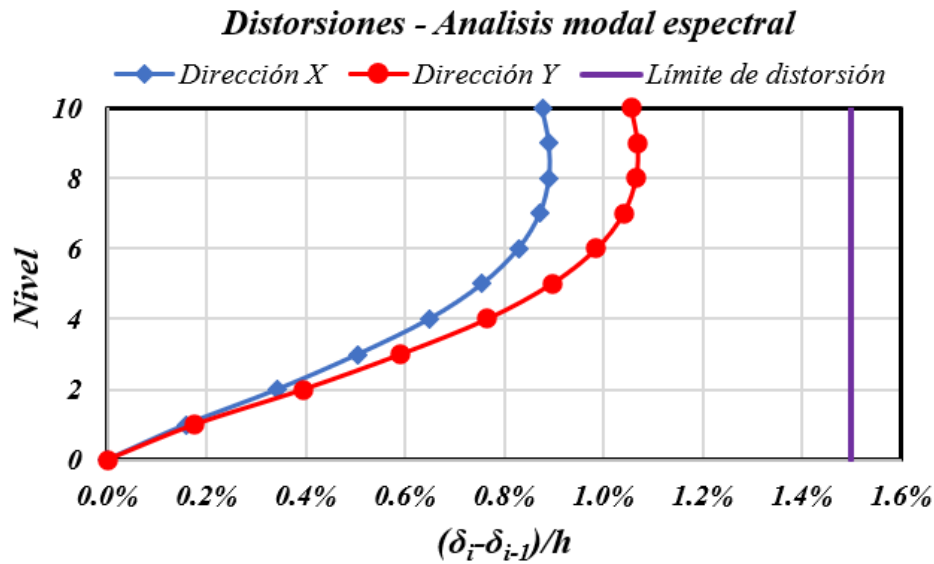
Figura 4.1.7 Desplazamientos laterales por nivel de la estructura obtenidos del análisis modal espectral

1242 **Distorsiones de entrepiso de la estructura**

1243

1244 La Figura 4.1.8 muestra las distorsiones de entrepiso en las direcciones X y Y de la estructura, que se
 1245 obtienen del análisis modal espectral. La distorsión máxima de entrepiso es igual a 1.07%, la cual está
 1246 por debajo del límite de distorsión permisible considerada, igual a 1.5%.

1247



1248

1249 **Figura 4.1.8** Distorsiones de entrecorreo de la estructura obtenidos del análisis modal espectral

1250

1251 **Cortante basal y momento de volteo de diseño de la estructura**

1252

1253 La Tabla 4.1.7 muestra valores de las reacciones en la base de la estructura que resultan del análisis
 1254 modal espectral para la combinación de carga que indica la Tabla. Se define como cortante basal de
 1255 diseño en la estructura, V_{bu} , al cortante basal en dirección Y, V_{by} , multiplicado por el factor de carga
 1256 $F_c = 1.1$, de acuerdo a la sección 3.4 de las NTC sobre Criterios y Acciones 2023 (NTCCA 2023). De
 1257 igual forma, el momento de volteo de diseño en la base de la estructura, M_{bu} , es igual al momento M_{bx}
 1258 multiplicado por este mismo factor de carga.

1259

Tabla 4.1.7 Reacciones en la base de la estructura obtenidas del programa ETABS

Combinación de carga	V_{bx} (t)	V_{by} (t)	F_{bz} (t)	M_{bx} (t·m)	M_{by} (t·m)	M_{bz} (t·m)
0.3S _x +S _y	372	1233	0	30818	9283	32007

1260

1261 Cortante basal y momento de volteo de diseño en la estructura:

1262 $V_{bu} = 1233 \cdot 1.1 = 1356 \text{ t}$

1263 $M_{bu} = 30818 \cdot 1.1 = 33900 \text{ t} \cdot \text{m}$

1264

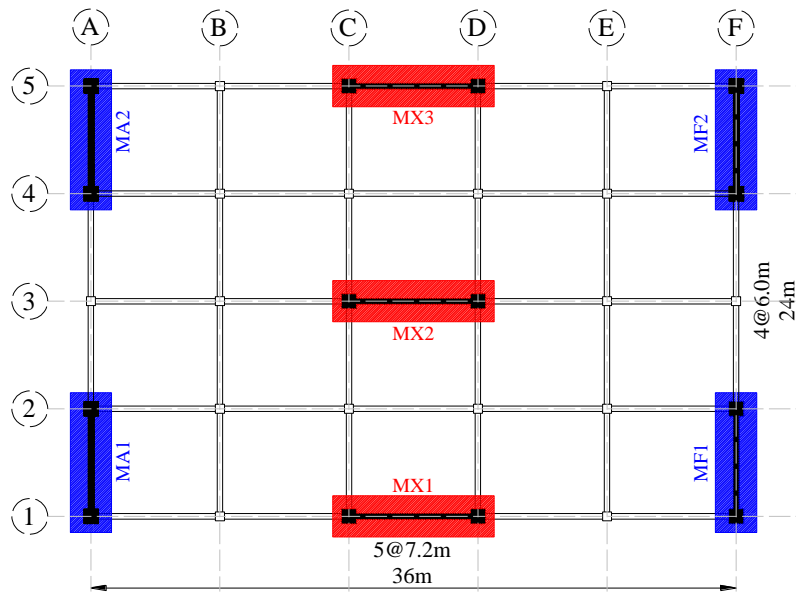
1265 **4.1.4 Diseño de elementos estructurales**

1266

1267 **Muros estructurales de planta baja**

1268

1269 La Figura 4.1.9 muestra la nomenclatura de los muros estructurales del edificio, así como su ubicación
 1270 en planta. El muro que se encuentra sobre el eje A y entre los ejes 1-2, se denomina A1. El muro que
 1271 se encuentra sobre el eje A y entre los ejes 4-5, se denomina A2. El muro ubicado sobre el eje F y entre
 1272 los ejes 1-2, se denomina F1 y el muro ubicado sobre el eje F y entre los ejes 4-5, denomina F2. De
 1273 igual forma, los muros ubicados sobre los ejes 1, 3 y 5, se denominan como 1, 3 y 5 respectivamente.
 1274 Para comentar el análisis efectuado se seleccionó el muro A1.



1275

Figura 4.1.9 Ubicación en planta de muros estructurales

1276

1277

Fuerzas actuantes en el muro A1

1278

1279 Las fuerzas sin factor de carga que actúan en el muro A1 de planta baja, que resultan del análisis modal
 1280 espectral, se muestran en la Tabla 4.1.8.
 1281

Tabla 4.1.8 Fuerzas actuantes en muro A1 obtenidos del análisis modal espectral

Nivel	Combinación de carga	Max/Min	P_m (t)	V_{my} (t)	V_{mx} (t)	M_{mx} (t-m)	M_{my} (t-m)
Nivel 1	$C_M+C_{Va}+0.3S_x+S_y$	Max	-474	358	9	18	7537
Nivel 1	$C_M+C_{Va}+0.3S_x+S_y$	Min	-623	-358	4	-4	-7485

1282

1283 Se considera el momento máximo que actúa en el muro A1 y su respectiva carga axial, para la fuerza
 1284

1285 cortante se toma la máxima. Para determinar las fuerzas últimas de diseño se utiliza un factor de
 1286 carga, $F_C = 1.1$, de acuerdo a la sección 3.4 de la NTCCA 2023.

1287

1288 **Diseño estructural del muro A1**

1289 **Fuerzas de diseño para el muro A1:**

1290 $P_{mu} = 474 * 1.1 = 521 t$

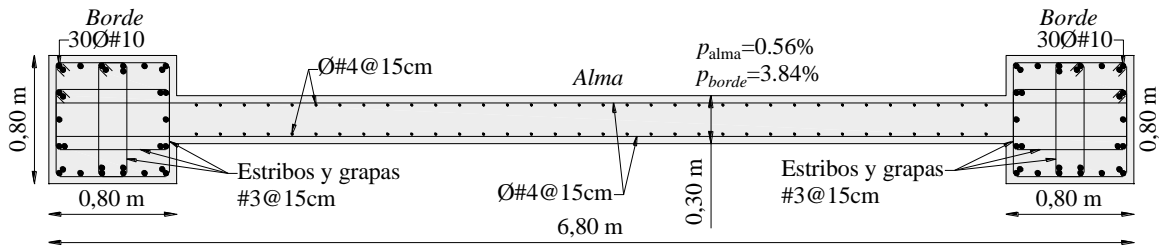
1291 $V_{mu} = 358 * 1.1 = 394 t$

1292 $M_{mu} = 7537 * 1.1 = 8291 t \cdot m$

1293 Como muestra la Tabla 4.1.8, las fuerzas actuantes en el muro en la dirección X son mucho menores
 1294 que las que actúan en la dirección Y , por lo que solo se toma en cuenta la respuesta unidireccional.

1295 El diseño estructural de los muros de concreto reforzado se realizó utilizando el Software S-Concrete
 1296 (2022), la Figura 4.1.10 muestra el detallado estructural del muro. Se emplearon los resultados del
 1297 analisis modal espectral para el diseño del muro.

1298



1299

1300 **Figura 4.1.10** Detallado estructural del muro A1

1301

1302 **Momento resistente del muro A1**

1303 Utilizando el programa de Matlab “Muros V3” (2017), se obtuvo la gráfica de Momento – curvatura
 1304 del muro. El valor de momento correspondiente a la deformación del concreto de 0.003 es el momento
 1305 nominal, M_n .

1306
$$M_n = 9853 t \cdot m$$

1307 De la tabla 3.8.2.1 de la NTCC 2023, se utilizó un factor de resistencia a momento, $F_R = 0.9$, para
 1308 obtener el momento resistente del muro.

1309
$$M_R = F_R * M_n$$

1310
$$M_R = 0.9 * 9853 t \cdot m = 8868 t \cdot m$$

1311 Relación de demanda-capacidad que se muestra se considera aceptable:

1312

$$\frac{M_{mu}}{M_R} = \frac{8291 t \cdot m}{8868 t \cdot m} = 0.93$$

1313

1314 Momento probable del muro A1

1315

1316 A continuación, se muestra el procedimiento para el cálculo del momento probable del muro, M_{pr} , de
 1317 acuerdo al método propuesto por Rodríguez, Restrepo e Iñiguez (2018), que considera la resistencia
 1318 esperada del acero de refuerzo, pero no la de la resistencia a compresión del concreto.

1319 Propiedades de los materiales

$$f'_c = 350 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia específica del concreto a compresión

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia a fluencia del acero de refuerzo

Columnas de borde

$$b = 0.8 m$$

Ancho y altura de la sección de borde

Dimensiones del muro

$$L = 6 m$$

Longitud a ejes

$$L_m = L + b = 6.8 m$$

Longitud total del muro

$$L_{alma} = L_m - 2 \cdot b = 5.2 m$$

Longitud del alma

$$e_m = 0.3 m$$

Espesor del alma del muro

$$A_g = (L_m - 2b) \cdot e + 2 \cdot b^2 = 2.84 m^2$$

Área bruta de la sección transversal

Acero de refuerzo vertical en el alma del muro

$$d_{b,v} = 1.27 mm$$

Resistencia a fluencia del acero de refuerzo

$$A_{b,v} = \frac{\pi \cdot d_{b,v}^2}{4} = 1.27 cm^2$$

Área de la barra vertical del alma

$$s_{b,v} = 15 cm$$

Separación entre barras verticales del alma

$$A_{s,v} = \frac{2 \cdot A_{b,v}}{s_{b,v}} \cdot (l_w - 2 \cdot b) = 87.8 cm^2$$

Área de acero total vertical del alma

Acero de refuerzo en el alma del muro

$$d_{b,borde} = 3.18 \text{ cm}$$

$$A_{b,borde} = \frac{\pi \cdot d_{b,borde}^2}{4} = 7.9 \text{ cm}^2$$

$$n_b = 30$$

$$A_{s,borde} = 2 \cdot n_b \cdot A_{b,borde} = 475 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{s,v} + A_{s,borde} = 562.9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{P_{mu}}{f'_c \cdot A_g} = 0.05$$

$$\frac{x_c}{L_m} = \left(0.1 \cdot \frac{P_{mu}}{f'_c \cdot A_g} + 0.01 \right) = 0.015$$

Diámetro de barra de refuerzo

Área de barra de refuerzo

Numero de barras en columnas de borde

Área total de acero de refuerzo en ambas columnas

Área total de acero de refuerzo longitudinal en el muro

Relación de carga axial

Relación entre la distancia del borde del muro a la resultante de las fuerzas de compresión en el concreto y la longitud del muro

Momento probable del muro A1

$$M_{pr} = 1.25 \cdot A_{st} \cdot f_y \cdot L_m \cdot \left(0.43 + \frac{1}{11} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{L_m} \right) \right) + P_u \cdot L_m \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{L_m} \right) = 11244 \text{ t} \cdot \text{m}$$

1320 Como es de esperar, el momento probable, M_{pr} , es mayor que el momento de diseño, $M_{mu} = 8291 \text{ t} \cdot$
1321 m , que actúa en el muro A1, obtenido del análisis modal espectral.

$$1322 \quad M_{pr} > M_{mu}$$

1323

1324 **Fuerza cortante resistente en el muro A1**

1325

1326 Se muestra el procedimiento para calcular la fuerza cortante nominal en el plano del muro, de acuerdo
1327 con la sección 11.5.4 del código ACI-318-19. Se considera que el alma del muro es la que resiste
1328 mayormente la fuerza cortante.

1329

$$f_{yt} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Resistencia a fluencia del acero transversal

$$h_w = 35 m$$

Altura total del muro

$$\lambda = 1$$

Factor para concreto de peso liviano

Acero de refuerzo transversal en el alma del muro

$$d_{b,h} = 1.27 cm$$

Diámetro de barra horizontal en el alma

$$A_{b,h} = \frac{\pi \cdot d_{b,h}^2}{4} = 1.27 cm^2$$

Área de barra de acero horizontal en el alma

$$s_{b,h} = 20 cm$$

Separación del acero en el alma

$$A_{s,h} = \frac{2 \cdot A_{b,h}}{s_{b,h}} \cdot (L_m) = 86.14 cm^2$$

Área total de refuerzo horizontal en el alma

$$\rho_t = \frac{A_{s,h}}{L_m \cdot e_m} = 0.0042$$

Cuantía de refuerzo horizontal en el alma

$$A_{cv} = L_m \cdot e_m = 2.04 m^2$$

Área de la sección

$$\alpha_c = 0.5$$

Coefficiente de distribución de resistencia (0.5 para unidades de kg/cm²)

Fuerza cortante nominal en el plano del muro

$$V_n = (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_{yt}) \cdot A_{cv} = 552.6 t$$

De la tabla 3.8.2.1 de la NTC Concreto 2023, se utilizó un factor de resistencia a cortante, $F_R = 0.75$, para calcular el cortante resistente

$$V_R = F_R \cdot V_n$$

$$V_R = 0.75 \cdot 552.6 = 414 t$$

Cortante resistente de la sección

1330 El cortante resistente, V_R , es mayor al cortante de diseño, $V_{mu} = 394 t$, que actúa en el muro A1, como
1331 resultado del análisis modal espectral.

1332
$$V_R > V_{mu}$$

1333 La relación demanda-capacidad de cortante en la base del muro es:

1334

1335
$$\frac{V_{mu}}{V_R} = \frac{394 t}{414 t} = 0.95$$

1336
 1337 El valor de esta relación se considera aceptable.
 1338 El diseño de todos los muros se hizo en el programa de S-Concrete, el cual considera el diagrama de
 1339 interacción del muro y todas las combinaciones de carga, tanto para la flexo- compresión como para
 1340 el cortante, además se tuvo en cuenta las disposiciones de refuerzo de acuerdo con la NTC Concreto
 1341 2023. Los procedimientos descritos anteriormente se hicieron como verificación manual de los
 1342 resultados del diseño.
 1343 En la tabla 4.1.9, se muestra el acero de refuerzo de todos los muros de la estructura.

1344

1345

Tabla 4.1.9 Refuerzo de los muros de la estructura

<i>Elemen tos</i>	<i>Niveles</i>	<i>Dimensiones</i>		<i>Acero en el alma</i>		<i>Acero en el borde</i>		
		<i>Espesor de alma (cm)</i>	<i>Elemento de Borde (cm)</i>	<i>Horizontal</i>	<i>Vertical</i>	<i>Ramas en X</i>	<i>Ramas en Y</i>	<i>Vertical</i>
<i>MX1- MX2- MX3</i>	PB-N2	30	80x80	2Ø#4c/15cm $\rho_h=0.56\%$	2Ø#4c/20cm $\rho_v=0.42\%$	4Ø#3c/ 15cm	4Ø#3c/ 15cm	30Ø#10 $\rho_l=3.84\%$
	N2-N6	30	70x70	2Ø#4c/15cm $\rho_h=0.56\%$	2Ø#4c/20cm $\rho_v=0.42\%$	4Ø#3c/ 15cm	4Ø#3c/ 15cm	30Ø#8 $\rho_l=3.10\%$
	N6-N10	30	70x70	2Ø#4c/25cm $\rho_h=0.34\%$	2Ø#4c/25cm $\rho_v=0.34\%$	4Ø#3c/ 15cm	4Ø#3c/ 15cm	12Ø#8 $\rho_l=1.24\%$
<i>MA1- MA2- MF1- MF2</i>	PB-N2	30	80x80	2Ø#4c/20cm $\rho_h=0.42\%$	2Ø#4c/15cm $\rho_v=0.56\%$	4Ø#3c/ 15cm	4Ø#3c/ 15cm	30Ø#10 $\rho_l=3.84\%$
	N2-N6	30	70x70	2Ø#4c/15cm $\rho_h=0.56\%$	2Ø#4c/15cm $\rho_v=0.56\%$	4Ø#3c/ 15cm	4Ø#3c/ 15cm	30Ø#8 $\rho_l=3.10\%$
	N6-N10	30	70x70	2Ø#4c/25cm $\rho_h=0.34\%$	2Ø#4c/25cm $\rho_v=0.34\%$	4Ø#3c/ 15cm	4Ø#3c/ 15cm	12Ø#8 $\rho_l=1.24\%$

1346

1347 **Diseño estructural de columnas**

1348 En el caso de las columnas, el armado propuesto se definió en dos tipos: C-1, para las columnas N1-
 1349 N2, ubicadas en la zona central del edificio, y C-2, para el resto de la estructura.

1350 La revisión por resistencia se realizó utilizando el software S-Concrete, considerando las disposiciones
 1351 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para
 1352 el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2023, específicamente lo indicado en la sección
 1353 6.4.

1354 La Figura 4.1.11 muestra el detallado estructural de los dos tipos de columnas, usadas en el modelo.

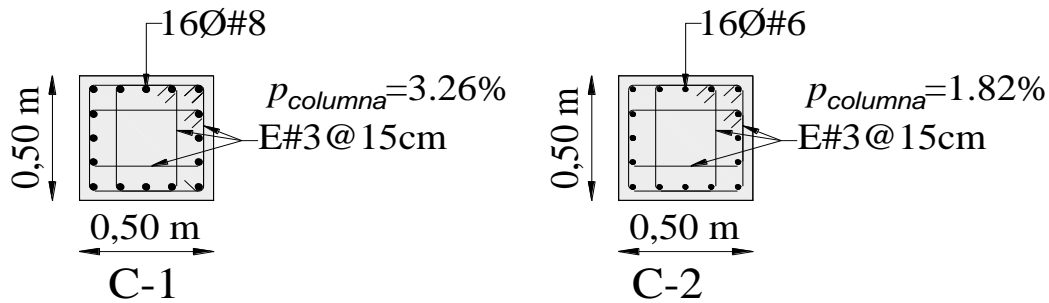


Figura 4.1.11 Detallado estructural de columnas

1357

1358 Diseño estructural de vigas

1359 En el caso de las vigas, se modificó el detallado con respecto a la altura de la siguiente manera:

- 1360 • **Tipo V-1:** N1-N2
- 1361 • **Tipo V-2:** N3-N6 y N7-N10 (Ejes A, B, C, D, F y Ejes 1, 5)
- 1362 • **Tipo V-3:** N7-N10 (Ejes 2 y 4)

1363 La revisión por resistencia se realizó conforme a las disposiciones del Reglamento de Construcciones
 1364 del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de
 1365 Estructuras de Concreto 2023, específicamente lo indicado en la sección 6.3.

1366 En la figura 4.1.12 se presentan los detallados correspondientes a los extremos de las vigas en estos
 1367 niveles.

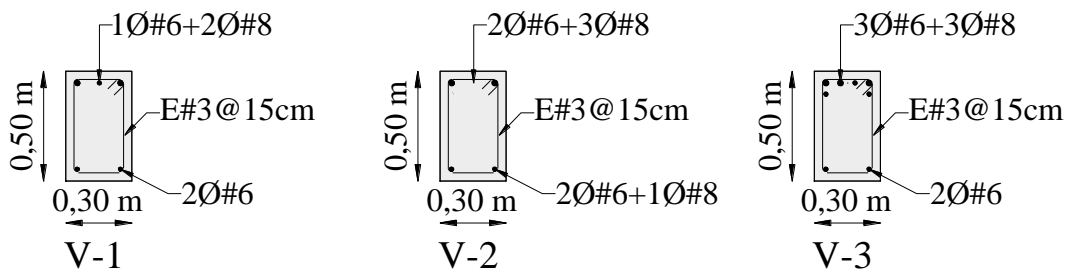


Figura 4.1.12 Detallado estructural de vigas

1369

1370

1371 4.1.5 Análisis dinámico no lineal

1372 Para realizar el análisis dinámico no lineal (ADNL) se consideró un modelo idealizado del
 1373 comportamiento no lineal, empleando el programa ETABS (Computers and Structures Inc.). El

1374 procedimiento utilizado es el de plasticidad distribuida en los muros y plasticidad concentrada en los
 1375 elementos tipo barra, mediante el cual se utilizan diagramas esfuerzo-deformación del concreto
 1376 confinado y no confinado, así como del acero de refuerzo; asignándole las propiedades de fibras a los
 1377 elementos estructurales. Para el análisis dinámico no lineal, se utilizó amortiguamiento de Rayleigh
 1378 con un valor del 2.5% de amortiguamiento crítico para los dos primeros modos de vibrar de la
 1379 estructura, con esto se representa la disipación de energía en la estructura ante excitaciones sísmicas.

1380

1381

Registro sísmico de aceleraciones

1382

1383

1384

1385

1386

1387

1388

1389

Par realizar el análisis dinámico no lineal del edificio, no se empleó el criterio de la Norma de que los registros de aceleraciones para el análisis tengan ordenadas que cubran los espectros elásticos de peligro uniforme. El criterio empleado para esta investigación fue emplear el registro de aceleraciones de la estación de Miramontes, obtenido en el sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México (CDMX), el cual se nombra como la clave de la estación donde fue medido, MI15. Dado el valor del periodo del sitio es mayor que 1 s, la NTCS 2023 especifica el empleo de al menos doce parejas de movimiento representativo. Por simplicidad, esta investigación se emplea solo una pareja, correspondiente al registro mencionado.

1390

1391

1392

1393

1394

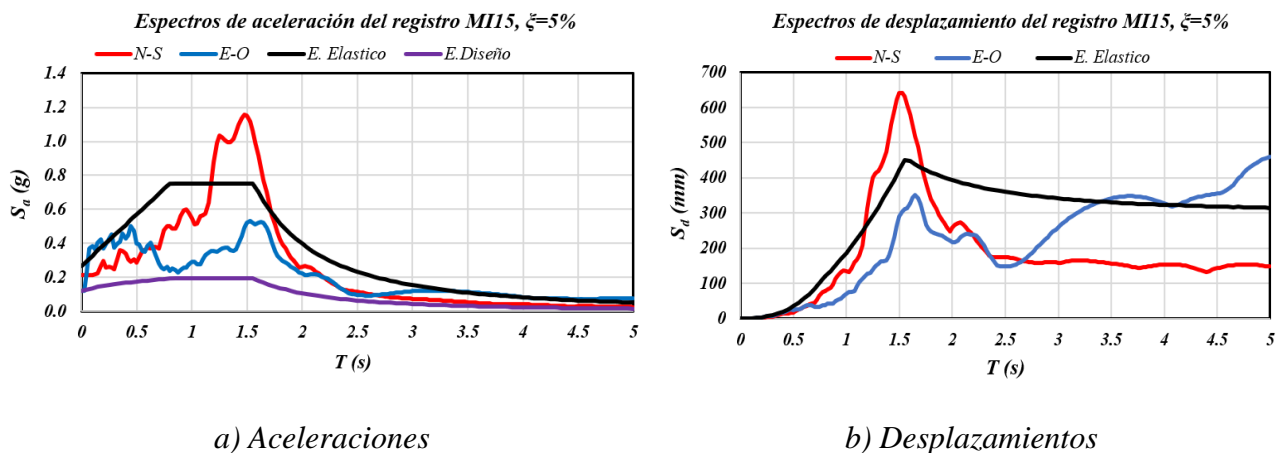
1395

1396

1397

1398

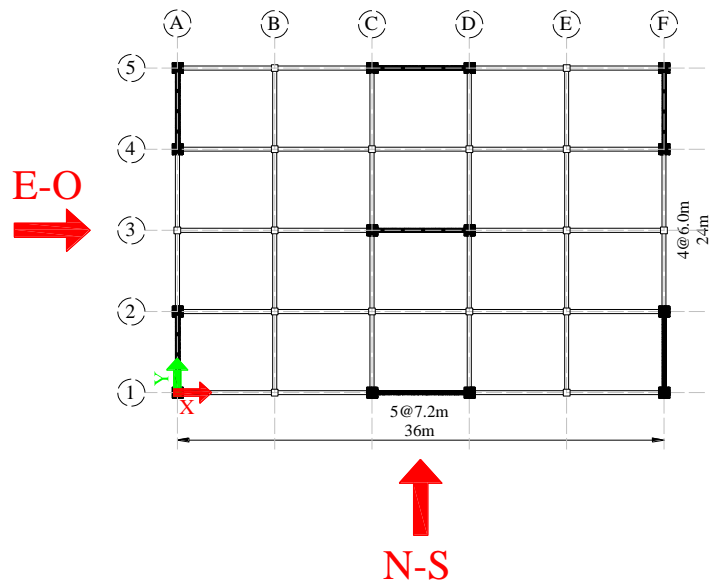
La Figura 4.1.13 (a) muestra el espectro de respuesta de aceleración para las dos componentes del registro sísmico MI15 para una fracción de amortiguamiento crítico de 5%, y el espectro elástico utilizado para el análisis modal espectral (E. Elástico) especificado por la NTC Sismo 2023. Se observa que las demandas de la componente Norte-Sur (N-S) es mayor que las de la componente Este-Oeste (E-O). Para el análisis dinámico no lineal, se consideró la componente N-S en la dirección Y de la estructura, y la componente E-O en la dirección X, como muestra la Figura 4.1.14. La Figura 4.1.13 (b) muestra el espectro de respuesta de desplazamiento del registro sísmico MI15, y del espectro elástico de la NTC Sismo 2023. Tanto para este espectro, como para el de aceleraciones, en algunos intervalos de periodos, las ordenadas de este periodo superan a las especificadas por la Norma.



1399

Figura 4.1.13 Espectros de aceleración y desplazamientos del registro MI15

1400



1401

1402 **Figura 4.1.14** Dirección de componentes del sismo para el ADNL

1403

1404 **Materiales**

1405 La Figura 4.1.15 muestra las curvas esfuerzo-deformación que fueron asignadas en el programa
 1406 ETABS. Esta Figura tiene las siguientes partes.

1407 (a) Concreto no confinado

1408 (b) Concreto confinado para los bordes de los muros en dirección *X* y *Y* del nivel 1 al 2

1409 (c) Concreto confinado para los bordes de los muros en dirección *X* y *Y* del nivel 3 al 6

1410 (d) Concreto confinado para los bordes de los muros en dirección *X* y *Y* del nivel 7 al 10

1411 (e) Concreto confinado para las columnas

1412 (f) Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo

1413 La curva esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado se definió utilizando la propuesta
 1414 de Mander (1988), y la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo mediante el modelo de Park
 1415 incluido en el ETABS.

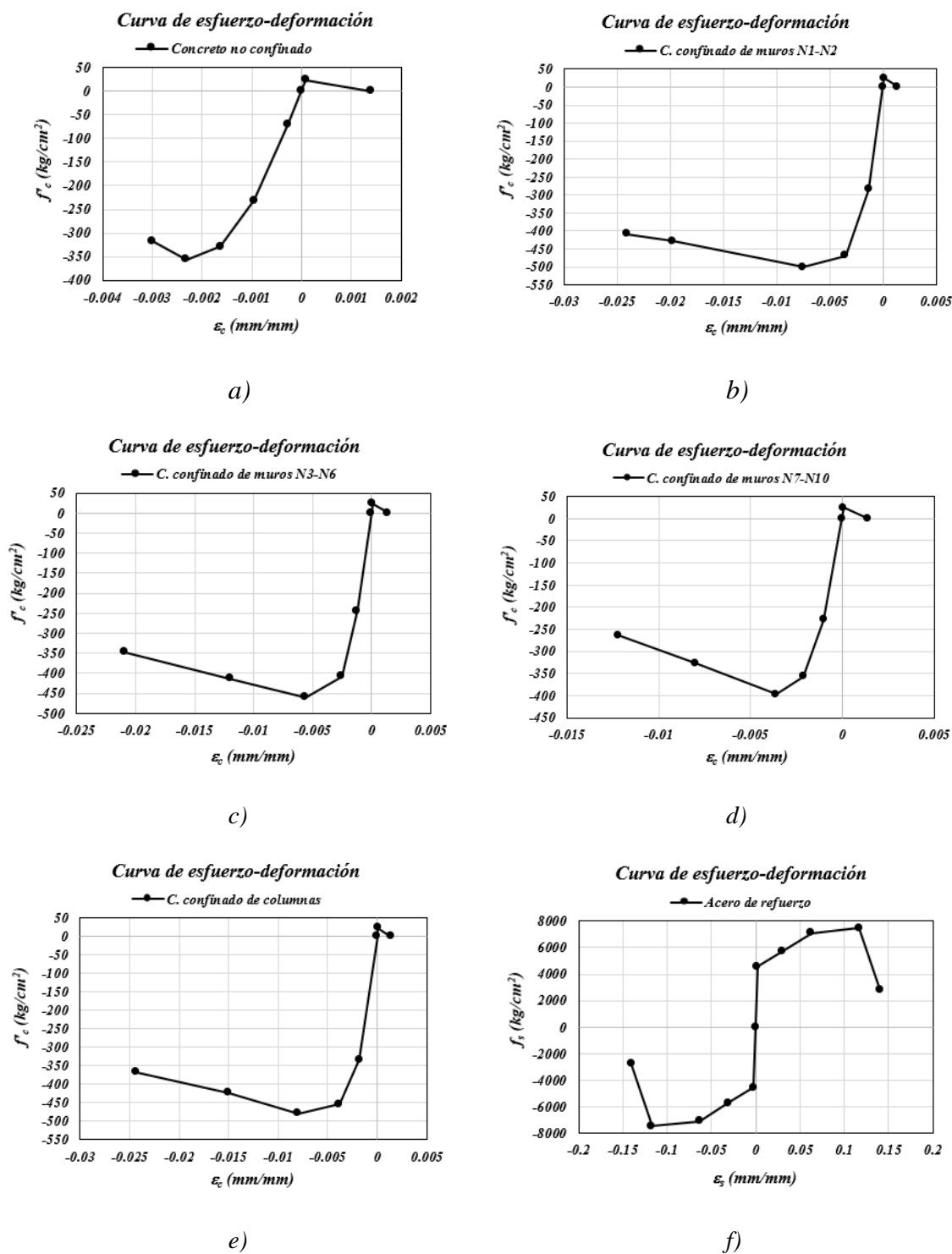


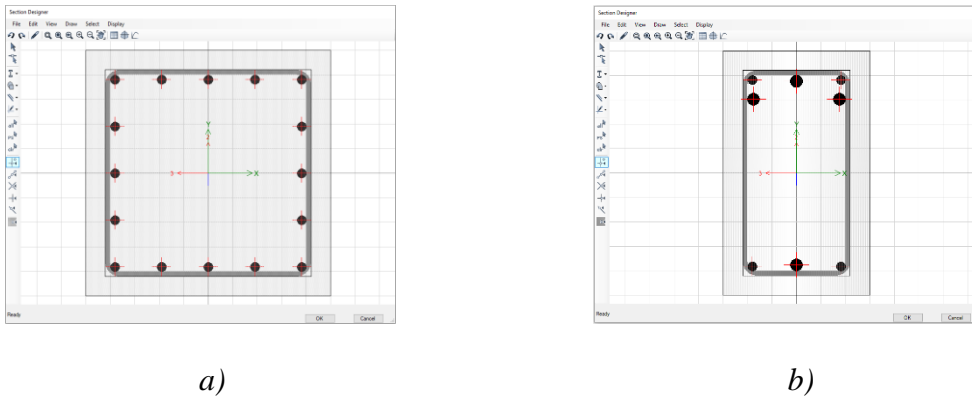
Figura 4.1.15 Curvas de esfuerzo-deformación del concreto y el acero

1416

1417

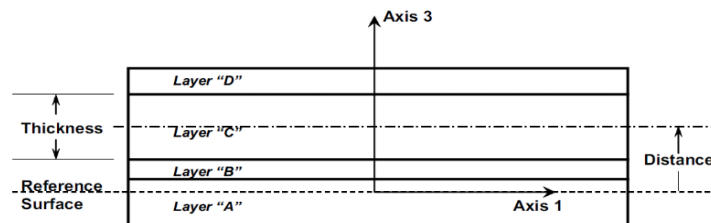
1418 **Modelo no lineal**

1419 Las vigas y columnas se modelaron utilizando la sección “Section Designer” del programa ETABS
 1420 (Figura 4.1.16). Para las vigas y columnas se emplearon fibras con plasticidad concentrada.



1421 **Figura 4.1.16** Columna y vigas modelada con el “Section Designer” en ETABS

1422 Los muros estructurales se modelaron definiendo las propiedades de la sección en “Layers” en ETABS
 1423 (Figura 4.1.17), esto consiste en franjas compuestas por fibras de acero y de concreto, a las cuales se
 1424 le asignan las propiedades no lineales de los materiales definidos.

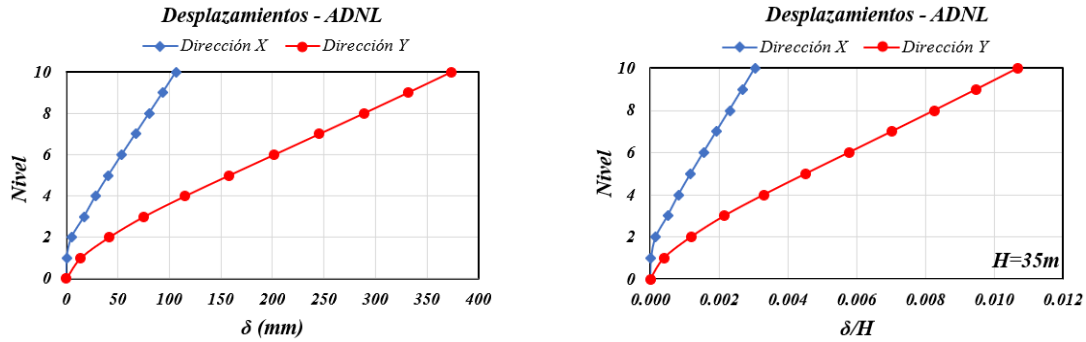


1425
 1426 **Figura 4.1.17** Propiedades de sección de muro en “Layers”. (Manual de ETABS)

1427
 1428 **4.1.6 Resultados del análisis dinámico no lineal**

1429
 1430 **Desplazamientos por nivel de la estructura**

1431
 1432 La figura 4.1.18 (a) muestra las envolventes de desplazamientos laterales respecto a la base por nivel
 1433 en las direcciones X y Y de la estructura, que se obtienen del análisis dinámico no lineal. La Figura
 1434 4.1.18 (b) muestra los desplazamientos divididos entre la altura total del edificio. Se tiene un
 1435 desplazamiento máximo de azotea de 374 mm o una distorsión global $D_r = \delta/H = 0.374 \text{ m}/35\text{m} = 0.011$.



a) Desplazamientos (mm)

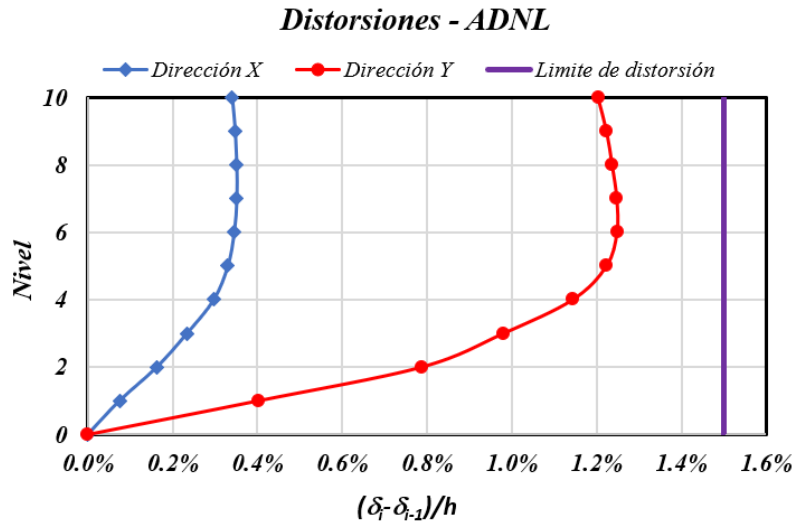
b) Desplazamientos divididos por H

1436 **Figura 4.1.18** Desplazamientos por nivel obtenidos del análisis dinámico no lineal del edificio con
 1437 estructura regular

1438
 1439 **Distorsiones de entrepiso por nivel de la estructura obtenidos del ADNL**

1440 La Figura 4.1.19 muestra las distorsiones máximas de entrepiso por nivel en la dirección X y Y de la
 1441 estructura, como resultado del análisis dinámico no lineal. Se tiene una distorsión máxima de entrepiso
 1442 de 1.25%, la cual no rebasa el límite de distorsión permisible de 1.5%.

1443



1444
 1445 **Figura 4.1.19** Distorsiones de entrepiso ADNL del edificio con estructura regular

1446

1447

1448 **Cortante basal y momento de volteo máximos en la estructura**

1449

1450 Como resultado del analisis dinámico no lineal, se obtuvieron los cortantes basales, V_{bNL} , y los
 1451 momentos de volteo, M_{bNL} , que se presentan en la base de la estructura para cada instante de tiempo
 1452 del registro sísmico utilizado.

1453 El cortante basal máximo en la estructura, $V_{bNL,max}$, se presenta en el tiempo 26.4s, en ese mismo
 1454 instante también actúan el momento de volteo, $M_{bNL,26.4}$:

1455 $V_{bNL,max} = -4049 t$

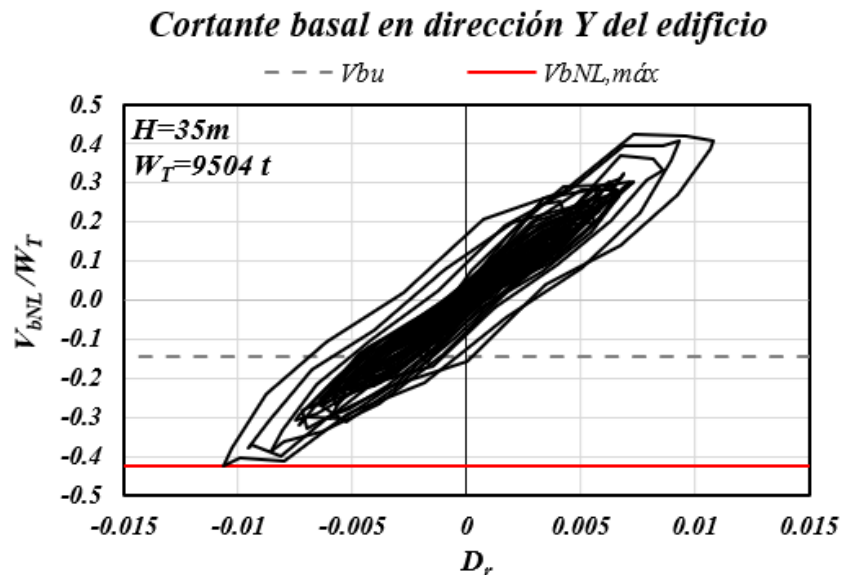
1456 $M_{bNL,26.4} = 87890 t \cdot m$

1457 El momento de volteo máximo en la estructura, $M_{bNL,max}$, se presenta en el tiempo 27.12s, en ese
 1458 mismo tiempo también actúa el cortante basal, $V_{bNL,27.12}$.

1459 $M_{bNL,max} = -93\ 866 t \cdot m$

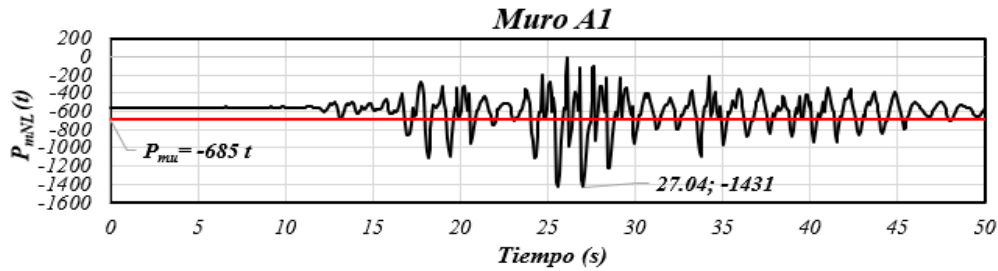
1460 $V_{bNL,27.12} = 3868 t$

1461 La Figura 4.1.20 muestra el cortante basal , V_{bNL} , dividido entre el peso total de la estructura, $W_T =$
 1462 $9504 t$, graficado contra la distorsion global en dirección Y.



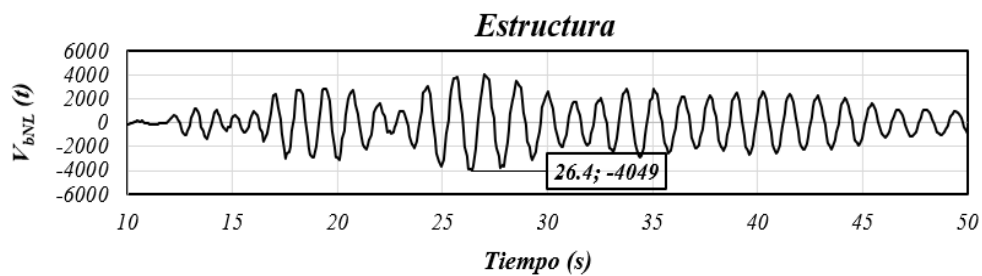
1463 **Figura 4.1.20** Cortante basal en la estructura contra distorsión global en dirección Y

1464 La Figura 4.1.21 (a) muestra el cortante basal de la estructura, V_{bNL} , dividido entre el cortante basal de
 1465 diseño, V_{bu} , y la Figura 4.1.21 (b) muestra el momento de volteo de la estructura, M_{bNL} , dividido entre
 1466 el momento de volteo de diseño, M_{bu} .

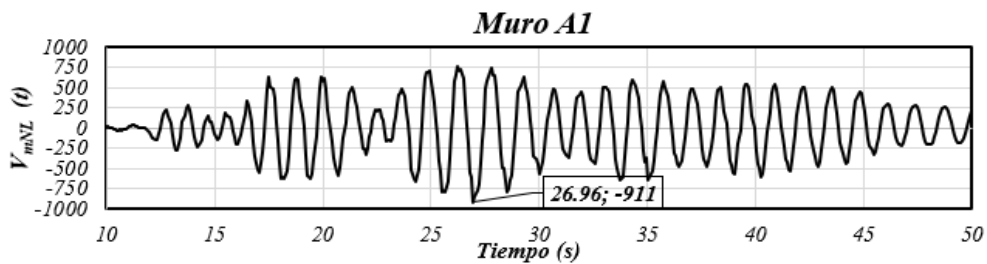


1486 **Figura 4.1.22** Fuerzas axiales actuantes en el muro A1 en dirección Y

1487 La Figura 4.1.23 muestra las fuerzas cortantes que actúan en la base de la estructura a lo largo del
 1488 tiempo, Figura 4.1.23 (a), y las fuerzas cortantes en el muro F, Figura 4.1.23 (b).



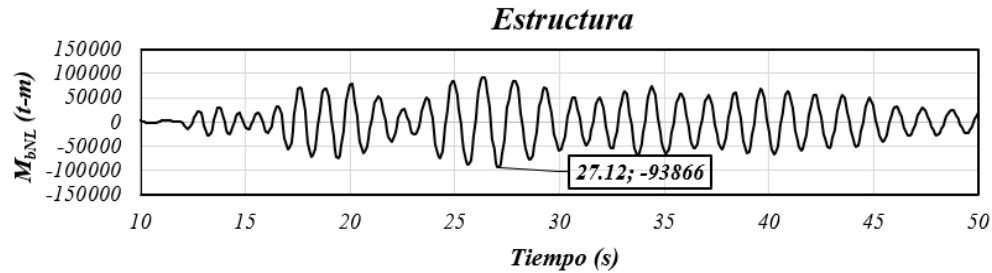
a) Estructura



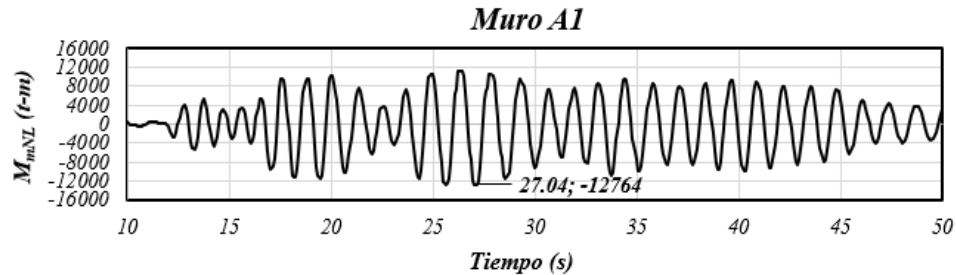
b) Muro A1

1489 **Figura 4.1.23** Fuerzas cortantes en la estructura y en el muro A1 en dirección Y

1490 La Figura 4.1.24 muestra los momentos que actúan a lo largo del tiempo en la base de la estructura,
 1491 Figura 4.1.24 (a), y en el muro F, Figura 4.1.24 (b).



a) Estructura



b) Muro A1

Figura 4.1.24 Momentos flectores en la estructura y en el muro A1 en dirección Y

1492
1493
1494

1495 4.1.7 Comparación de resultado del análisis modal espectral y el análisis dinámico no 1496 lineal

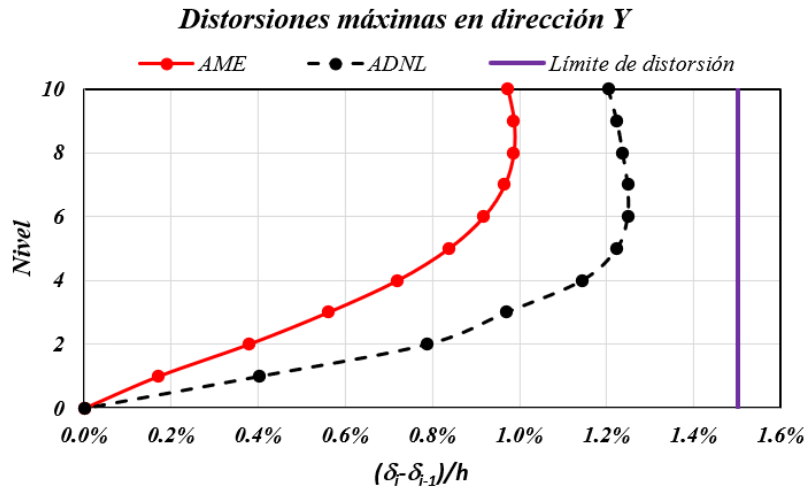
1497

1498 **Distorsiones de entrepiso de la estructura que se obtienen del análisis modal espectral y del** 1499 **análisis dinámico no lineal**

1500

1501 La Figura 4.1.25 muestra las distorsiones de entrepiso de la estructura en dirección Y que se obtienen
1502 del análisis modal espectral (AME) y del análisis dinámico no lineal (ADNL). Como muestra esta
1503 figura, en ambos análisis no se supera el límite de distorsión permisible de 1.5%. Es de interés que,
1504 para el edificio en análisis, los valores de distorsiones máximas de entrepiso que se obtienen con el
1505 análisis dinámico no lineal son mayores que los valores máximos del análisis modal espectral, en
1506 alrededor de 25%. En opinión de los autores esto se debe a que en general, y en particular en edificios
1507 irregulares, el análisis lineal no captura la respuesta del tipo dinámica no lineal.

1508



1509

Figura 4.1.25 Distorsiones de entrepiso en dirección Y para los análisis AME y ADNL del edificio con estructura regular

1512

Resultados obtenidos del análisis modal espectral y del análisis dinámico no lineal del muro A1 del edificio con estructura regular

1515 La Tabla 4.1.10 muestra las fuerzas que actúan en el muro A1 como resultado del análisis modal
 1516 espectral y del análisis dinámico no lineal en la dirección Y de la estructura. Para el análisis modal
 1517 espectral se muestra la fuerza cortante de diseño V_{mu} y el momento de diseño M_{mu} , junto con su fuerza
 1518 axial que le corresponde, P_{mu} .

1519 De igual forma, para el análisis dinámico no lineal se muestra la fuerza cortante máxima, $V_{mNL,máx}$, y
 1520 el momento máximo, $M_{mNL,máx}$, y la fuerza axial que actúa en ese mismo instante, P_{mNL} .

1521

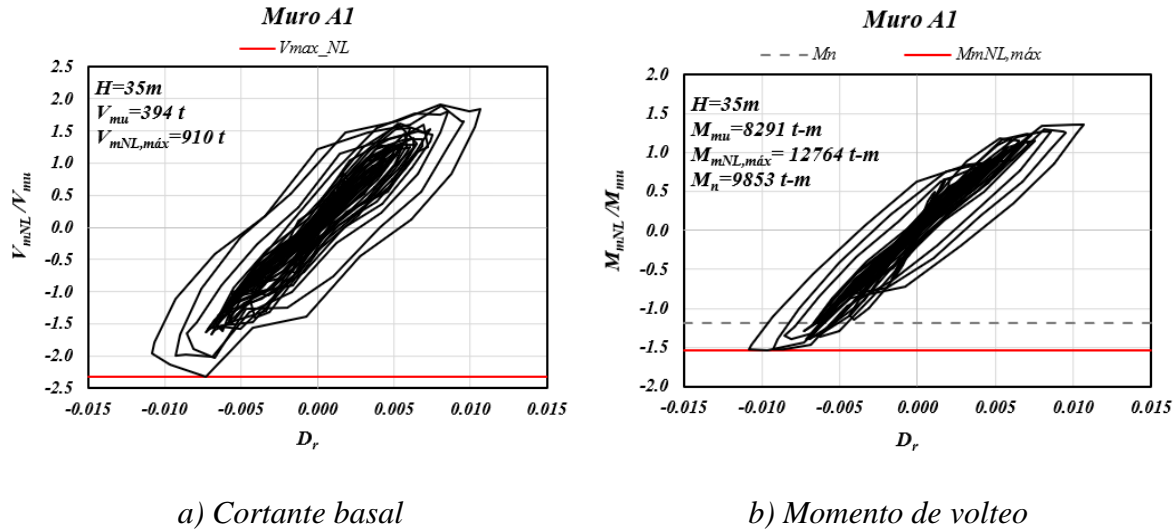
1522

Tabla 4.1.10 Fuerzas que actúan en el muro A1 obtenido de ambos análisis

<i>Análisis modal espectral</i>			<i>Análisis dinámico no lineal</i>		
P_{mu}	V_{mu}	M_{mu}	P_{mNL}	$V_{mNL,máx}$	$M_{mNL,máx}$
(t)	(t)	(t-m)	(t)	(t)	(t-m)
685	394	8290	1431	910	12764

1523

1524 La Figura 4.1.26 (a) muestra el cortante basal no lineal, V_{mNL} , dividido entre el cortante de diseño, V_{mu} ,
 1525 y la Figura 4.1.26 (b) muestra el momento de volteo no lineal, M_{mNL} , dividido entre el momento de
 1526 diseño, V_{mu} , que actúan en el muro A1. Se grafica contra la distorsión global de la estructura en
 1527 dirección Y.



1528 **Figura 4.1.26** Factores de amplificación del cortante basal y momento de volteo de diseño del muro
 1529 A1, obtenidos del ADNL, contra distorsión global del edificio con estructura regular

1530 Empleando los resultados mostrados en la Tabla 4.1.11, como se muestra en lo siguiente, se obtienen
 1531 los cocientes de las fuerzas de diseño y las fuerzas máximas que actúan en el muro A1 en dirección Y
 1532 de la estructura:

1533
$$\frac{V_{mNL,max}}{V_{mu}} = \frac{910 \text{ t}}{394 \text{ t}} = 2.3$$

1534
$$\frac{M_{mNL,max}}{M_{mu}} = \frac{12\,764 \text{ t} \cdot \text{m}}{8291 \text{ t} \cdot \text{m}} = 1.5$$

1535
 1536 La tabla 4.1.11 muestra las relaciones de demanda-capacidad en el muro A1, en función de la fuerza
 1537 cortante basal, V_m , empleando los resultados del análisis modal espectral. Además, se muestra
 1538 resultados para el momento en la base del muro, M_m , correspondiente al análisis modal espectral y al
 1539 análisis dinámico no lineal. Las relaciones de demanda-capacidad en el muro son aceptables y el
 1540 momento probable es mayor al momento actuante en ambos análisis.

1541 **Tabla 4.1.11** Fuerzas actuantes y resistentes en el muro A1

Tipo de análisis	Demanda		Capacidad		Relación demanda-capacidad	
	$V_{mu} (t)$	$M_{mu} (t \cdot m)$	$V_R (t)$	$M_R (t \cdot m)$	D/C_V	D/C_M
AME	394	8291	414	10343	0.95	0.80
ADNL	$V_{mNL,max} (t)$	$M_{mNL,max} (t \cdot m)$	$V_n (t)$	$M_{pr} (t \cdot m)$	D/C_V	D/C_M
	910	12764	552.6	11244	1.65	1.14

1542 La resistencia a cortante de muros estructurales de concreto reforzado, especificada por Normas como
1543 el ACI 318-19 y la NTC Concreto 2023, puede diferir de manera significativa con la resistencia
1544 esperada a cortante. Rojas et al. (2024) estudiaron una base de datos de 340 muros ensayados ante
1545 cargas laterales cíclicas que mostraron un modo de falla por cortante. Para esta base de datos, estos
1546 autores encontraron para la relación V_{test}/V_n , donde V_{test} es la resistencia a cortante medida, y V_n la
1547 resistencia nominal especificada en el Capítulo 18 del ACI 318-19, los valores 1.26 y 1.17 para la
1548 media y mediana, respectivamente, así como el valor 0.42 para el coeficiente de variación. Estas
1549 estadísticas indican que habría casos en que la resistencia esperada a cortante sea menor que la
1550 resistencia nominal V_n especificada por la NTC Concreto 2023 para muros de ductilidad baja, entre
1551 otras razones debido a que para estos muros la Norma no considera alguna amplificación del cortante
1552 obtenido del AME, como si lo hace en el caso de muros de ductilidad alta.

1553 Para el muro A1 se ha calculado la resistencia nominal a cortante igual a $V_n = 552.6$ t. El cortante
1554 máximo obtenido del ADNL es 910 t, es decir la relación entre este cortante y V_n es 1.65. Las
1555 estadísticas mencionadas de Rojas et al. (2024) sugieren una probabilidad no despreciable de falla por
1556 cortante del muro A1, lo que indicaría la necesidad de aumentar la resistencia a cortante del muro A1
1557 Esto no se detecta con los resultados del AME, problema que se agrava como se ha mencionado para
1558 los casos de muros de ductilidad baja, lo que indica la necesidad de que aún para estructuras de baja
1559 ductilidad, la Norma debería considerar un cortante de diseño en muros estructurales que tome en
1560 cuenta amplificaciones del cortante basal de diseño, debidas a efectos de sobrerresistencia, y
1561 amplificación dinámica por la respuesta no lineal, como lo hace el ACI 318-19 y ACI 318-25.

1562 **Comparación de resultados obtenidos del análisis modal espectral y dinámico no lineal de la** 1563 **estructura y todos los muros en la dirección Y** 1564 1565

1566 Se realizó el mismo procedimiento utilizado para el muro A1 en todos los muros en la dirección Y, en
1567 el instante de tiempo donde ocurre las máximas demanda de cortante para la estructura ($t=26.4s$). Los
1568 resultados se comentan a continuación.

1569 En la Tabla 4.1.12 se observa que la mayor relación de demandas de cortante en los muros corresponde
1570 al muro A2, con una relación $V_{NL}/V_u = 2.56$. Esto indica que, aunque todos los muros presenten la
1571 misma demanda en el AME, el muro A2 es el que experimenta la mayor demanda en el ADNL, lo que
1572 evidencia que la respuesta del ADNL puede modificar significativamente la demanda de cada elemento
1573 estructural. Asimismo, es fundamental evaluar si en los muros, particularmente los muros A2y F1, que
1574 experimentan una amplificación significativa en la demanda, la demanda no supera la resistencia por
1575 cortante. La relación V_{NL}/V_u encontrada para el muro A2 es mayor que la anteriormente comentada
1576 para el muro A1, lo que sugiere para el muro A2 un probable diseño del lado de la inseguridad mayor
1577 que para el muro A1. Esto debido a que la Norma de Concreto 2023 para la CDMX, para este caso
1578 analizado, no considera efectos de sobrerresistencia, y amplificación dinámica por la respuesta no
1579 lineal, como lo hace el ACI 318-19 y ACI 318-25.

1580 **Tabla 4.1.12** Comparación de resultados entre el ADNL y AME para la estructura y todos los muros
 1581 en dirección Y en t=26.40 s

<i>Estructura y muros en Y</i>	<i>Análisis modal espectral</i>			<i>Análisis dinámico no lineal</i>			<i>Relación de demandas entre ADNL y AME</i>			
	P_u <i>t</i>	V_u <i>t</i>	M_u <i>t-m</i>	P_{NL} <i>t</i>	$V_{NL,máx}$ <i>t</i>	$M_{NL,máx}$ <i>t-m</i>	P_{NL}/A_g	P_{NL}/P_u	V_{NL}/V_u	M_{NL}/M_u
Estructura completa	-	1356	33900	-	4049	87890	-	-	2.99	2.59
Muro A1	-685	394	8291	-1010	903	11372	0.10	1.47	2.29	1.37
Muro A2	-685	394	8291	-1580	1010	13020	0.16	2.31	2.56	1.57
Muro F1	-685	394	8291	-900	910	11083	0.09	1.31	2.31	1.34
Muro F2	-685	394	8291	-1472	1009	12747	0.15	2.15	2.56	1.54

1582
 1583 Además, al sumar la fuerza cortante de cada muro en el ADNL, se obtiene un valor total de 3832 t. Si
 1584 se divide este valor entre el cortante total de la estructura en el ADNL, que es 4049 t, se encuentra que
 1585 la participación de los muros es del 95%, mientras que el 5% restante es absorbido por las columnas.
 1586 Dado que la relación de demanda entre el ADNL y el AME para la estructura completa es 2.99, al
 1587 multiplicarla por la participación de los muros (95%), se obtiene una relación de demanda
 1588 ADNL/AME en los muros de 2.83. Este valor es cercano a la amplificación máxima observada en el
 1589 muro A2, la cual es de 2.56.

1590 Por otro lado, se observa que referente a la relación de demandas de momentos entre el ADNL y el
 1591 AME, para la estructura completa esta relación es mayor que la observada en cada muro
 1592 individualmente. Esto se debe a que, en el instante de tiempo evaluado, la carga axial de cada elemento
 1593 estructural (incluyendo los muros en la dirección X y las columnas), al multiplicarse por su brazo de
 1594 palanca respecto al punto donde se toma momentos, genera un momento adicional en toda la estructura
 1595 que contribuye al momento basal en la estructura.

1596
 1597 **Fuerzas de diseño sísmico en los diafragmas y aceleraciones de piso obtenidas con la NTC Sismo**
 1598 **2023 y con el análisis dinámico no lineal**
 1599

1600 Las fuerzas de diseño sísmico en los diafragmas del edificio que se estudia se obtuvieron con los
 1601 procedimientos de la sección 8.2 de la NTC-Sismo 2023. Se consideran los factores de carga prescritos
 1602 por las NTC-Criterios. Estos procedimientos emplean la aceleración normalizada absoluta en el
 1603 diafragma del nivel i , a_i . La fuerza de diseño por sismo en el diafragma en el nivel i , F_{di} , se expresa
 1604 como:

$$F_{di} = \frac{a_i}{R_s} W_{di} \geq 0.5 a_o W_{di} \quad \text{NTC-Sismo (8.3.1)}$$

1605 donde R_s es factor de reducción de la fuerza en el diafragma, varía entre 1 y 2, dependiendo si el tipo
 1606 de falla esperado en el diafragma es de cortante o de flexión. El parámetro W_{di} es el peso tributario del
 1607 diafragma en el nivel i , y a_o es la aceleración normalizada en la base de la estructura.

1608 La aceleración absoluta en cualquier punto del i -ésimo diafragma se define como el producto Ω_i
 1609 a_o , donde a_o es la ordenada en el origen del espectro de diseño (aceleración del terreno, inciso 3.1.2
 1610 de la NTC-Sismo 2023), y Ω_i un factor de amplificación, determinado con la Ec. (8.2.2)

$$\Omega_i = \left(\frac{h_i}{h_n} \right) \left(\frac{a_n}{a_o} - 1 \right) + 1 \quad \text{NTC-Sismo (8.2.2)}$$

1611 donde a_n es la máxima aceleración horizontal absoluta del diafragma del nivel azotea, expresada como
 1612 fracción de la aceleración de la gravedad. Los parámetros h_i y h_n son las alturas respecto al nivel de
 1613 desplante del edificio del i -ésimo y ultimo nivel, respectivamente.

1615 Considerando que se trata de una estructura regular, con la condición de diafragma rígido, el valor
 1616 de a_n se determina con la Ec. (8.2.4):

$$a_n = \lambda_p \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'} \right)^2 + \eta_a a_o^2} \quad \text{NTC-Sismo (8.2.4)}$$

1618 donde λ_p es el factor de penalización por irregularidad, en este caso por ser una estructura regular
 1619 $\lambda_p = 1$. El parámetro a_1 es la ordenada del espectro elástico de aceleraciones para el periodo
 1620 fundamental del sistema en la dirección de análisis, y η_a se calcula con la Ec. (8.2.5):

$$\eta_a = 1.4 \sqrt{n-1} \leq 5 \quad \text{NTC-Sismo (8.2.5)}$$

1622 donde n representa el número de niveles del edificio.

1624 A partir de las ecuaciones anteriores, se calculan para los edificios en estudio los parámetros que
 1625 intervienen en el cómputo de la fuerza de diseño para el diafragma del nivel i , F_{di} , que define la Ec.
 1626 (8.3.1).

1627 El factor Q' se halla de acuerdo con la sección 3.2 de la NTC-Sismo 2023, en este caso, el periodo de
 1628 las estructuras, está en el intervalo entre los periodos T_a y T_b , por lo tanto, el factor Q' se calcula de la
 1629 siguiente forma:

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{1}{k}} = 1 + (2-1) \sqrt{\frac{1}{0.66}} = 2.2$$

1631 De acuerdo con la NTC-Sismo 2023, el parámetro k se obtiene del SASID para el valor del
 1632 amortiguamiento definido por el usuario.

1633 Para conocer la aceleración del nivel azotea, a_n , se conocer los siguientes parámetros:

1634 $a_o = 0.266$

1635 $n = 10$

1636 $\eta_a = 1.4\sqrt{10-1} = 4.2 < 5$

1637 $a_1 = a(0.98s) = 0.753$

1638 Reemplazando estos valores en la Ec. (8.2.4):

1639 $a_n = \sqrt{\left(\frac{1.6(0.753)}{2.2}\right)^2 + 4.2(0.266)^2} = \sqrt{0.300 + 0.297} = 0.77$

1640 **Tabla 4.1.13** Aceleraciones de piso NTC sismo 2023 (g)

<i>Nivel</i>	<i>h (m)</i>	Ω_y	<i>a (g)</i>
0	0	1.00	0.27
1	3.5	1.19	0.32
2	7.0	1.38	0.37
3	10.5	1.57	0.42
4	14.0	1.75	0.47
5	17.5	1.94	0.52
6	21.0	2.13	0.57
7	24.5	2.32	0.62
8	28.0	2.51	0.67
9	31.5	2.70	0.72
10	35.0	2.88	0.77

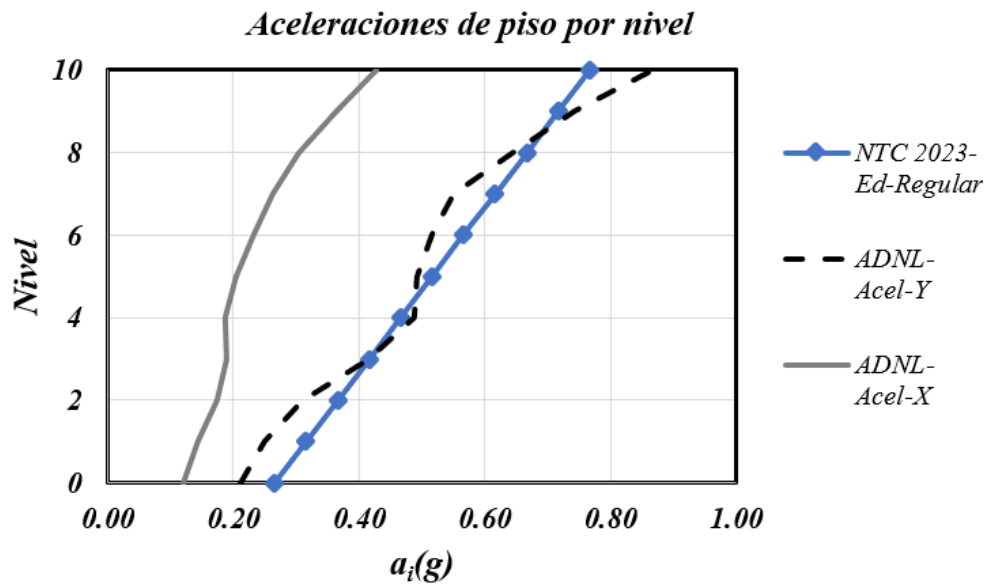
1641

1642

1643 **Tabla 4.1.14** Comparativa de Aceleraciones de piso según las NTC sismo 2023 y según el Análisis
1644 Dinámico no lineal (g)

<i>Nivel</i>	<i>NTC-Sismo 2023</i>	<i>ADNL-Acel-X</i>	<i>ADNL-Acel-Y</i>
0	0.27	0.12	0.21
1	0.32	0.14	0.25
2	0.37	0.17	0.31
3	0.42	0.19	0.42
4	0.47	0.19	0.49
5	0.52	0.20	0.49
6	0.57	0.23	0.52
7	0.62	0.26	0.55
8	0.67	0.30	0.64
9	0.72	0.37	0.74
10	0.77	0.43	0.87

1645



1646

1647 **Figura 4.1.27** Aceleraciones de piso por nivel en dirección Y obtenidas con las NTC Sismo 2023 y
 1648 ADNL

1649 Las aceleraciones de piso calculadas con el procedimiento de las NTC Sismo 2023, aceleraciones en
 1650 Y que emplea el AME, y las obtenidas del ADNL que muestra la Figura 4.1.27, indica que ambos
 1651 procedimientos dan resultados comparables, lo que lleva a validar para el caso de este edificio regular,
 1652 el procedimiento de cómputo de aceleraciones de piso de las NTC Sismo 2023. En una comparativa
 1653 de los factores de amplificación de la aceleración de piso máxima respecto a la del terreno, en este caso
 1654 se debe considerar que la aceleración máxima del terreno de acuerdo con la norma es mayor que la del
 1655 registro empleado, Tabla 4.1.14. De acuerdo con los resultados de la Figura 4.1.27, la amplificación
 1656 de aceleraciones en el nivel azotea, respecto a la aceleración del terreno, es 2.9 y 4.1 para el caso de la
 1657 Norma y para el ADNL, respectivamente.

1658

1659

1660

1661

1662

1663

1664

1665 **4.2 Análisis y diseño de un edificio de 10 niveles con irregularidad**
 1666 **estructural en planta**

1667

1668 *4.2.1 Descripción general del caso de estudio*

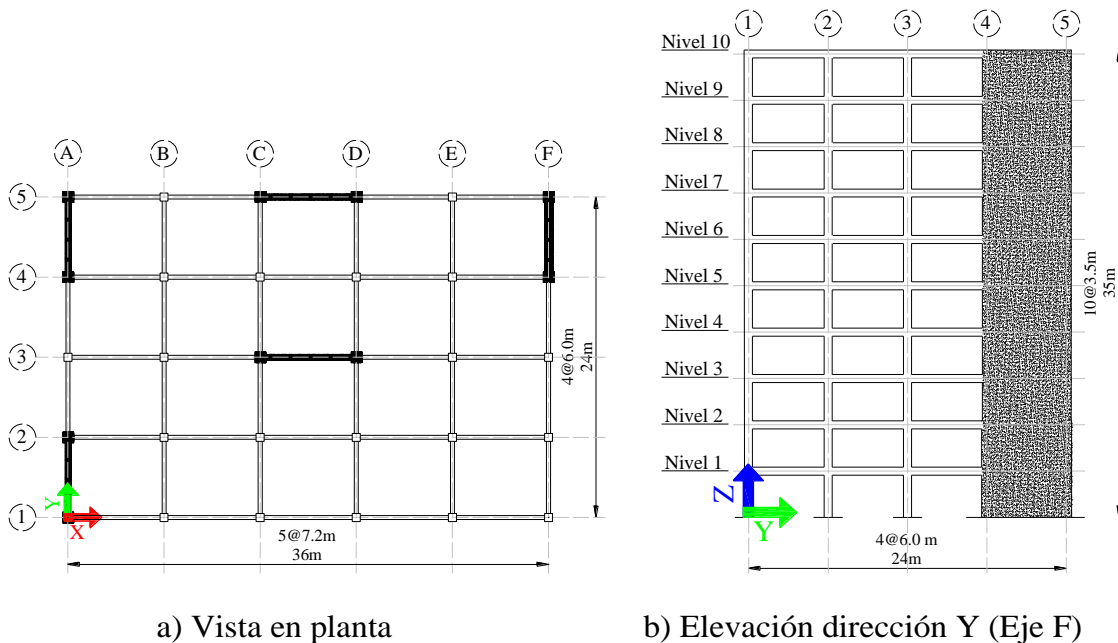
1669

1670 En este subcapítulo se estudia el comportamiento de un edificio con irregularidad estructural en planta,
 1671 de concreto reforzado de 10 niveles, con algunas características geométricas comparables a las del
 1672 edificio regular estudiado en el subcapítulo 4.1.

1673

1674 **Solución estructural**

1675 El sistema estructural del edificio está formado por muros estructurales y marcos de concreto
 1676 reforzado. Las Figura 4.2.1 (a) y (b) muestran la vista en planta y elevación del edificio en dirección Y,
 1677 respectivamente. Como se aprecia en la Figura 4.2.1, la distribución de muros estructurales en
 1678 planta lleva a tener una estructura irregular en planta, lo que se evalúa en detalle más adelante.



1679 **Figura 4.2.1** Vista en planta y elevación de eje A del edificio

1680

1681 **Peso total del edificio**

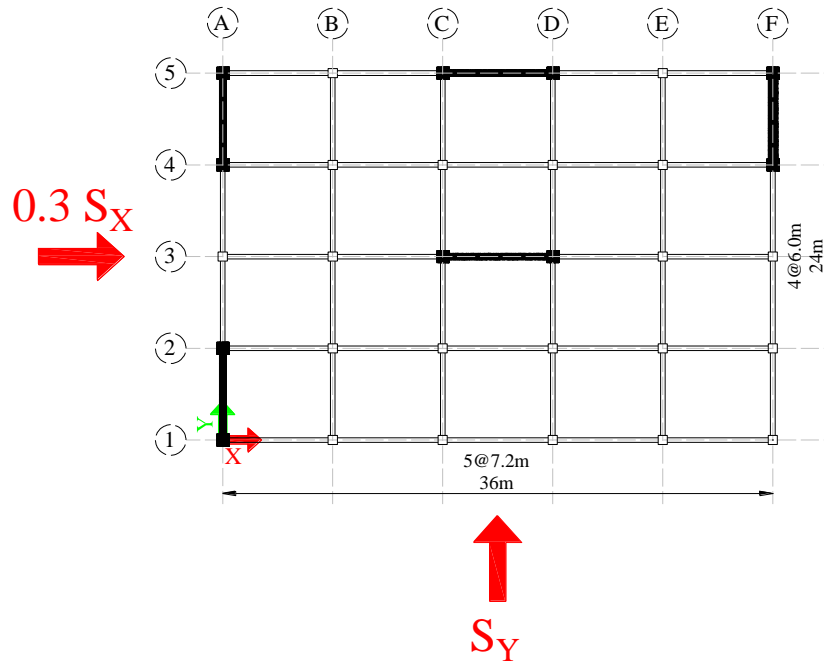
1682

1683 Las cargas vivas y muertas actuantes en la losa de entrepiso y azotea del edificio fueron las mismas
 1684 que las descritas para el edificio regular. El peso total de la estructura se obtuvo del programa ETABS,
 1685 dando como resultado un peso total del edificio, $W_T = 9572 t$.

1686 4.2.2 Análisis modal espectral

1687

1688 LA Fig 4.2.2 muestra la distribución en planta de las componentes horizontales del movimiento del
 1689 terreno consideradas para el AME.



1690

1691

Figura 4.2.2 Dirección de componentes del sismo

1692

1693 **Modelo lineal del edificio**

1694

1695 Para el análisis modal espectral del edificio se empleó un modelo elástico-lineal del edificio con
 1696 elementos tipo barra para las columnas y traveses, y elementos tipo área cascarón “shell” para las
 1697 losas y muros, dicho modelo, y sus ejes globales se muestra en la Figura 4.2.3.

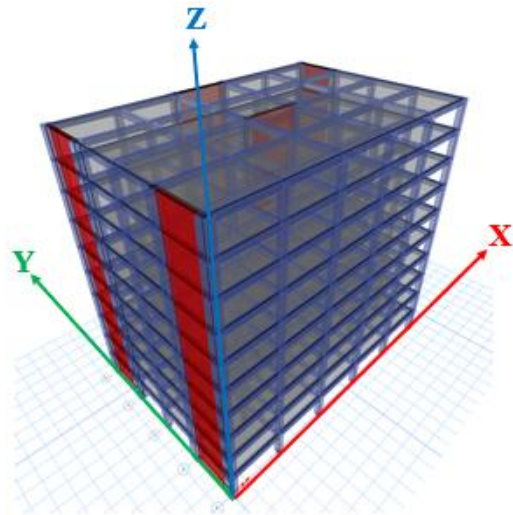


Figura 4.2.3 Modelo lineal del edificio en ETABS

1698

1699

1700 A partir del modelo elástico-lineal del edificio se obtuvieron los siguientes resultados, Tabla 4.2.1.

1701

Tabla 4.2.1 Parámetros dinámicos de cada estructura

<i>Parámetros</i>	<i>Estructura</i>
Altura del edificio [m]	35
Niveles	10
Aceleración del terreno [g]	0.27
Periodo primer modo en X [s]	1.06
Seudo aceleración en el periodo X (g)	0.75
Periodo primer modo en Y [s]	1.15
Seudo aceleración en el periodo Y (g)	0.75

1702

1703

1704 **Clasificación por irregularidad**

1705

1706 De acuerdo con la sección 5.2.2.1 de la NTCS 2023, se clasifica a una estructura como irregular por
 1707 torsión, cuando el desplazamiento lateral excede en más del 15% el desplazamiento lateral promedio
 1708 de los extremos en planta en la dirección de análisis, y no excede el 30% de ese desplazamiento. En
 1709 caso que lo exceda la clasificación sería de irregularidad por torsión.

1710

1711

1712

1713 **Tabla 4.2.2** Desplazamientos máximos, mínimos y promedios por nivel

<i>Nivel</i>	Δ_1	Δ_2	Δ_{prom}	Δ_1/Δ_{prom}
	(mm)	(mm)	(mm)	
10	426	250	338	1.26
9	371	218	294	1.26
8	314	185	250	1.26
7	258	152	205	1.26
6	203	120	161	1.26
5	151	89	120	1.26
4	103	61	82	1.26
3	63	37	50	1.25
2	31	19	25	1.24
1	9	6	8	1.23

1714

1715

Tabla 4.2.3 Rigidez lateral por nivel

<i>Nivel</i>	K	K_i/K_{i+1}
	(t/m)	
10	17347	-
9	38826	2.24
8	57996	1.49
7	76044	1.31
6	94897	1.25
5	117513	1.24
4	149599	1.27
3	200247	1.34
2	300408	1.50
1	704293	2.34

1716

1717 La tabla 4.2.2 muestra que el desplazamiento lateral máximo excede en 15% el desplazamiento lateral
 1718 promedio y es menor que el 30% en todos los niveles. Además, como se muestra en la tabla 4.2.3 la
 1719 rigidez lateral de varios niveles es mayor que 1.3 veces la rigidez del piso superior. Por lo anterior este
 1720 edificio tendría la clasificación de irregularidad estructural.

1721 Por lo tanto, según la NTC Sismo 2023 se debe realizar la corrección por irregularidad combinada,
 1722 reduciendo en 30% la distorsione límite especificada para estructuras regulares. Sin embargo, en esta
 1723 investigación se diseñará el edificio empleando el límite de distorsiones especificada por la Norma sin
 1724 la referida penalización. El objetivo de este procedimiento es proponer un nuevo método de diseño
 1725 sísmico de estructuras irregulares, que consiste en emplear los resultados de las demandas de

1726 desplazamientos de la estructura irregular calculadas del AME convencional y aplicar a estos
 1727 desplazamientos el factor de penalización λ_p definido en el Capítulo 8 de la NTC Sismo 2023. Se
 1728 revisará si con este procedimiento es posible obtener valores de desplazamientos laterales de la
 1729 estructura cercanos a los calculados con el método de análisis ADNL.

1730

1731 **Límite de distorsión permisible**

1732

1733 De acuerdo con la tabla 4.3.1 de las NTCS 2023, a los sistemas estructurados con muros de concreto
 1734 reforzado de baja ductilidad les corresponde un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 2; y si
 1735 la estructura es regular el límite de distorsiones permisible para seguridad de vida, γ_{SV} , es 1.0%. Este
 1736 último valor podrá incrementar en 0.5% cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y
 1737 dimensión en planta) de todos los muros sea igual o mayor a 4. A continuación, se muestra que se
 1738 cumple esta condición para el muro más desfavorable.

$$1739 \quad \frac{\textit{Altura total}}{\textit{Longitud de muro}} = \frac{35 \textit{ m}}{7 \textit{ m}} = 5 > 4 \quad \textit{Cumple}$$

1740 Por lo anterior, la distorsión límite considerando una estructura regular, se puede considerar igual a
 1741 1.5%.

1742

1743 **Dimensiones de elementos estructurales**

1744

1745 Para cumplir con las distorsiones límites para estructuras regulares de las NTCS 2023, la estructura
 1746 con un factor de comportamiento sísmico de Q igual a 2, se emplearon 2 muros en la dirección X, con
 1747 un espesor de alma de 30cm y elementos de borde de 80cmx80cm, y tres muros en la dirección Y, dos
 1748 en el eje A con un espesor de 30cm y elementos de borde de 80cmx80xm, y un muro en el eje F, con
 1749 un espesor de 60 cm y bordes de 80cmx80cm. Las trabes y columnas tienen dimensiones de
 1750 30cmX55cm y 60cmX60cm, respectivamente.

1751

1752 *4.2.3 Resultados del análisis modal espectral*

1753

1754 **Desplazamientos laterales por nivel de la estructura**

1755

1756 La Figura 4.2.4 (a) muestra los desplazamientos laterales por nivel del edificio, que se obtienen del
 1757 análisis modal espectral (AME), respecto a la base, en las direcciones X y Y de la estructura. El
 1758 desplazamiento en la azotea en el punto máximo es: $\delta_{linealmax} = 426 \textit{ mm}$. La Figura 4.2.4 (b)
 1759 muestra los mismos desplazamientos, divididos entre la altura total del edificio, H .

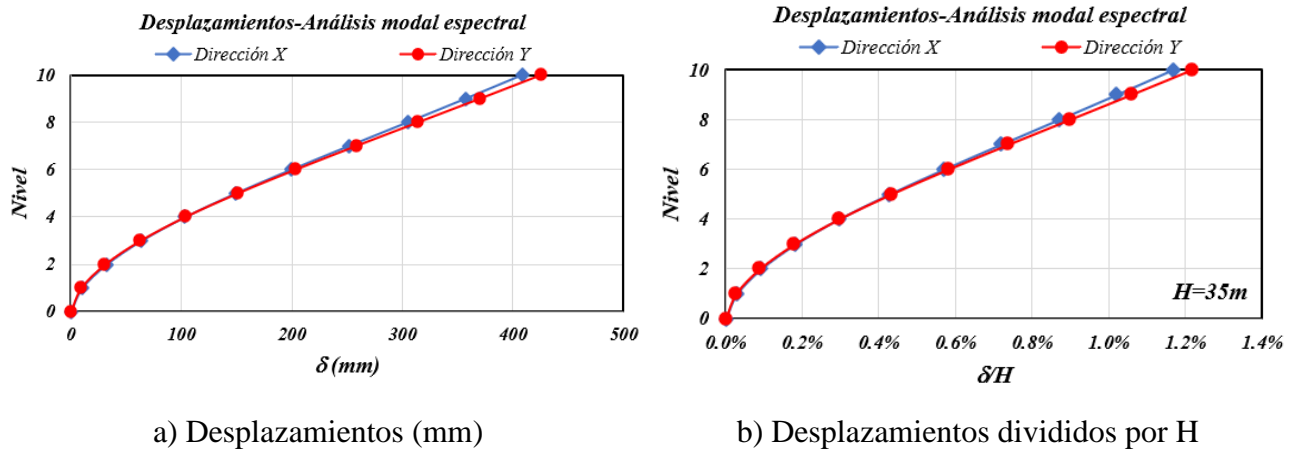


Figura 4.2.4 Desplazamientos laterales por nivel de la estructura

1760
1761
1762
1763
1764
1765
1766
1767
1768
1769
1770

Distorsiones de entrepiso de la estructura

La Figura 4.2.5 muestra las distorsiones de entrepiso por nivel en las direcciones X y Y de la estructura obtenidas del AME. La distorsión máxima de entrepiso es 1.46 %, valor que cumple con no superar la distorsión límite especificada por la Norma, igual a 1.5%. Como se ha mencionado, en el procedimiento que se sigue en esta distorsión, estas distorsiones calculadas con el AME se afectarán por un factor de amplificación para considerar la irregularidad de la estructura.

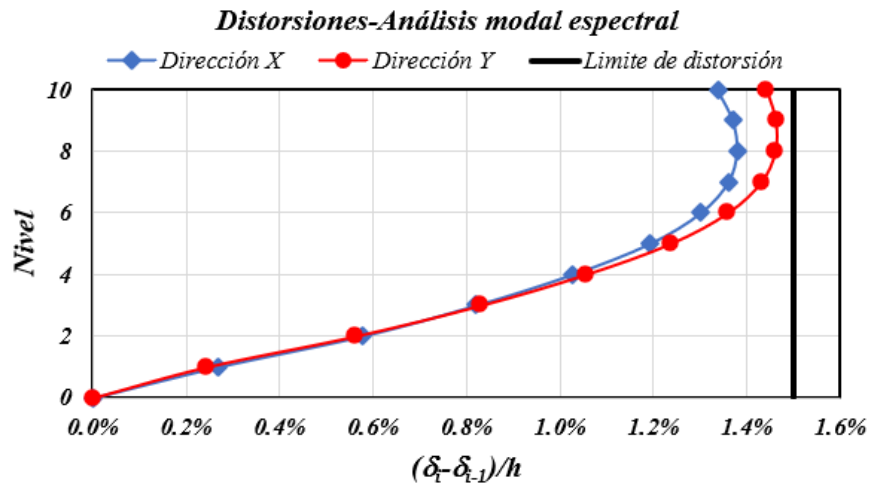


Figura 4.2.5 Distorsiones de entrepiso de la estructura obtenidas del AME

1771
1772
1773
1774
1775

1776 **Cortante basal y momento de volteo de diseño de la estructura**

1777

1778 La tabla 4.2.4 muestra valores de las reacciones en la base de la estructura que resultan del AME
 1779 considerando la condición $0.3S_x+S_y$. Se define como cortante basal de diseño en la estructura, V_{bu} , al
 1780 cortante basal en dirección F_y , Tabla 4.2.4, multiplicado por el factor de carga $F_C = 1.1$, de acuerdo a
 1781 la sección 3.4 de las NTC sobre Criterios y Acciones 2023 (NTCCA 2023). De igual forma, se define
 1782 el momento de volteo de diseño en la estructura, M_{bu} , al momento M_x , Tabla 4.2.4, multiplicado por
 1783 este mismo factor de carga.

1784

1785

Tabla 4.2.4 Reacciones en la base de la estructura obtenidas del programa ETABS

<i>Combinación de carga</i>	V_{bx} (t)	V_{by} (t)	F_{bz} (t)	M_{bx} (t-m)	M_{by} (t-m)	M_{bz} (t-m)
0.3S _x +S _y	808	1223	0	30421	20208	33610

1786

1787 Los valores del cortante basal y momento de volteo de diseño en la estructura son:

1788 $V_{bu} = 1223 \cdot 1.1 = 1345 \text{ t}$

1789 $M_{bu} = 30421 \cdot 1.1 = 33441 \text{ t} \cdot \text{m}$

1790

1791 **4.2.4 Diseño de elementos estructurales**

1792

1793 **Muros estructurales de planta baja**

1794

1795 La Figura 4.2.6 muestra la identificación asignada a cada muro estructural del edificio irregular, así
 1796 como su ubicación en planta. El muro que se encuentra sobre el eje A y entre los ejes 1-2, se denomina
 1797 A1. El muro que se encuentra sobre el eje A y entre los ejes 4-5, se denomina A2. El muro ubicado
 1798 sobre el eje F. De igual forma, los muros ubicados sobre los ejes 3 y 5, se denominan como 3 y 5
 1799 respectivamente. Para comentar el análisis efectuado se seleccionó el muro F.

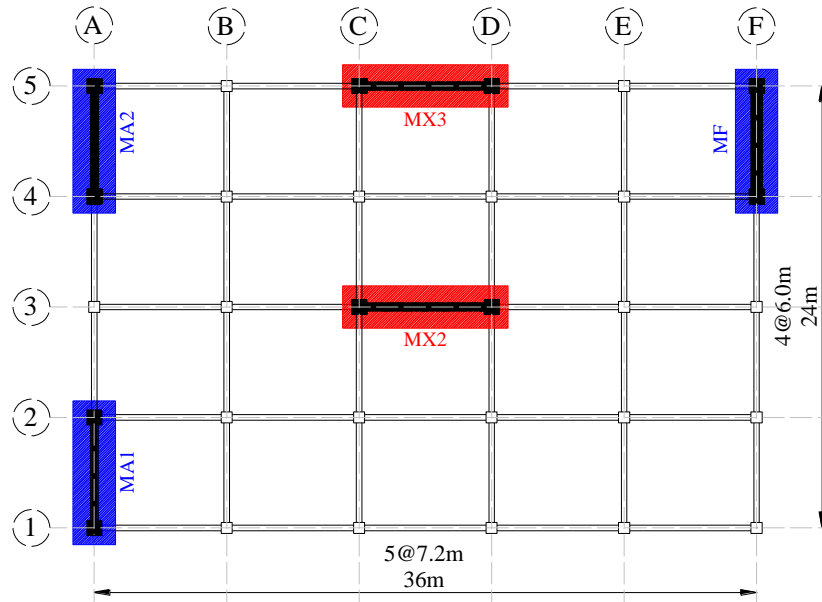


Figura 4.2.6 Ubicación en planta de muros estructurales

Fuerzas actuantes en el muro F

Las fuerzas sin factor de carga que actúan en el muro F de planta baja, como resultado del análisis modal espectral, se muestran en la Tabla 4.2.5.

Tabla 4.2.5 Fuerzas sin factor de carga actuantes en ambas direcciones horizontales en el muro F obtenidos del análisis modal espectral

Nivel	Combinación de carga	Max/Min	P_m (t)	V_{my} (t)	V_{mx} (t)	M_{mx} (t·m)	M_{my} (t·m)
Nivel 1	$C_M + C_{Va} + 0.3S_x + S_y$	Max	-788	776	13	36	14545

Se considera el momento máximo que actúa en el muro F y su respectiva carga axial, para la fuerza cortante se toma la máxima. Para determinar las fuerzas ultimas de diseño se utiliza un factor de carga, $F_C = 1.1$, de acuerdo a la sección 3.4 de la NTCCA 2023.

Fuerzas de diseño para el muro F:

$$P_{mu} = 788 * 1.1 = 866.8 t$$

$$V_{mu} = 776 * 1.1 = 854 t$$

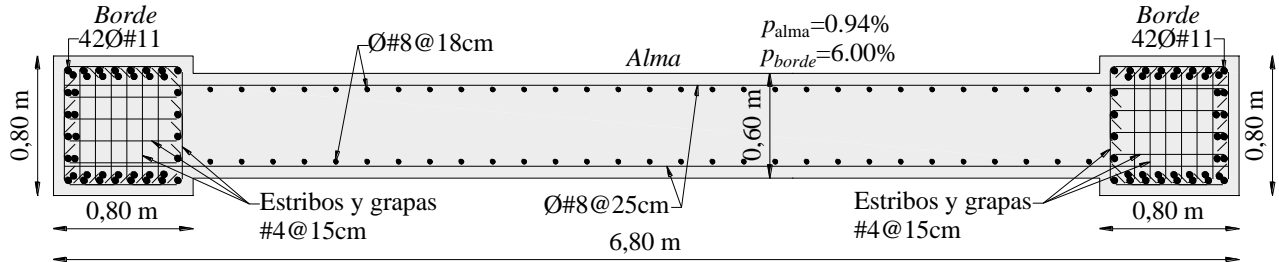
$$M_{mu} = 14545 * 1.1 = 16000 t \cdot m$$

Como muestra la Tabla 4.2.5, las fuerzas actuantes en el muro en la dirección X son mucho menores que las que actúan en la dirección Y, es por ello que se pueden despreciar.

1820 **Diseño estructural del muro F**

1821

1822 El diseño estructural de los muros de concreto reforzado, empleando los resultados del analisis modal
 1823 espectra, lse realizó utilizando el Software S-Concrete. La Figura 4.2.7 muestra el detallado estructural
 1824 del muro.



1825

1826 **Figura 4.2.7** Detallado estructural del muro F

1827

1828 **Momento resistente del muro F**

1829

1830 Utilizando el programa de Matlab “Muros V3” (2017), el momento nominal, M_n , se obtuvo de la
 1831 gráfica de Momento – Deformación del concreto del muro. El valor de este momento corresponde a la
 1832 deformación del concreto de 0.003, es igual a:

1833

$$M_n = 18167 \text{ t} \cdot \text{m}$$

1834 De la tabla 3.8.2.1 de la NTCC 2023, para obtener el momento resistente del muro se utilizó un factor
 1835 de resistencia a momento, $F_R = 0.9$.

1836

$$M_R = F_R * M_n$$

1837

$$M_R = 0.9 * 18167 \text{ t} \cdot \text{m}$$

1838

$$M_R = 16350 \text{ t} \cdot \text{m}$$

1839 Relación de demanda-capacidad:

1840

$$\frac{M_{mu}}{M_R} = \frac{16000 \text{ t} \cdot \text{m}}{16350 \text{ t} \cdot \text{m}} = 0.98$$

1841

Lo que se considera aceptable

1842 **Momento probable y fuerza cortante resistente de diseño en el muro F**

1843 De manera homologa a como se halló el momento probable y la fuerza cortante resistente de diseño
 1844 del muro A1 del edificio regular se obtuvieron estos datos para el muro F.

1845 El momento probable obtenido es de, $M_{pr} = 21428 \text{ t} \cdot \text{m}$, el cual es mayor que el momento de diseño,
 1846 $M_{mu} = 16000 \text{ t} \cdot \text{m}$, que actúa en el muro F resultado del análisis modal espectral, es decir se tiene
 1847 que $M_{pr} > M_{mu}$.

1848 El cortante nominal obtenido es de $V_n = 1196 t$, por lo tanto, el cortante resistente es de $V_R = 897 t$,
 1849 valor mayor que el cortante de diseño, $V_{mu} = 854 t$, que actúa en el muro F, como resultado del
 1850 análisis modal espectral.

1851 Relación demanda a capacidad:

$$1852 \quad \frac{V_{mu}}{V_R} = \frac{854 t}{897 t} = 0.95$$

1853 Esta relación se considera aceptable.

1854 El diseño de todos los muros se hizo en el programa de S-Concrete, el cual contempla el diagrama de
 1855 interacción del muro y todas las combinaciones de carga, tanto para la flexo- compresión como para
 1856 el cortante, además se tuvo en cuenta las disposiciones de refuerzo de acuerdo a la NTC 2023. Los
 1857 procedimientos descritos anteriormente se hicieron como verificación manual de los resultados del
 1858 diseño.

1859 En la tabla 4.2.6, se muestra algunas características del acero de refuerzo de todos los muros de la
 1860 estructura.

1861 **Tabla 4.2.6** Refuerzo de los muros de la estructura

<i>Elementos</i>	<i>Niveles</i>	<i>Dimensiones</i>		<i>Acero en el alma</i>		<i>Acero en el borde</i>		
		<i>Espesor de alma (cm)</i>	<i>Elemento de borde (cm)</i>	<i>Horizontal</i>	<i>Vertical</i>	<i>Ramas en X</i>	<i>Ramas en Y</i>	<i>Vertical</i>
<i>MX2- MX3</i>	PB-N3	30	80x80	2Ø#6c/20cm $\rho_h=0.95\%$	2Ø#6c/20cm $\rho_v=0.95\%$	6Ø#3 c/15cm	6Ø#3 c/15cm	35Ø#10 $\rho_l=4.33\%$
	N3-N6	30	70x70	2Ø#6c/20cm $\rho_h=0.95\%$	2Ø#6c/20cm $\rho_v=0.95\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	16Ø#8 $\rho_l=1.65\%$
	N6-N10	30	70x70	2Ø#5c/25cm $\rho_h=0.53\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.53\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	12Ø#8 $\rho_l=1.24\%$
<i>MA1- MA2</i>	PB-N3	30	80x80	2Ø#5c/25cm $\rho_h=0.53\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.53\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	30Ø#10 $\rho_l=3.84\%$
	N3-N6	30	70x70	2Ø#5c/25cm $\rho_h=0.53\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.53\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	20Ø#8 $\rho_l=2.00\%$
	N6-N10	30	70x70	2Ø#5c/25cm $\rho_h=0.53\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.53\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	16Ø#8 $\rho_l=1.65\%$
<i>MF</i>	PB-N3	60	80x80	2Ø#6c/20cm $\rho_h=0.48\%$	2Ø#8c/18cm $\rho_v=0.94\%$	6Ø#4 c/15cm	8Ø#4 c/15cm	42Ø#11 $\rho_l=6.00\%$
	N3-N6	40	70x70	2Ø#6c/15cm $\rho_h=0.95\%$	2Ø#6c/20cm $\rho_v=0.71\%$	4Ø#4 c/15cm	4Ø#4 c/15cm	22Ø#11 $\rho_l=4.30\%$
	N6-N10	40	70x70	2Ø#5c/20cm $\rho_h=0.50\%$	2Ø#5c/20cm $\rho_v=0.50\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	12Ø#8 $\rho_l=1.24\%$

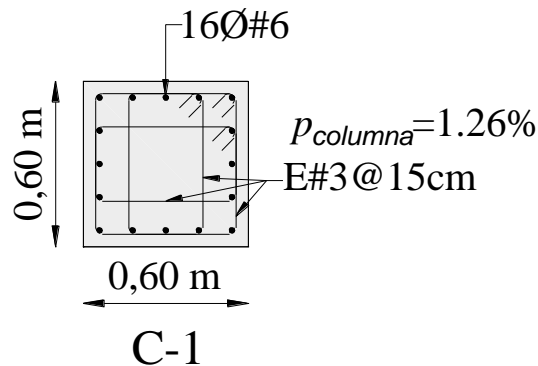
1862 **Diseño estructural de columnas**

1863 En el caso de las columnas, para el armado propuesto de toda la estructura se emplea solo el tipo C-1.

1864 La revisión por resistencia se realizó utilizando el software S-Concrete, considerando las disposiciones
 1865 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para
 1866 el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2023, específicamente lo indicado en la sección
 1867 6.4.

1868 La Figura 4.2.8 muestra el detallado estructural la columna tipo usadas en el modelo.

1869



1870

1871 Figura 4.2.8 Detallado estructural de columnas

1872

1873 **Diseño estructural de vigas**

1874 En el caso de las vigas, se modificó el detallado con respecto a la altura de la siguiente manera:

- 1875
- **Tipo V-1:** N1-N2
 - 1876 • **Tipo V-2:** N3-N6 y N7-N10 (Ejes B, C, D, E y ejes 1, 5)
 - 1877 • **Tipo V-3:** N7-N10 (Ejes 2, 3 y 4)
 - 1878 • **Tipo V-4:** N7-N10 (Ejes A y F)

1879 La revisión por resistencia se realizó conforme a las disposiciones del Reglamento de Construcciones
 1880 del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de
 1881 Estructuras de Concreto 2023, específicamente lo indicado en la sección 6.3.

1882 En la figura 4.2.9 se presentan los detallados correspondientes a los extremos de las vigas en estos
 1883 niveles.

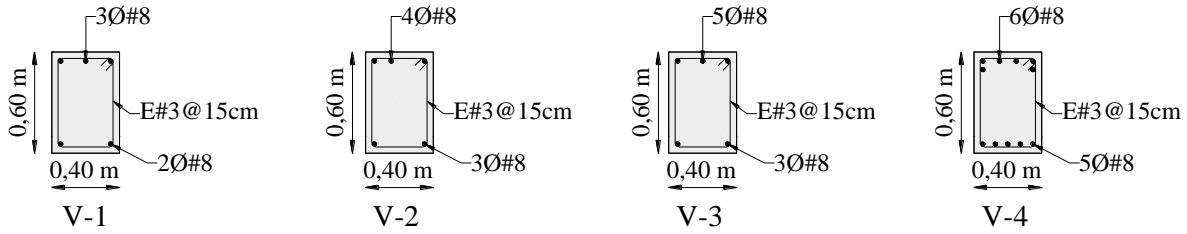


Figura 4.2.9 Detallado estructural de vigas

1884

1885

1886

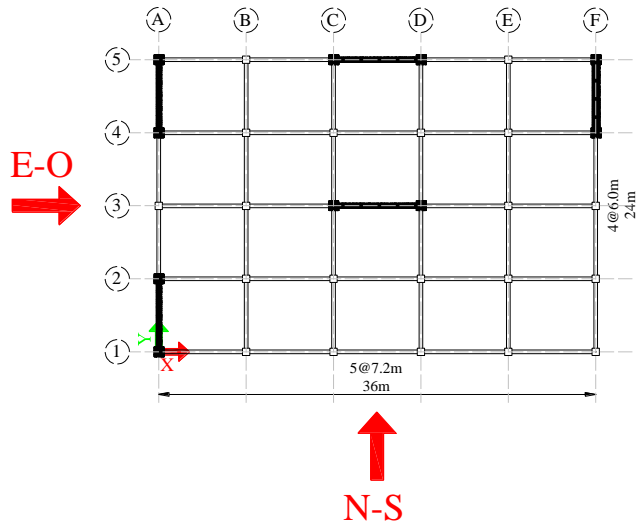
1887 **4.2.5 Análisis dinámico no lineal**

1888 Para realizar el análisis dinámico no lineal (ADNL) se emplearon las mismas condiciones que para el
 1889 edificio regular descrito en el capítulo 4.1.5.

1890 **Registro sísmico de aceleraciones**

1891 Para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal del edificio irregular, se seleccionó el registro MI15
 1892 descrito en el capítulo 4.1. Los espectros de respuesta correspondientes se muestran en la Figura 4.1.13.

1893 Para el análisis dinámico no lineal, se consideró la componente N-S en la dirección Y de la estructura,
 1894 y la componente E-O en la dirección X, como muestra la Figura 4.2.10.



1895

Figura 4.2.10 Dirección de componentes del sismo para el ADNL

1896

1897 **Materiales**

1898

1899 Las propiedades de los materiales son semejantes a las mostradas para el edificio regular, Figura
 1900 4.1.15, excepto algunas secciones con diferentes dimensiones de refuerzo transversal.

1901

1902 **Modelo no lineal**

1903

1904 Las columnas y vigas se modelaron utilizando la sección “Section Designer” del programa ETABS, al
 1905 igual que para el edificio regular, Figura 4.1.16 (a) y 4.1.16 (b), respectivamente. Para las vigas y
 1906 columnas se consideró un modelo mediante fibras con una plasticidad concentrada.

1907 Los muros estructurales se modelaron definiendo las propiedades de la sección en “Layers” en ETABS
 1908 (Figura 4.1.17), definidas por franjas de fibras de acero y de concreto, a las cuales se le asignan las
 1909 propiedades no lineales de los materiales correspondientes.

1910

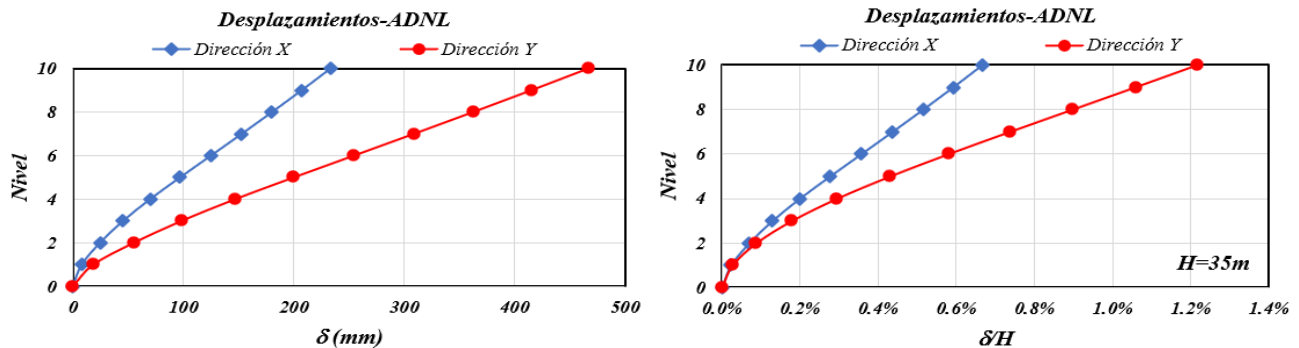
1911 **4.2.6 Resultados del análisis dinámico no lineal**

1912

1913 **Desplazamientos laterales por nivel de la estructura**

1914

1915 La Figura 4.2.11 (a) muestra los desplazamientos laterales por nivel de la estructura en milímetros,
 1916 obtenidos del análisis dinámico no lineal en las direcciones X y Y. La Figura 4.2.11 (b) muestra los
 1917 desplazamientos laterales divididos entre la altura total del edificio, H . El desplazamiento máximo de
 1918 azotea es igual a 468 mm.



a) Desplazamientos (mm)

b) Desplazamientos divididos por H

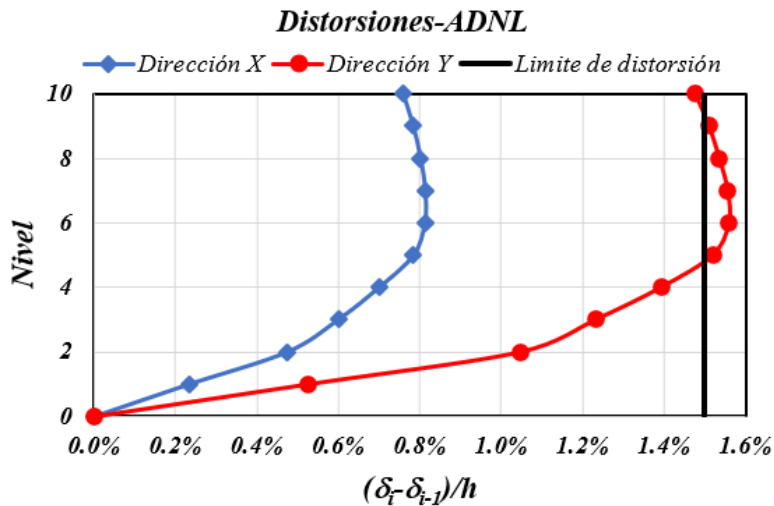
1919 **Figura 4.2.11** Desplazamientos laterales respecto a la base obtenidos del análisis dinámico no lineal

1920

1921 **Distorsiones de entrepiso por nivel de la estructura**

1922

1923 La Figura 4.2.12 muestra las distorsiones máximas de entrepiso por nivel en la dirección X y Y de la
 1924 estructura, como resultado del análisis dinámico no lineal. Se tiene una distorsión máxima de entrepiso
 1925 de 1.56%, valor muy cercano al valor límite de distorsiones igual a 1.5%. Se aprecia que en el caso
 1926 estudiado la dirección Y es la predominante.

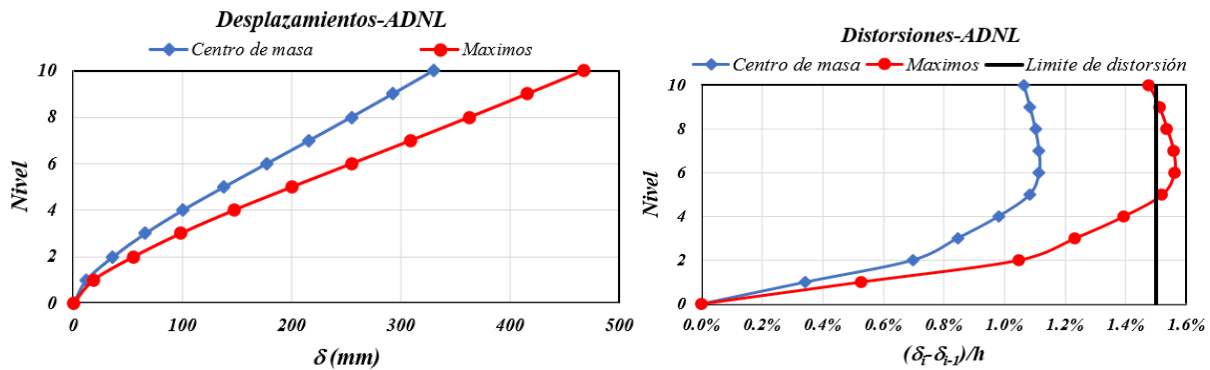


1927

1928 **Figura 4.2.12** Distorsiones máximas de entrepiso en un extremo del edificio con estructura irregular
 1929 en planta, obtenidas del ADNL para las direcciones X y Y

1930 La Figura 4.2.13 permite comparar los valores máximos de desplazamientos laterales y distorsiones
 1931 correspondientes al centro de masa, y el eje en dirección Y más alejado del centro, para el cual, como
 1932 se aprecia, y es de esperar, en la Figura 4.2.13 los desplazamientos del extremo del edificio son
 1933 mayores que los correspondientes al centro de masa, esto debido a la irregularidad de la estructura.

1934



1935

1936 (a) Desplazamientos (mm) (b) Distorsiones

1937 **Figura 4.2.13** Desplazamientos y distorsiones en el centro de masa y en el extremo en planta del
 1938 edificio con estructura irregular en planta para la dirección Y, obtenidas del ADNL

1939 **Cortante basal y momento de volteo máximos en la estructura**

1941 Como resultado del analisis dinamico no lineal, para cada instante de la respuesta con el registro
 1942 sismico utilizado, se obtuvieron el cortante basal, V_{NL} , y el momento de volteo, M_{NL} , en la base de la
 1943 estructura.

1944 El cortante basal máximo en la estructura, $V_{bNL,máx}$, se presenta en el tiempo 26.96s, en ese tiempo
 1945 actúa el momento de volteo, $M_{bNL,26.96}$:

1946 $V_{bNL,máx} = -3925 t$

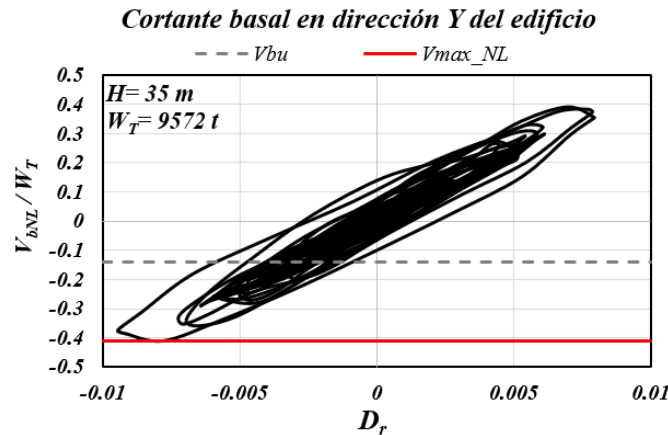
1947 $M_{bNL,26.96} = 84139 t \cdot m$

1948 El momento de volteo máximo en la estructura, $M_{bNL,máx}$, se presenta en el tiempo 27.04s, en ese
 1949 mismo tiempo también actúa el cortante basal, $V_{bNL,27.04}$.

1950 $M_{bNL,máx} = -87254 t \cdot m$

1951 $V_{bNL,27.12} = 3691 t$

1952 La Figura 4.2.14 muestra el cortante basal, V_{bNL} , dividido entre el peso total de la estructura, $W_T =$
 1953 $9572 t$, graficado contra la distorsión global en dirección Y.



1954 **Figura 4.2.14** Cortante basal entre peso de la estructura contra distorsión global en dirección Y

1955 La Figura 4.2.15 (a) muestra el cortante basal de la estructura, V_{bNL} , dividido entre el cortante basal de
 1956 diseño, V_{bu} , y la Figura 4.2.15 (b) muestra el momento de volteo de la estructura, M_{bNL} , dividido entre
 1957 el momento de volteo de diseño, M_{bu} . Estos parámetros se grafican en función de la distorsión global
 1958 δ/H .

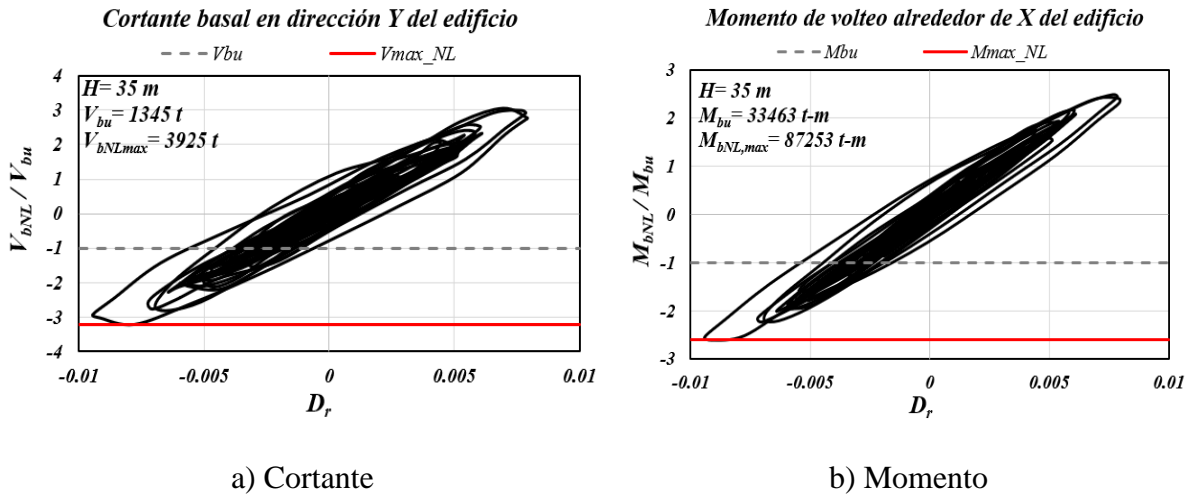
1959 Los siguientes cocientes muestran la relación entre el cortante basal máximo de la estructura, $V_{bNL,máx}$,
 1960 obtenido del análisis dinámico no lineal y, el cortante basal de diseño de la estructura, V_{bu} , obtenido
 1961 del análisis modal espectral.

1962
$$\frac{V_{bNL,máx}}{V_{bu}} = \frac{3925 t}{1345 t} = 2.9$$

1963 Igualmente se muestra el momento de volteo máximo en la estructura, $M_{bNL,máxL}$, obtenido del análisis
 1964 dinámico no lineal y, el momento de volteo de diseño de la estructura, M_{bu} :

1965
$$\frac{M_{bNL,m\acute{a}x}}{M_{bu}} = \frac{87254 \text{ t} \cdot \text{m}}{33463 \text{ t} \cdot \text{m}} = 2.6$$

1966

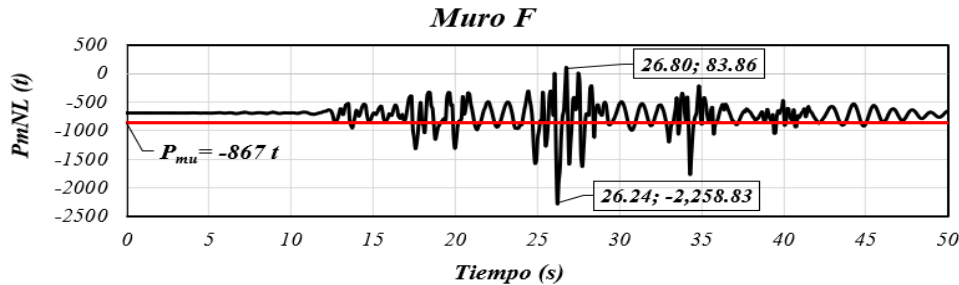


1967 **Figura 4.2.15** Factores de amplificaci3n de cortante y momento de dise1o obtenidos del ADNL
 1968 contra distorsi3n global en el edificio con estructura irregular en planta en la direcci3n Y

1969 3

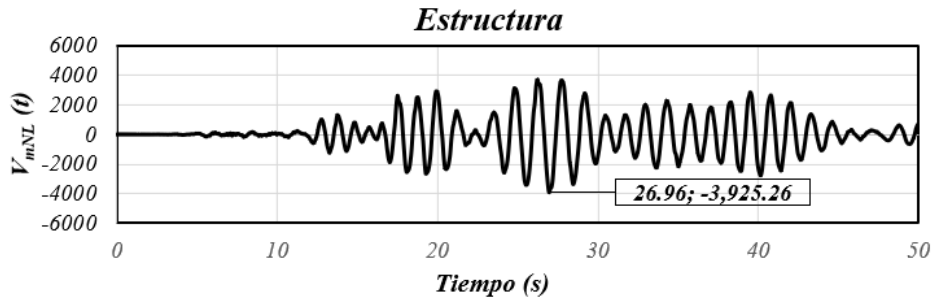
1970 **Fuerzas en el tiempo para la estructura y en el muro F de planta baja**

1971 La Figura 4.2.16 muestra las fuerzas axiales que actúan en el tiempo para el muro estructural de planta
 1972 baja identificado en la Figura 4.2.6 como muro F. Se muestra el instante en que se presenta la fuerza
 1973 axial máxíma.

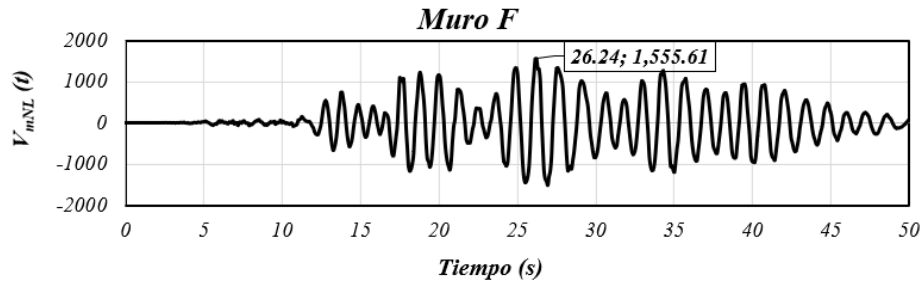


1974 **Figura 4.2.16** Fuerzas axiales actuantes en el muro F en la direcci3n Y

1975 La Figura 4.2.17 muestra las fuerzas cortantes que actúan en la base de la estructura a lo largo del
 1976 tiempo, Figura 4.2.17 (a), y las fuerzas cortantes en el muro F, Figura 4.2.17 (b).



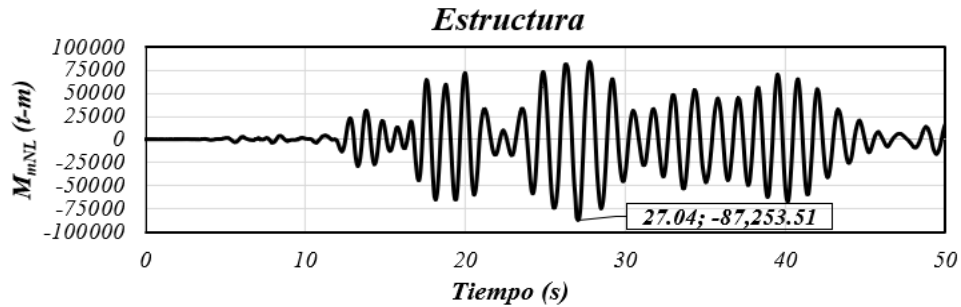
c) Estructura



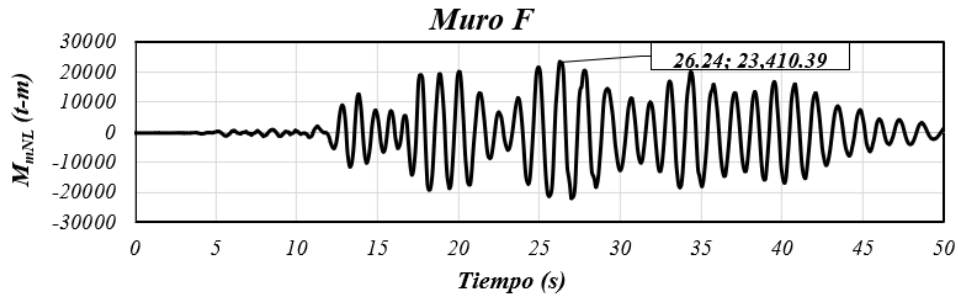
d) Muro F

1977 **Figura 4.2.17** Fuerzas cortantes en la estructura y en el muro F en dirección Y

1978 La Figura 4.2.18 muestra los momentos que actúan a lo largo del tiempo en la base de la estructura,
 1979 Figura 4.2.18 (a), y en el muro F, Figura 4.2.18 (b).



c) Estructura



d) Muro F

1980 **Figura 4.2.18** Momentos flectores en la estructura y en muros en dirección Y

1981

1982 **4.2.7 Comparación de resultados del análisis modal espectral y el análisis dinámico**
 1983 **no lineal**

1984

1985 **Resultados obtenidos del análisis modal espectral y dinámico no lineal del muro F**

1986

1987 La Tabla 4.2.7 muestra valores de las fuerzas del análisis modal espectral y del análisis dinámico no
 1988 lineal que actúan en el muro F, en la dirección Y de la estructura. Para el análisis modal espectral se
 1989 muestra la fuerza cortante de diseño V_{mu} y el momento de diseño M_{mu} , además de su fuerza axial que
 1990 le corresponde, P_m . Para el ADNL se muestra la fuerza cortante máxima, $V_{mNL,máx}$, y el momento
 1991 máximo, $M_{mNL,máx}$, y la fuerza axial que actúa en ese mismo instante, P_{NL} .

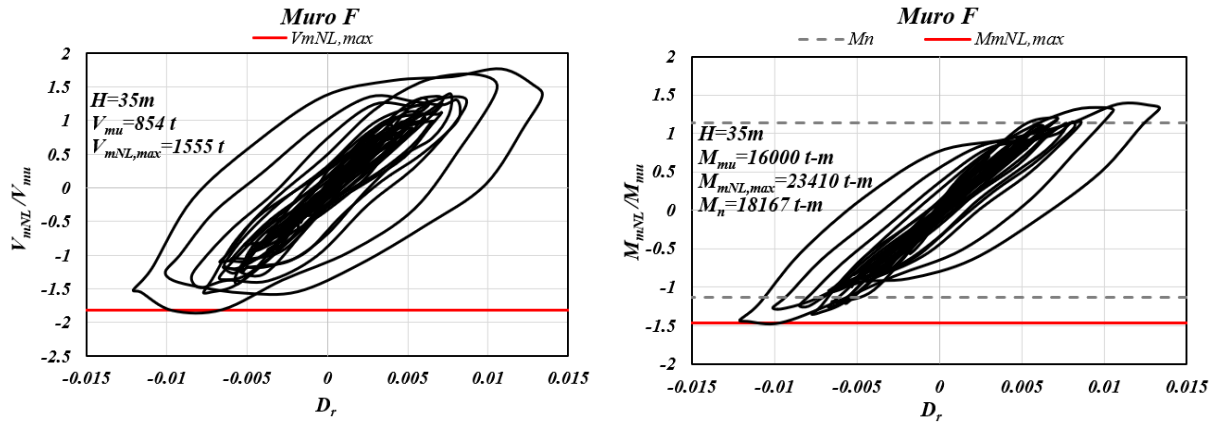
1992

1993 **Tabla 4.2.7** Fuerzas que actúan en el muro F obtenidos del análisis modal espectral y dinámico no
 1994 lineal

<i>Análisis modal espectral</i>			<i>Análisis dinámico no lineal</i>		
P_{mu} (t)	V_{mu} (t)	M_{mu} (t-m)	P_{mNL} (t)	$V_{mNL,máx}$ (t)	$M_{mNL,máx}$ (t-m)
867	854	16000	2258	1555	23410

1995

1996 La Figura 4.2.19 (a) muestra para el muro F el cortante basal no lineal, V_{mNL} , dividido entre el cortante
 1997 de diseño del muro, V_{mu} , y la Figura 4.2.19 (b) muestra el momento de volteo no lineal, M_{mNL} del
 1998 muro, dividido entre el momento de diseño, M_{mu} . Se grafica contra la distorsión global de la estructura
 1999 en dirección Y.



a) Cortante

b) Momento de volteo

Figura 4.2.19 Factores de amplificación de cortante basal y momento de volteo de diseño del muro F obtenidos del ADNL contra distorsión global de la estructura

Empleando los resultados mostrados en la Tabla 4.2.7, se obtienen los cocientes de las fuerzas de diseño y las fuerzas máximas que actúan en el muro F en dirección Y de la estructura:

$$\frac{V_{mNL,máx}}{V_{mu}} = \frac{1555 \text{ t}}{854 \text{ t}} = 1.82$$

$$\frac{M_{mNL,máx}}{M_{mu}} = \frac{23410 \text{ t} \cdot \text{m}}{16000 \text{ t} \cdot \text{m}} = 1.46$$

La tabla 4.2.8 muestra las relaciones de demanda-capacidad en el muro F, en función de la fuerza cortante basal, V_{mu} , empleando los resultados del análisis modal espectral. Además, se muestra resultados para los momentos en la base del muro correspondientes al análisis modal espectral y dinámico no lineal, M_{mu} y $M_{mNL,máx}$, respectivamente.

Tabla 4.2.8 Comparativa de fuerzas actuantes y resistentes en el muro F obtenidas del AME y ADNL

Tipo de análisis	Demanda		Capacidad		Relación demanda-capacidad	
	$V_{mu} (t)$	$M_{mu} (t-m)$	$V_R (t)$	$M_R (t-m)$	D/C_V	D/C_M
AME	854	16000	897	16350	0.95	0.98
ADNL	$V_{mNL,máx} (t)$	$M_{mNL,máx} (t-m)$	$V_n (t)$	$M_{pr} (t-m)$	D/C_V	D/C_M
	1555	23410	1196	21428	1.30	1.09

2014 El valor de V_n del muro es de 1196 t, para La relación de demanda de cortante del ADNL y V_n es 1555
 2015 t/1196 t= 1.3, lo que implica que puede ocurrir una posible falla del muro F por cortante. La relación
 2016 de demanda de momento del ADNL y M_{pr} es 23410 t-m/21428 t-m= 1.09 lo que se puede considerar
 2017 razonable.

2018

2019 **Comparación de resultados obtenidos del análisis modal espectral y dinámico no lineal de la**
 2020 **estructura y todos los muros en la dirección Y**

2021

2022 Se realizó el mismo procedimiento utilizado para el muro F en todos los muros en la dirección Y, en
 2023 el instante de tiempo donde ocurre las máximas de mandas de cortante y momento para la estructura
 2024 (t=26.96s). Los resultados se comentan a continuación.

2025 **Tabla 4.2.9** Comparación de resultados entre el ADNL y AME para la estructura y todos los muros
 2026 en dirección Y en t=26.96 s

<i>Estructura y muros en Y</i>	<i>Análisis modal espectral</i>			<i>Análisis dinámico no lineal</i>			<i>Relación de demandas entre ADNL y AME</i>			
	P_u t	V_u t	M_u t-m	P_{NL} t	$V_{NL,máx}$ t	$M_{NL,máx}$ t-m	P_{NL}/A_g	P_{NL}/P_u	V_{NL}/V_u	M_{NL}/M_u
Estructura completa	-	1345	33463	-	3925	84138	-	-	2.92	2.51
Muro A1	-734	409	8153	-1077	812	12076	0.11	1.47	1.99	1.48
Muro A2	-762	411	8208	-580	721	10736	0.06	0.76	1.75	1.31
Muro F	-867	922	16000	-1568	1516	22022	0.10	1.81	1.64	1.38

2027

2028 En la Tabla 4.2.9 se observa que la mayor relación de demandas de cortante en los muros corresponde
 2029 al muro A1, con una relación $V_{NL}/V_u = 1.99$. Esto indica que, aunque este muro no presenta la mayor
 2030 fuerza cortante en él AME, sí experimenta la mayor demanda en el ADNL, lo que evidencia que la
 2031 respuesta del ADNL puede modificar significativamente la demanda de cada elemento estructural. La
 2032 Tabla 4.2.9 muestra que la relación V_{NL}/V_u para los muros del edificio alcanzan valores en el intervalo
 2033 1.6 a 2.0, lo que llevaría a un diseño por cortante de estos muros del lado de la inseguridad.

2034

2035 Además, al sumar la fuerza cortante de cada muro en el ADNL, se obtiene un valor total de 3049 t. Si
 2036 se divide este valor entre el cortante total de la estructura en el ADNL, que es 3925 t, se encuentra que
 2037 la participación de los muros es del 78 %, mientras que el 22 % restante es absorbido por las columnas.
 2038 Dado que la relación de demanda entre el ADNL y el AME para la estructura completa es 2.92, al
 2039 multiplicarla por la participación de los muros (78%), se obtiene una relación de demanda
 2040 ADNL/AME en los muros de 2.27. Este valor es cercano a la amplificación máxima observada en el
 2041 muro A1.

2042 Por otro lado, se advierte que la relación entre las demandas de momento obtenidas mediante el ADNL
 2043 y el AME para la estructura completa es mayor que la observada en cada muro por separado. Esto se
 2044 explica porque, en el instante de tiempo evaluado, la carga axial presente en cada elemento estructural
 2045 (incluidos los muros en dirección X y las columnas) al multiplicarse por su respectivo brazo de palanca
 2046 respecto al punto de evaluación del momento, genera un momento adicional. Este momento contribuye
 2047 al momento total que actúa sobre la estructura en su conjunto.

2048

2049 **Aceleraciones de piso obtenidas con la NTC Sismo 2023 y con el análisis dinámico no lineal**

2050

2051 Las fuerzas de diseño sísmico en los diafragmas del edificio que se estudia se obtuvieron con los
 2052 procedimientos de la sección 8.2 de la NTC-Sismo 2023. Se consideran los factores de carga prescritos
 2053 por las NTC-Criterios. Estos procedimientos emplean la aceleración normalizada absoluta en el
 2054 diafragma del nivel i , a_i . La fuerza de diseño por sismo en el diafragma en el nivel i , F_{di} , se calculan
 2055 con el procedimiento de la sección 8.2 de la NTC-Sismo 2023 para el caso de estructuras irregulares.
 2056 Este procedimiento empieza calculando la aceleración de piso del último nivel, a_n , con la
 2057 condición de diafragma rígido, empleando la Ec. (8.2.4) de la NTC-Sismo 2023, en la cual interviene
 2058 λ , factor de penalización por irregularidad, definido por la Ec. 8.2.6 de la NTC-Sismo 2023:

$$2059 \lambda_p = \min \left[2, \max \left[1.2, \left[\frac{2n+1.2}{3.2n \frac{m_1}{m_T}} \right] \right] \right]$$

2060 A partir de las ecuaciones anteriores, se calculan para los edificios en estudio los parámetros que
 2061 intervienen en el cómputo de la fuerza de diseño para el diafragma del nivel i , F_{di} , Ec. (8.3.1).

2062 El factor Q' se halla de acuerdo con la sección 3.2 de la NTC-Sismo 2023, en este caso, el periodo de
 2063 las estructuras, está en el intervalo entre los periodos T_a y T_b , por lo tanto, el factor Q' se calcula de la
 2064 siguiente forma:

$$2065 Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{1}{k}} = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1}{0.66}} = 2.2$$

2066 Para obtener la aceleración del nivel azotea, a_n , de edificio con irregularidad en planta en estudio, se
 2067 emplean los siguientes valores:

$$2068 a_0 = 0.266$$

$$2069 n = 10$$

$$2070 m_1/m_T = 0.59$$

$$2071 \eta_a = 1.4\sqrt{10-1} = 4.2 < 5$$

$$2072 a_1 = a(1.15s) = 0.753$$

$$2073 \lambda_p = \min \left[2, \max \left[1.2, \left[\frac{2*10+1.2}{3.2*10*0.59} \right] \right] \right] = \min [2, \max [1.2, 1.12]] = 1.2$$

2074 Reemplazando estos valores en la Ec. (8.2.4) se obtiene los valores de las aceleraciones de piso
 2075 afectadas por el factor de penalización λ_p :

$$2076 \quad a_n = 1.2 \sqrt{\left(\frac{1.6(0.753)}{2.2}\right)^2 + 4.2(0.266)^2} = 1.2\sqrt{0.300 + 0.297} = 0.92$$

2077 La Tabla 4.2.10 muestra las aceleraciones de piso del edificio irregular considerando el factor de
 2078 penalización λ_p .

2079 La Tabla 4.2.11 permite comparar los valores de aceleraciones de piso obtenidas con la NTC Sismo
 2080 2023 para los casos de estructura regular e irregular, columnas (2) y (3) de la Tabla 4.2.10,
 2081 respectivamente, con los resultados del ADNL, columnas (4) y (5) de la Tabla 4.2.10.

2082 La Figura 4.2.20 permite comparar los valores de las aceleraciones de piso del edificio obtenidas
 2083 siguiendo los requisitos de la NTC Sismo 2023 considerando la condición de regularidad, así como
 2084 con el requisito de penalización por irregularidad. Además, esta Figura muestra las envolventes de
 2085 aceleraciones de piso obtenidas del ADNL para las direcciones X y Y. Los resultados del cómputo de
 2086 aceleraciones de piso para el edificio irregular en planta en estudio, siguiendo el procedimiento de la
 2087 NTC Sismo 2023, tienen una correlación excelente con los resultados del ADNL, lo que permite
 2088 validar el referido procedimiento de la NTC Sismo 2023.

2089 En una comparativa de los factores de amplificación de la aceleración de piso máxima respecto la del
 2090 terreno, en este caso se debe considerar que la aceleración máxima del terreno de acuerdo con la norma
 2091 es mayor que la del registro empleado, Tabla 4.2.11. De acuerdo con los resultados de esta Tabla, la
 2092 amplificación de aceleraciones en el nivel azotea es 3.4 y 4.6, para el caso de la Norma y para el
 2093 ADNL, respectivamente.

2094

2095 **Tabla 4.2.10** Aceleraciones de piso obtenidas con las NTC Sismo 2023 (g) considerando el factor de
 2096 penalización λ_p

<i>Nivel</i>	<i>h (m)</i>	Ω_y	<i>a (g)</i>
0	0	1.00	0.27
1	3.5	1.25	0.33
2	7.0	1.49	0.40
3	10.5	1.74	0.46
4	14.0	1.98	0.53
5	17.5	2.23	0.59
6	21.0	2.48	0.66
7	24.5	2.72	0.72
8	28.0	2.97	0.79
9	31.5	3.22	0.86
10	35.0	3.46	0.92

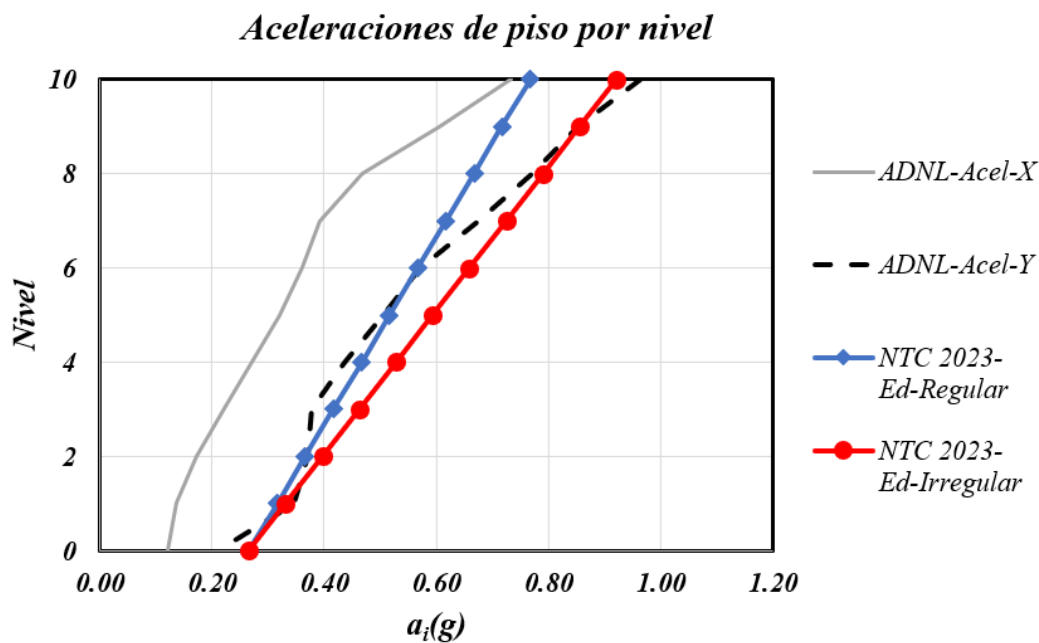
2097

2098

Tabla 4.2.11 Aceleraciones de piso obtenidas con la NTC Sismo 2023 y ADNL (g)

<i>Nivel</i>	<i>NTC-Sismo 2023-Regular</i>	<i>NTC-Sismo 2023-Irregular</i>	<i>ADNL-Acel-X</i>	<i>ADNL-Acel-Y</i>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0	0.27	0.27	0.12	0.21
1	0.32	0.33	0.14	0.35
2	0.37	0.40	0.17	0.37
3	0.42	0.46	0.22	0.38
4	0.47	0.53	0.27	0.44
5	0.52	0.59	0.32	0.51
6	0.57	0.66	0.36	0.57
7	0.62	0.72	0.39	0.68
8	0.67	0.79	0.47	0.77
9	0.72	0.86	0.60	0.85
10	0.77	0.92	0.73	0.96

2099



2100

2101

2102

2103

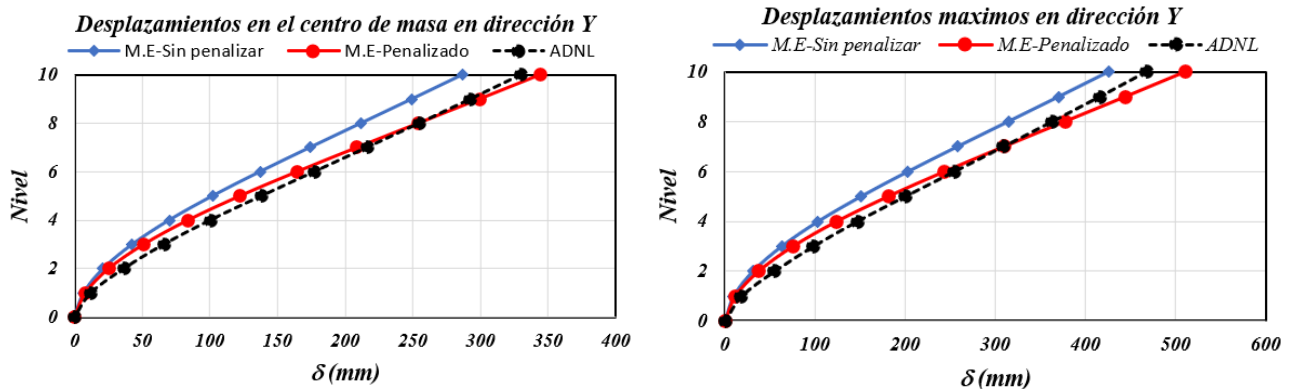
2104

Figura 4.2.20 Valores de aceleraciones de piso por nivel en dirección Y considerando procedimientos de la NTC Sismo 2023 y valores obtenidos del ADNL en cada dirección

2105 **Desplazamientos y distorsiones de entrepiso del edificio en estudio que se obtienen de acuerdo**
 2106 **con la NTC Sismo 2023 empleando el AME y el ADNL. Propuesta de nuevo procedimiento de**
 2107 **cómputo de desplazamientos en estructuras irregulares**

2108 En esta parte del estudio se explora la posibilidad de emplear el método que propone este estudio para
 2109 el diseño sísmico de estructuras irregulares, el cual emplea el factor de penalización λ_p para los
 2110 desplazamientos que se obtienen con el procedimiento convencional del método AME especificado
 2111 por la NTC Sismo 2023. En el método propuesto, se emplean las distorsiones límites que especifican
 2112 la NTC Sismo 2023 para estructuras regulares. Este procedimiento tiene la ventaja conceptual de que
 2113 la penalización se hace en las demandas de desplazamientos, no en la capacidad, criterio empírico
 2114 empleado por la NTC Sismo 2023 para el caso de estructuras irregulares.

2115 La Figura 4.2.21 muestra los valores de envolventes de desplazamientos en la dirección Y por nivel
 2116 en el centro de masa, Figura 4.2.21 (a), y los valores de envolventes de desplazamientos por nivel
 2117 azotea en un extremo de la estructura, Figura 4.2.21 (b). En ambas figuras se muestran los
 2118 desplazamientos obtenidos del AME sin afectar por el factor λ_p , el cual en este caso es igual a 1.2, así
 2119 como estos valores penalizados con este factor. Además, la Figura 4.2.21 muestra resultados de
 2120 desplazamientos obtenidos del ADNL. Los resultados de la Figura 4.2.21 indican una excelente
 2121 correlación entre los resultados de desplazamientos laterales en estructuras irregulares obtenidos con
 2122 el procedimiento propuesto, y los resultados obtenidos del ADNL.



a) Desplazamientos en centro de masa

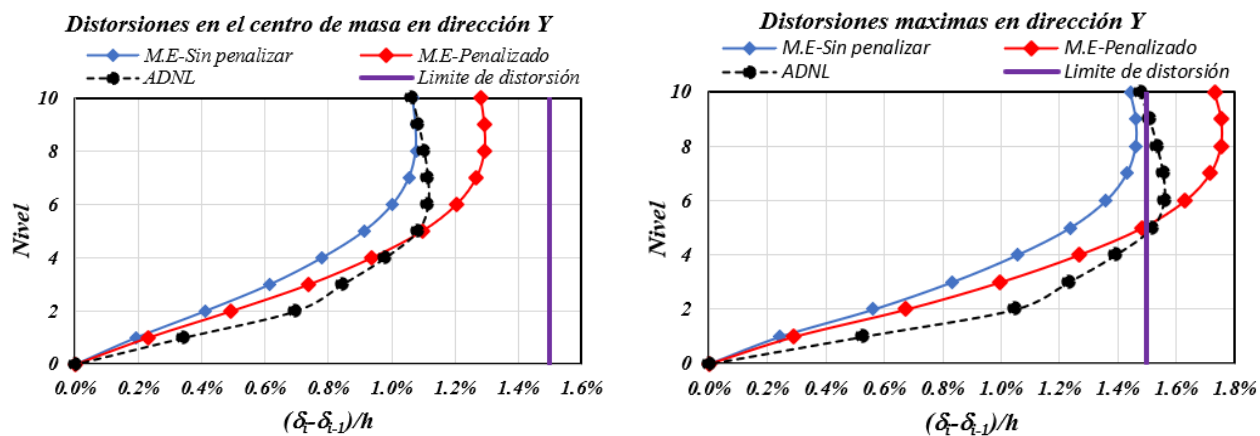
b) Desplazamientos en extremo de edificio

2123 **Figura 4.2.21** Envolvente de desplazamientos laterales por nivel en la dirección Y del edificio con
 2124 irregularidad en planta

2125 La Figura 4.2.22 muestra una comparativa comparable a la que se hizo para los resultados de la Fig.
 2126 4.2.22, pero en este caso la comparativa se hace con distorsiones de entrepiso calculadas con los
 2127 análisis AME y ADNL. Estas distorsiones son las de entrepiso en el centro de masa, Figura 4.2.22 (a),
 2128 así como las máximas, correspondientes al eje F de la estructura, Figura 4.2.22(b), en ambos casos en
 2129 dirección Y, Como muestra la Figura 4.2.22, las máximas demandas del ADNL, que ocurren en un
 2130 extremo de la planta del edificio, son mayores que las correspondientes al centro de masa, y el valor

2131 máximo tiene un valor cercano a 1.6%. Los resultados de demandas de distorsiones en la Figura 4.2.22
 2132 muestran que el método propuesto de penalización empleando el factor λ_p es bastante aceptable, dado
 2133 que los valores de distorsiones calculadas con el método propuesto son cercanos a los obtenidos con
 2134 el ADNL. En el caso estudiado, las distorsiones máximas obtenidas con el AME y penalizadas con el
 2135 factor mencionado, es 1.75%, Figura 4.2.22 (b), por lo que, de acuerdo con el método de diseño de
 2136 estructuras irregulares que se propone en este estudio, la estructura se debe rigidizar para cumplir con
 2137 la distorsión límite especificada por la NTC Sismo 2023 para estructuras regulares, igual a 1.5%.

2138 Es de interés analizar los resultados del edificio en estudio para comparar el procedimiento de la NTC
 2139 Sismo 2023 para el diseño sísmico de estructuras irregulares y el método propuesto en este estudio.
 2140 Con el método de penalización de demandas de distorsiones propuesto en esta investigación, se
 2141 concluyó que la distorsión máxima calculada era 1.75%, por lo que se tenía que rigidizar el edificio
 2142 para que la distorsión no supere la distorsión límite especificada por la Norma para estructuras
 2143 regulares, igual a 1.5%. Con el método de la NTC Sismo 2023, la distorsión máxima calculada con el
 2144 AME, igual a 1.45%, supera la distorsión límite especificada por esta Norma para esta estructura
 2145 irregular, valor igual a $0.7 \cdot 1.5\% = 1.05\%$ (el valor del factor 0.7 sale de emplear la tabla C5.4.2 de la
 2146 NTC Sismo 2023). Dada esta diferencia, de acuerdo con la NTC Sismo 2023, la estructura se debe
 2147 rigidizar para que la distorsión calculada con AME no supere el referido valor de 1.05%. En el método
 2148 propuesto la distorsión debe disminuir el valor $1.75\% - 1.5\% = 0.25\%$, y con la NTC Sismo 2023 la
 2149 distorsión debe disminuir el valor $1.45\% - 1.05\% = 0.40\%$. Se aprecia que, en el caso del edificio
 2150 irregular en estudio, la penalización aplicando el método de la NTC Sismo 2023 es mayor que la del
 2151 método propuesto, por lo cual puede dar resultados conservadores respecto al método propuesto. Sin
 2152 embargo, mientras que el método propuesto se basa en principios de la dinámica estructural, el método
 2153 de la NTC Sismo 2023 es empírico.



a) Distorsiones en el centro de masa

b) Distorsiones en un extremo del edificio

2154 **Figura 4.2.22** Distorsiones de entrepiso por nivel en dirección Y, correspondientes al centro de masa
 2155 y al extremo en planta del edificio del edificio con irregularidad en planta

2156 Los resultados encontrados en este capítulo ayudan a validar el nuevo método que se propone emplear
2157 para el diseño sísmico de estructuras irregulares diseñadas con la NTC Sismo 2023. Este método
2158 consiste en llevar a cabo el análisis modal espectral de un edificio siguiendo los requisitos
2159 especificados por la NTC Sismo 2023, excepto que no se emplea el requisito de penalizar las
2160 distorsiones límites de la estructura irregular, lo que propone es penalizar con el factor λ_p las demandas
2161 de desplazamientos o distorsiones que calcula el ingeniero con el AME para la estructura irregular.
2162 Las distorsiones calculadas con este procedimiento se comparan con las distorsiones límites que
2163 especifica la NTC Sismo 2023 para estructuras regulares. La característica deseable del nuevo método
2164 propuesto es que es congruente con un modelo físico donde se penaliza las demandas de distorsiones
2165 en una estructura con irregularidad estructural, contrario al procedimiento empírico de penalizar las
2166 distorsiones límites en el caso de irregularidad estructural como lo especifica NTC Sismo 2023.
2167 En los subcapítulos 4.3 y 4.4 se estudian dos edificios irregulares adicionales, con el objeto de revisar
2168 si es posible validar el procedimiento que se propone en este Capítulo para el diseño de edificios con
2169 estructuras irregulares o fuertemente irregulares.

2170

2171

2172

2173

2174

2175

2176

2177

2178

2179

2180

2181

2182

2183

2184

2185

2186

2187

2188

2189

2190

2191

2192

2193 4.3 Análisis y diseño de un edificio de 10 niveles con estructura 2194 fuertemente irregular en planta y elevación 2195

2196 4.3.1 Descripción general del caso de estudio

2197
2198 En este subcapítulo se estudia el comportamiento de un edificio de concreto reforzado de 10 niveles,
2199 con estructura fuertemente irregular en planta y elevación, con algunas características geométricas
2200 comparables a las del edificio regular estudiado en la sección 4.1.

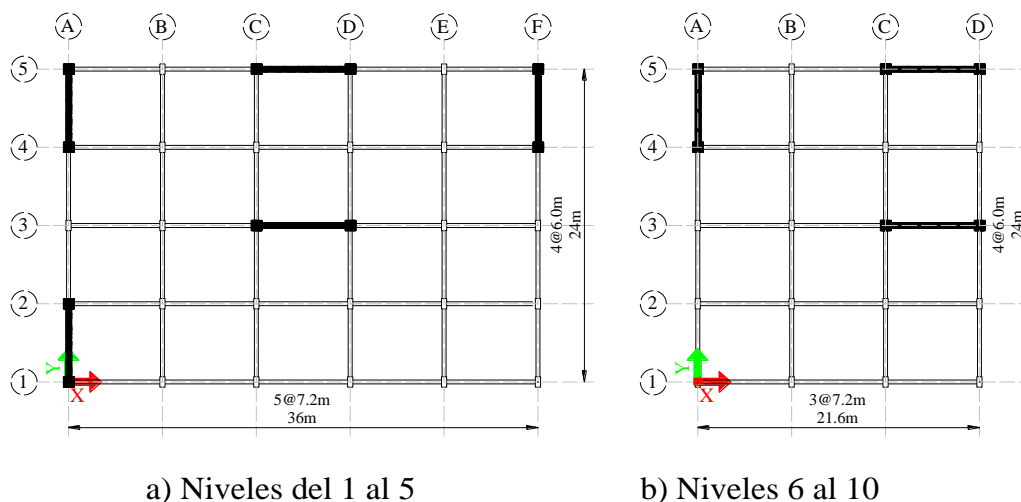
2201 2202 Solución estructural

2203
2204 El sistema estructural del edificio está formado por muros estructurales y marcos de concreto
2205 reforzado. Las Figura 4.3.1 (a) y (b) muestran la vista en planta y elevación del edificio en dirección
2206 Y, respectivamente. Como se aprecia en la Figura 4.3.2, a partir del nivel 5 el área de la planta se
2207 reduce significativamente, y también uno de los muros del eje A ya no continúa en los niveles
2208 superiores. La distribución de muros estructurales y el cambio de área en la altura del edificio
2209 llevan a tener una estructura irregular en planta y elevación, lo que se evalúa en detalle más
2210 adelante.

2211 2212 Peso total del edificio

2213
2214 Las cargas vivas y muertas actuantes en la losa de entrepiso y azotea del edificio fueron las mismas
2215 que las descritas para el edificio regular. El peso total de la estructura se obtuvo del programa ETABS,
2216 dando como resultado un peso total del edificio, $W_{ETABS} = 7690 t$.

2217



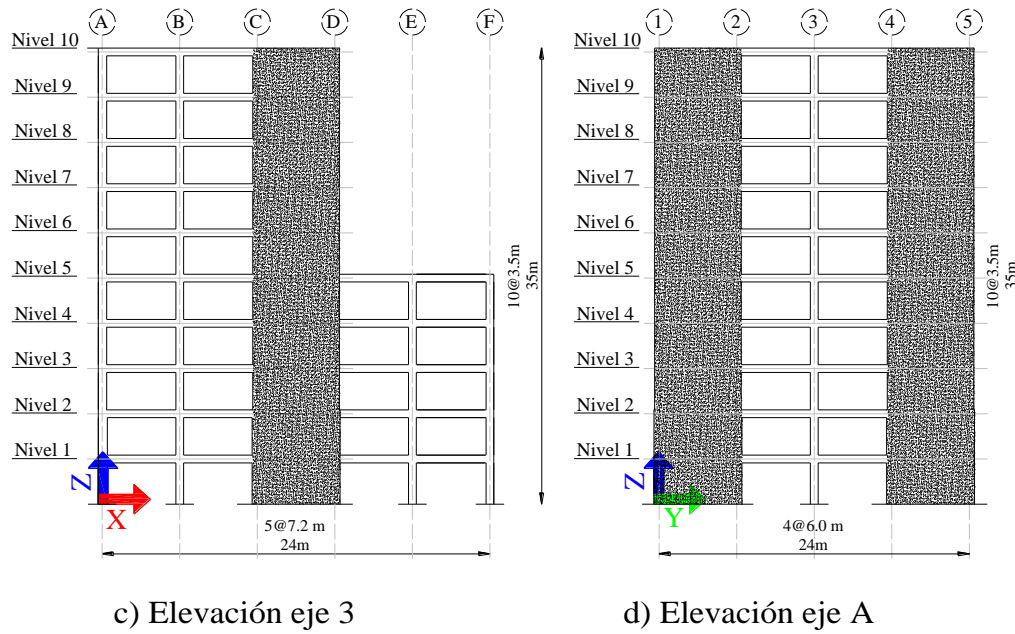


Figura 4.3.1 Vistas en planta y elevaciones del edificio

2218

2219

2220 4.3.2 Análisis modal espectral

2221

2222 Modelo lineal del edificio

2223

2224 Para el análisis modal espectral del edificio se empleó un modelo elástico-lineal del edificio con
 2225 elementos tipo barra para las columnas y trabes, y elementos tipo área cascarón “shell” para las
 2226 losas y muros, dicho modelo, y sus ejes globales se muestra en la Figura 4.3.2

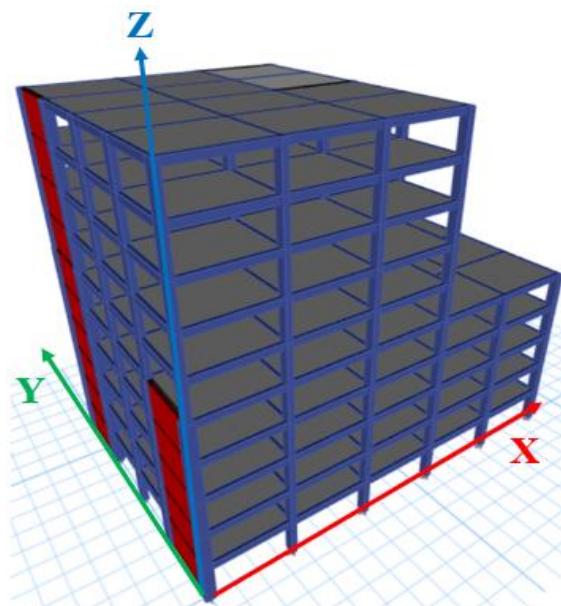


Figura 4.3.2 Modelo lineal del edificio en ETABS

2227

2228

2229 A partir del modelo elástico-lineal del edificio se obtuvieron los siguientes resultados, Tabla 4.3.1.

2230

Tabla 4.3.1 Parámetros dinámicos de cada estructura.

<i>Parámetros</i>	<i>Estructura</i>
Altura del edificio [m]	35
Niveles	10
Aceleración del terreno [g]	0.27
Periodo primer modo en X [s]	0.90
Pseudo aceleración en el periodo X (g)	0.75
Periodo primer modo en Y [s]	0.97
Pseudo aceleración en el periodo Y (g)	0.75

2231

2232 **Clasificación por irregularidad**

2233 De acuerdo con la sección 5.2.2.1 de la NTCS 2023, una estructura se clasifica como fuertemente
 2234 irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura el desplazamiento lateral existe
 2235 un punto de la estructura que excede en más del 30% el desplazamiento lateral promedio de los
 2236 extremos en planta en la dirección de análisis. La tabla 4.3.2 muestra que el desplazamiento lateral
 2237 máximo excede el 15% del desplazamiento lateral promedio en los niveles del 1 al 5, y para los niveles
 2238 6 a 10 el desplazamiento máximo, excede el 30% el desplazamiento promedio, por lo que, de acuerdo

2239 con el inciso mencionado 5.2.2.1, el edificio en estudio tiene una estructura que se clasifica como
2240 fuertemente irregular en torsión.

2241

2242 **Tabla 4.3.2** Desplazamientos máximos, mínimos y promedios por Nivel.

<i>Nivel</i>	Δ_1	Δ_2	Δ_{prom}	Δ_1/Δ_{prom}
	(mm)	(mm)	(mm)	
10	309	141	225	1.37
9	265	122	194	1.37
8	219	104	162	1.35
7	172	86.3	129	1.33
6	128	68.9	98	1.30
5	89	52.5	71	1.26
4	62	36.7	50	1.26
3	39	22.7	31	1.26
2	20	11.4	16	1.26
1	6	3.56	5	1.27

2243

2244

Tabla 4.3.3 Rigidez lateral por Nivel

<i>Nivel</i>	<i>K</i>	K_i/K_{i+1}
	(t/m)	
10	12437	-
9	24277	1.95
8	33526	1.38
7	42013	1.25
6	65387	1.56
5	117255	1.79
4	145808	1.24
3	187296	1.28
2	273525	1.46
1	528645	1.93

2245

2246 Respecto a la regularidad de rigidez lateral, de acuerdo con la sección 5.3.2.1 de la NTC Sismo 2023,
2247 una estructura presenta irregularidad por reducción brusca de rigidez lateral, cuando la rigidez lateral
2248 del nivel de interés es mayor que 1.3 veces la rigidez del piso superior. Como se puede ver en la tabla
2249 4.3.3, esto ocurre para algunos niveles del edificio, por lo que la estructura se considera que es irregular
2250 por reducciones bruscas de rigidez lateral.

2251 Se ha mostrado que la estructura presenta fuerte irregularidad en torsión, así como irregularidad por
2252 cambio de rigidez lateral, de acuerdo con la NTC Sismo 2023, para considerar la irregularidad
2253 estructural, las distorsiones límite que se especifica para una estructura regular se debe reducir en 50%
2254 (Tabla C5.5.3 de la NTC Sismo 2023). Como se ha mostrado para el caso del edificio irregular en
2255 planta de 10 niveles, en esta investigación se propone un nuevo método de diseño sísmico de edificios
2256 irregulares, en el cual se penaliza las demandas de desplazamientos o distorsiones que calcula el
2257 ingeniero con AME para la estructura irregular. Esta penalización consiste en afectar esos
2258 desplazamientos por el factor de penalización λ_p . En el método propuesto, las distorsiones calculadas
2259 con este procedimiento se comparan con las distorsiones límites que especifica la NTC Sismo 2023
2260 para estructuras regulares.

2261

2262 **Límite de distorsión permisible**

2263

2264 Se aplica el mismo concepto que para los edificios anteriores, por lo tanto, para la aplicación del
2265 método propuesto de análisis sísmico de estructuras con irregularidad estructural, en lo que sigue se
2266 emplea la distorsión límite antes de penalizar por irregularidad estructural, la que de acuerdo con la
2267 NTC Sismo 2023, es igual a 1.5%.

2268

2269 **Dimensiones de elementos estructurales**

2270

2271 Para cumplir con las distorsiones límites de las NTCS 2023 para estructuras regulares, en el caso en
2272 estudio se emplearon 2 muros en la dirección X y 3 muros en la dirección Y. Los dos muros en
2273 dirección X y el muro en dirección Y ubicado en el eje A entre los ejes 4 y 5 cuentan con un espesor
2274 de alma de 40cm y elementos de borde de 80cmx80cm, por otro lado, el muro que está en el eje A
2275 entre los ejes 1 y 2 y el muro del eje F tienen un espesor de 30cm y elementos de borde de 80cmx80cm.
2276 Las trabes y columnas tienen dimensiones de 30cmX55cm y 40cmX80cm, respectivamente.

2277

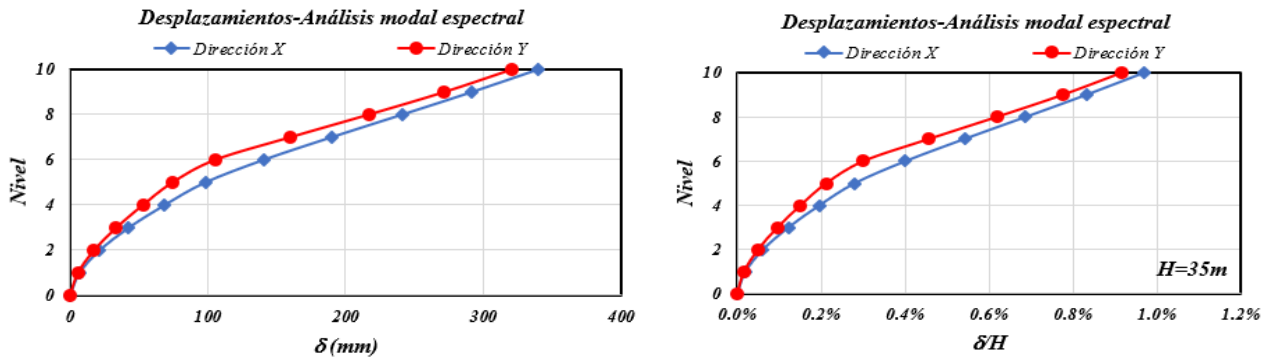
2278 *4.3.2 Resultados del análisis modal espectral*

2279

2280 **Desplazamientos laterales por nivel de la estructura**

2281

2282 La Figura 4.3.3 (a) muestra los desplazamientos laterales por nivel del edificio en estudio, que se
2283 obtienen del análisis modal espectral (AME), respecto a la base, en las direcciones X y Y de la
2284 estructura. El desplazamiento en la azotea en el punto máximo es: $\delta_{lineal,max} = 340 \text{ mm}$. La Figura
2285 4.3.3 (b) muestra los mismos desplazamientos, divididos entre la altura total del edificio, H , con un
2286 valor máximo de la distorsión global igual a aproximadamente 1.0%.



a) Desplazamientos (mm)

b) Desplazamientos divididos por H

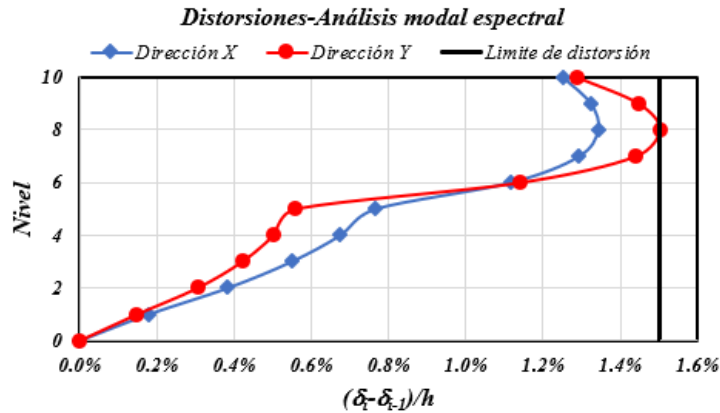
Figura 4.3.3 Desplazamientos laterales por nivel del edificio con estructura fuertemente irregular obtenidos con AME

2288 **Distorsiones de entrepiso de la estructura**

2289

2290 La Figura 4.3.4 muestra las distorsiones de entrepiso por nivel en las direcciones X y Y de la estructura
 2291 obtenidas del AME. La distorsión máxima de entrepiso es 1.5 %, valor que cumple con no superar la
 2292 distorsión límite especificada por la Norma para estructuras regulares, igual a 1.5%. Como se muestra
 2293 más adelante, con el empleo del método que propone este trabajo para el diseño sísmico de estructuras
 2294 con irregularidad estructural, esta distorsiones se afectarán por un factor de amplificación.

2295



2296

2297 **Figura 4.3.4** Distorsiones de entrepiso del edificio con estructura fuertemente irregular obtenidas del
 2298 AME

2299 **Cortante basal y momento de volteo de diseño de la estructura**

2300

2301 La tabla 4.3.4 muestra valores de las reacciones en la base de la estructura que resultan del AME
 2302

2303 considerando la condición $0.3S_x+S_y$. Se define como cortante basal de diseño en la estructura, V_{bu} , al
 2304 cortante basal en dirección F_Y , Tabla 6.4, multiplicado por el factor de carga $F_C = 1.1$, de acuerdo a la
 2305 sección 3.4 de las NTC sobre Criterios y Acciones 2023 (NTCCA 2023). De igual forma, se define el
 2306 momento de volteo de diseño en la estructura, M_{bu} , al momento M_X , Tabla 4.3.4, multiplicado por este
 2307 mismo factor de carga.

2308

2309 **Tabla 4.3.4** Reacciones en la base de la estructura obtenidas del programa ETABS

<i>Combinación de carga</i>	V_{bx} (t)	V_{by} (t)	F_{bz} (t)	M_{bx} (t-m)	M_{by} (t-m)	M_{bz} (t-m)
$0.3S_x+S_y$	589	851	0	19986	13571	17804

2310

2311 Los valores del cortante basal y momento de volteo de diseño en la estructura son:

2312 $V_{bu} = 851 \cdot 1.1 = 936 t$

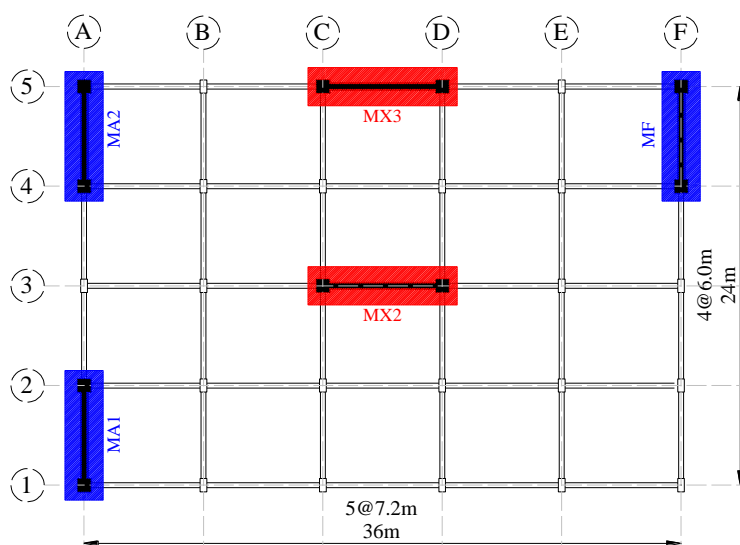
2313 $M_{bu} = 19986 \cdot 1.1 = 21985 t \cdot m$

2314 4.3.3 Diseño de elementos estructurales

2315 Muros estructurales de planta baja

2316

2317 La Figura 4.3.5 muestra la identificación asignada a cada muro estructural del edificio irregular, así
 2318 como su ubicación en planta. El muro que se encuentra sobre el eje A y entre los ejes 1-2, se denomina
 2319 A1. El muro que se encuentra sobre el eje A y entre los ejes 4-5, se denomina A2. El muro ubicado
 2320 sobre el eje F. De igual forma, los muros ubicados sobre los ejes 3 y 5, se denominan como 3 y 5
 2321 respectivamente. Para comentar el análisis efectuado se seleccionó el muro F.
 2322



2323

2324 **Figura 4.3.5** Ubicación en planta de muros estructurales

2325 **Fuerzas actuantes en el muro F**

2326

2327 Las fuerzas sin factor de carga que actúan en el muro F de planta baja, como resultado del análisis
 2328 modal espectral, se muestran en la Tabla 4.3.5.

2329

2330 **Tabla 4.3.5** Fuerzas sin factor de carga actuantes en muro F obtenidos del análisis modal espectral

<i>Nivel</i>	<i>Combinación de carga</i>	<i>Max/Min</i>	P_m (t)	V_{my} (t)	V_{mx} (t)	M_{mx} (t·m)	M_{my} (t·m)
Nivel 1	$C_M+C_{Va}+0.3S_x+S_y$	Max	-303	410	13	36	7043

2331

2332 Se considera el momento máximo que actúa en el muro F y su respectiva carga axial, para la fuerza
 2333 cortante se toma la máxima. Para determinar las fuerzas ultimas de diseño se utiliza un factor de
 2334 carga, $F_C = 1.1$, de acuerdo a la sección 3.4 de la NTCCA 2023.

2335 Fuerzas de diseño para el muro F:

2336 $P_{mu} = 303 * 1.1 = 333 t$

2337 $V_{mu} = 410 * 1.1 = 451 t$

2338 $M_{mu} = 7043 * 1.1 = 7747 t \cdot m$

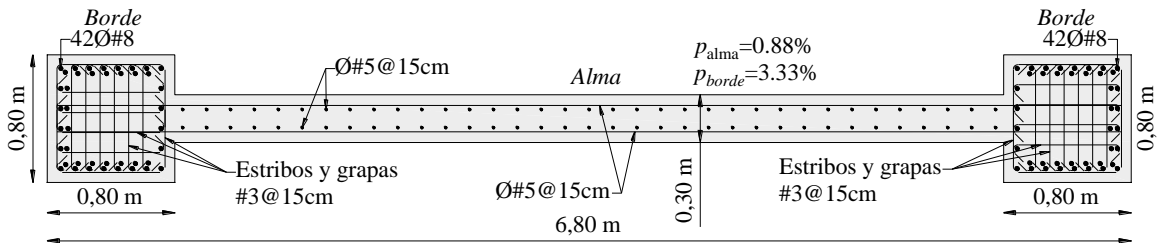
2339 Como muestra la Tabla 4.3.5, las fuerzas actuantes en el muro en la dirección X son mucho menores
 2340 que las que actúan en Y, es por ello que se pueden despreciar.

2341

2342 **Diseño estructural del muro F**

2343

2344 El diseño estructural de los muros de concreto reforzado se realizó utilizando el Software S-Concrete.
 2345 La Figura 4.3.6 muestra el detallado estructural del muro. Se diseñó considerando las fuerzas de diseño,
 2346 como resultado del analisis modal espectral.



2347

2348 **Figura 4.3.6** Detallado estructural del muro F

2349

2350 **Momento resistente del muro F**

2351

2352 Utilizando el programa de Matlab “Muros V3” (2017), El momento nominal, M_n , se obtuvo la gráfica
 2353 de Momento – Deformación del concreto del muro. El momento nominal, correspondiente a la
 2354 deformación del concreto de 0.003, es:

2355 $M_n = 9111 \text{ tonf} \cdot m$

2356 De la tabla 3.8.2.1 de la NTCC 2023, para obtener el momento resistente del muro se utilizó un factor
2357 de resistencia a momento, $F_R = 0.9$.

2358 $M_R = F_R * M_n$

2359 $M_R = 0.9 * 9111 t \cdot m$

2360 $M_R = 8200 t \cdot m$

2361 Relación de demanda-capacidad:

2362
$$\frac{M_{mu}}{M_R} = \frac{7747 t \cdot m}{8200 t \cdot m} = 0.94$$

2362

2364 Lo que se considera aceptable

2365

2366 **Momento probable y fuerza cortante del muro F**

2367

2368 De manera homologa a como se halló el momento probable y la fuerza cortante resistente del muro
2369 A1 del edificio regular se obtuvieron los valores de estos elementos mecánicos para el muro F.

2370 El momento probable, $M_{pr} = 10632 t \cdot m$, es mayor que el momento de diseño, $M_{mu} = 7747 t \cdot m$,
2371 que actúa en el muro F resultado del análisis modal espectral, es decir se tiene:

2372 $M_{pr} > M_{mu}$

2373 El cortante nominal da un valor $V_n = 673 t$, al multiplicarlo por factor de reducción de resistencia de
2374 0.75, resulta un cortante resistente igual a, $V_R = 505 t$, es mayor que el cortante de diseño, $V_{mu} =$
2375 $451 t$, que actúa en el muro F, como resultado del análisis modal espectral, lo que se considera
2376 aceptable.

2377 $V_R > V_{mu}$

2378 La relación demanda a capacidad es:

2379
$$\frac{V_u}{V_R} = \frac{451 t}{505 t} = 0.89$$

2380 El diseño de todos los muros se hizo en el programa de S-Concrete, el cual contempla el diagrama de
2381 interacción del muro y todas las combinaciones de carga, tanto para la flexo- compresión como para
2382 el cortante, además se tuvo en cuenta las disposiciones de refuerzo de acuerdo a la NTC 2023. Los
2383 procedimientos descritos anteriormente se hicieron como verificación manual de los resultados del
2384 diseño.

2385 En la tabla 4.3.6, se muestra características del acero de refuerzo de todos los muros usados en la
2386 estructura.

2387

2388

Tabla 4.3.6 Características del acero de refuerzo de los muros de la estructura

<i>Elementos</i>	<i>Niveles</i>	<i>Dimensiones</i>		<i>Acero en el alma</i>		<i>Acero en el borde</i>		
		<i>Espesor de alma (cm)</i>	<i>Elemento de borde (cm)</i>	<i>Horizontal</i>	<i>Vertical</i>	<i>Ramas en X</i>	<i>Ramas en Y</i>	<i>Vertical</i>
<i>MX2-MX3</i>	PB-N3	40	80x80	2Ø#6c/20cm $\rho_h=0.71\%$	2Ø#5c/20cm $\rho_v=0.5\%$	6Ø#3 c/15cm	6Ø#3 c/15cm	36Ø#8 $\rho_l=2.85\%$
	N3-N6	40	80x80	2Ø#6c/20cm $\rho_h=0.71\%$	2Ø#5c/20cm $\rho_v=0.50\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	18Ø#8 $\rho_l=1.43\%$
	N6-N10	30	70x70	2Ø#5c/15cm $\rho_h=0.88\%$	2Ø#5c/20cm $\rho_v=0.66\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	12Ø#8 $\rho_l=1.00\%$
<i>MA2</i>	PB-N3	40	80x80	2Ø#5c/25cm $\rho_H=0.40\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.40\%$	6Ø#3 c/15cm	6Ø#3 c/15cm	36Ø#8 $\rho_l=2.85\%$
	N3-N6	40	80x80	2Ø#5c/25cm $\rho_H=0.40\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.40\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	18Ø#8 $\rho_l=1.43\%$
	N6-N10	30	70x70	2Ø#4c/15cm $\rho_h=0.56\%$	2Ø#4c/25cm $\rho_v=0.34\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	12Ø#8 $\rho_l=1.00\%$
<i>MA1</i>	PB-N2	30	80x80	2Ø#5c/15cm $\rho_h=0.88\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.53\%$	6Ø#3 c/15cm	6Ø#3 c/15cm	36Ø#8 $\rho_l=2.85\%$
	N2-N5	30	80x80	2Ø#5c/15cm $\rho_h=0.88\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.53\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	16Ø#8 $\rho_l=1.27\%$
<i>MF</i>	PB-N2	30	80x80	2Ø#5c/15cm $\rho_h=0.88\%$	2Ø#5c/15cm $\rho_v=0.88\%$	6Ø#3 c/15cm	7Ø#3 c/15cm	42Ø#8 $\rho_l=3.33\%$
	N2-N5	30	80x80	2Ø#5c/15cm $\rho_h=0.88\%$	2Ø#5c/15cm $\rho_v=0.88\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	18Ø#8 $\rho_l=1.43\%$

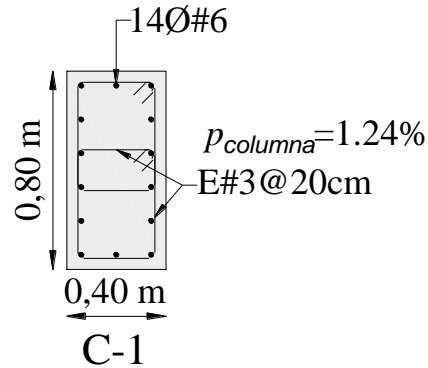
Diseño estructural de columnas

2393 En el caso de las columnas, el armado propuesto se definió solo un tipo C-1, para toda la estructura.

2394 La revisión por resistencia se realizó utilizando el software S-Concrete, considerando las disposiciones
2395 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para
2396 el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2023, específicamente lo indicado en la sección
2397 6.4.

2398 La Figura 4.3.7 muestra el detallado estructural la columna tipo usadas en el modelo.

2399



2400

2401

2402

2403

2404

2405

2406

2407

2408

2409

2410

2411

2412

2413

2414

2415

2416

2417

Figura 4.3.7 Detallado estructural de columnas
Diseño estructural de vigas

En el caso de las vigas, se modificó el detallado con respecto a la altura de la siguiente manera:

- **Tipo V-1:** N1-N2
- **Tipo V-2:** N3-N6 y N7-N10 (Ejes A, B, C, D, E, F y ejes 1, 5)
- **Tipo V-3:** N7-N10 (Ejes 2, 3 y 4)

La revisión por resistencia se realizó conforme a las disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2023, específicamente lo indicado en la sección 6.3.

En la figura 4.3.8 se presentan los detallados correspondientes a los extremos de las vigas en estos niveles.

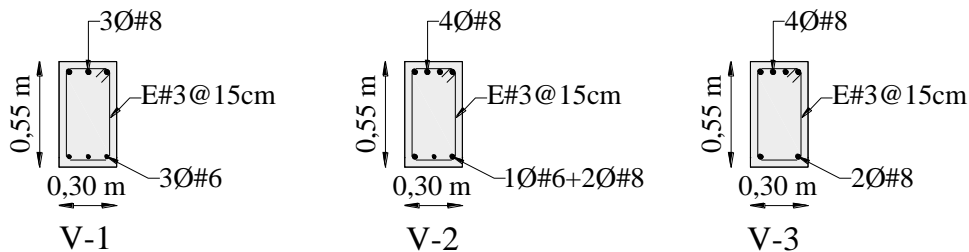


Figura 4.3.8 Detallado estructural de vigas

4.3.4 Análisis dinámico no lineal

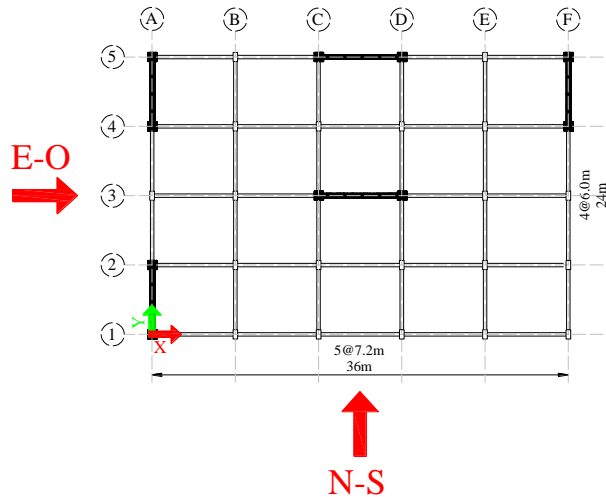
Para realizar el análisis dinámico no lineal (ADNL) se emplearon las mismas condiciones que para el edificio regular descrito en el capítulo 4.1.5.

2418 **Registro sísmico de aceleraciones**

2419

2420 Para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal del edificio irregular, se seleccionó el registro MI15
 2421 obtenido en la estación de Miramontes en el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de
 2422 México, mismo que fue empleado para los dos edificios de 10 niveles descritos en los capítulos 4.1 y
 2423 4.2. Los espectros de respuesta correspondientes se muestran en la Figura 4.1.13.

2424 Para el análisis dinámico no lineal, se consideró la componente N-S en la dirección Y de la estructura,
 2425 y la componente E-O en la dirección X, como muestra la Figura 4.2.10.



2426

2427 **Figura 4.3.9** Dirección de componentes del sismo para el edificio con estructura fuertemente
 2428 irregular

2429

2430 **Materiales**

2431

2432 Las propiedades de los materiales son semejantes a las mostradas para el edificio regular, Figura
 2433 4.1.15, excepto algunas secciones con diferentes dimensiones y refuerzo transversal.

2434

2435 **Modelo no lineal**

2436

2437 Las columnas y vigas se modelaron utilizando el “Section Designer” del programa ETABS, Los muros
 2438 estructurales se modelaron definiendo las propiedades de la sección en “Layers” en ETABS (Figura
 2439 4.1.17), definidas por franjas de fibras de acero y de concreto, a las cuales se le asignan las propiedades
 2440 no lineales de los materiales correspondientes.

2441

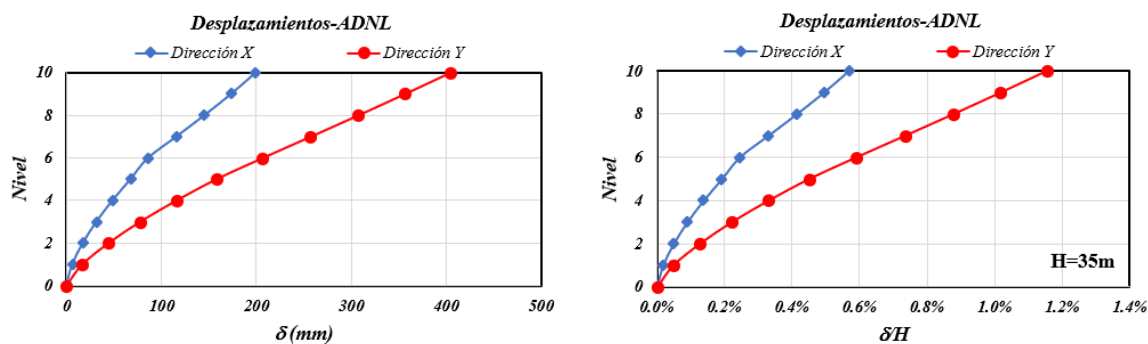
2442 4.3.5 Resultados del análisis dinámico no lineal

2443

2444 **Desplazamientos laterales por nivel de la estructura**

2445

2446 La Figura 4.3.10 (a) muestra los desplazamientos laterales por nivel de la estructura en milímetros, obtenidos del análisis dinámico no lineal en las direcciones X y Y. La figura 4.3.10 (b) muestra los desplazamientos laterales divididos entre la altura total del edificio, H . El desplazamiento máximo de azotea es igual a 404 m.



a) Desplazamientos (mm)

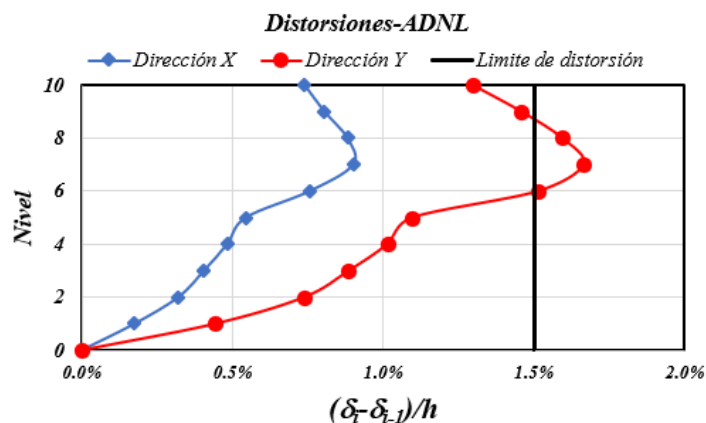
b) Distorsión

2450 **Figura 4.3.10** Desplazamientos por nivel obtenidos del análisis dinámico no lineal para el edificio
2451 con estructura fuertemente irregular

2452

2453 **Distorsiones de entrepiso por nivel de la estructura**

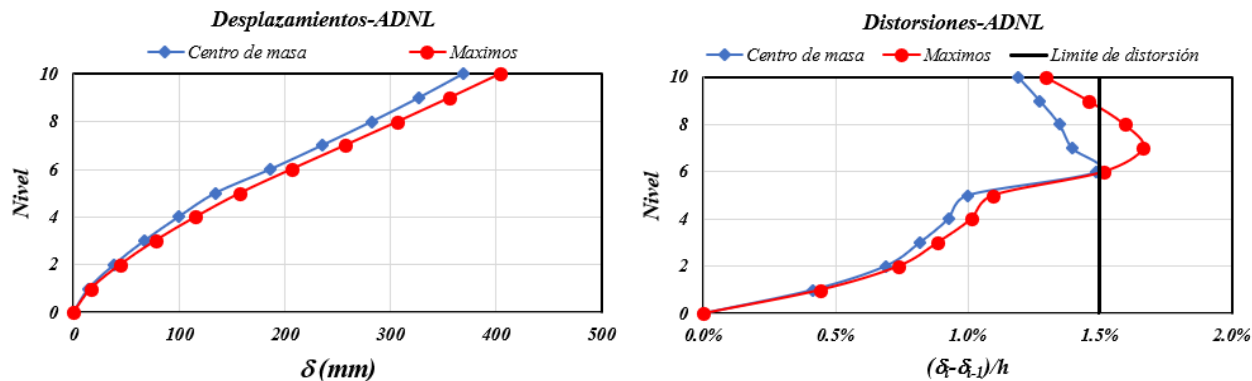
2454 La Figura 4.3.11 muestra las distorsiones máximas de entrepiso por nivel en la dirección X y Y de la
2455 estructura, como resultado del análisis dinámico no lineal. Se tiene una distorsión máxima de entrepiso
2456 de 1.67%, valor mayor que la distorsión límite igual a 1.5%.



2457

2458 **Figura 4.3.11** Distorsiones máximas de entrepiso en un extremo del edificio obtenidas del ADNL
2459 para el edificio con estructura fuertemente irregular

2460 La Figura 4.3.12 permite comparar los valores máximos de desplazamientos laterales y distorsiones
 2461 correspondientes al centro de masa, y el eje en dirección Y más alejado del centro. Como se aprecia
 2462 en la Figura 4.3.12 los desplazamientos laterales en el extremo del edificio son mayores que los
 2463 correspondientes al centro de masa, esto debido a la irregularidad de la estructura.
 2464



2465 (a) Desplazamientos (mm)

(b) Distorsiones de entrepiso

Figura 4.3.12 Desplazamientos y distorsiones en el centro de masa y en el extremo en planta del edificio con estructura fuertemente irregular

Cortante basal y momento de volteo máximos en la estructura

2470 Como resultado del analisis dinamico no lineal, se obtuvieron el cortante basal, V_{bNL} , y el momento
 2471 de volteo, M_{bNL} , en la base de la estructura para cada instante de la respuesta al registro sismico
 2472 utilizado.
 2473

2474 El cortante basal máximo en la estructura, $V_{bNL.máx}$, se presenta en el tiempo 26.32s, en ese tiempo
 2475 también actúa el momento máximo de volteo, $M_{bNL.máx}$:

2476 $V_{bNL.máx} = 2873 t$

2477 $M_{bNL.máx} = 60609 t \cdot m$

2478 La Figura 4.3.13 muestra el cortante basal , V_{bNL} , dividido entre el peso total de la estructura, $W_T =$
 2479 $9572 tonf$, graficado contra la distorsion global en dirección Y.

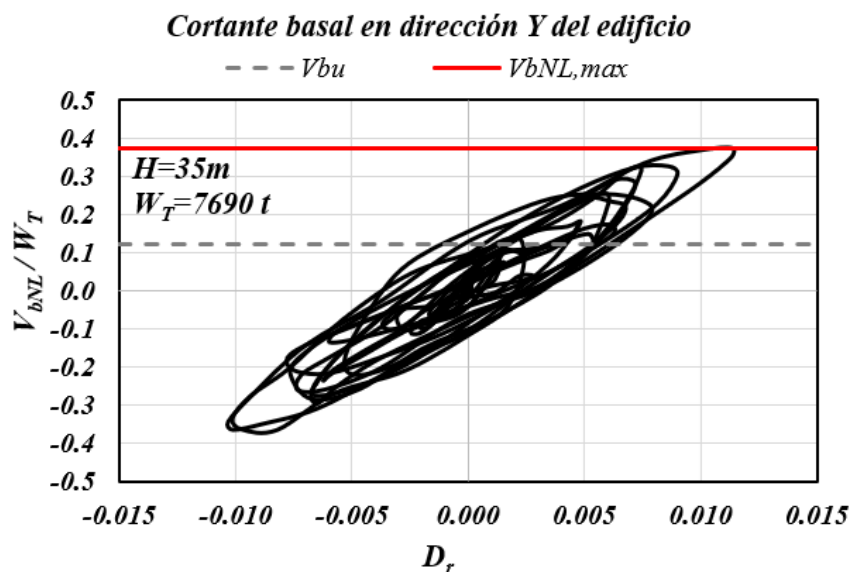


Figura 4.3.13 Cortante basal en la estructura contra distorsión global en dirección Y

2481

2482 La Figura 4.3.14 (a) muestra el cortante basal de la estructura, V_{bNL} , dividido entre el cortante basal de
 2483 diseño, V_{bu} , y la Figura 4.3.14 (b) muestra el momento de volteo de la estructura, M_{bNL} , dividido entre
 2484 el momento de volteo de diseño, M_{bu} . Estos parámetros se grafican en función de la distorsión global
 2485 δ/H .

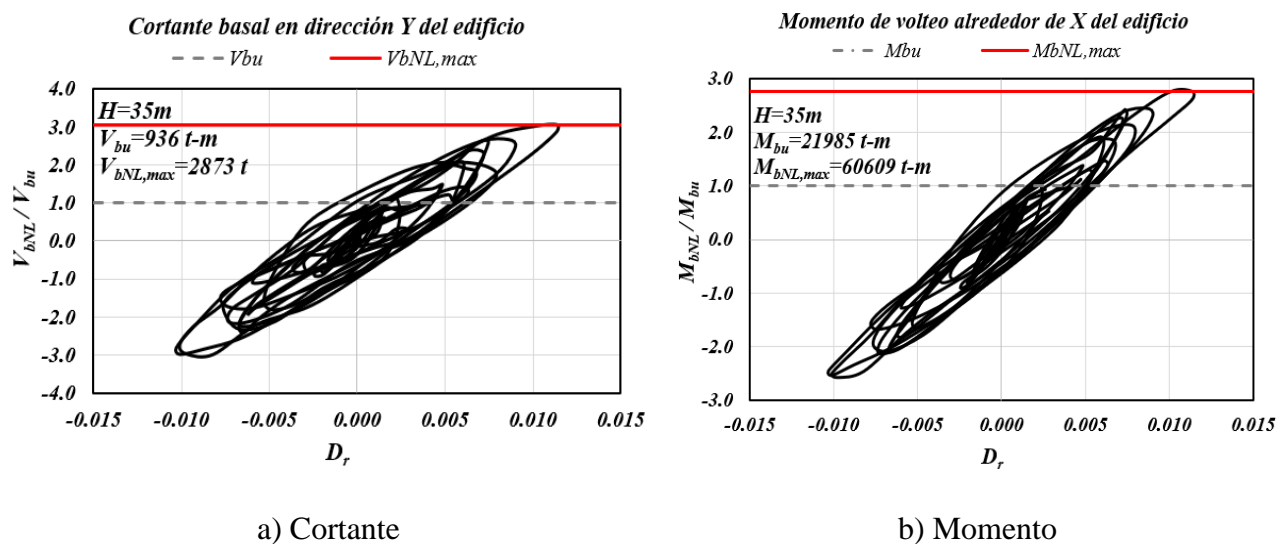


Figura 4.3.14 Factores de amplificación del cortante y momento basal de diseño contra distorsión global en la dirección Y del edificio con estructura fuertemente irregular

2488

2489 Los siguientes cocientes muestran la relación entre el cortante basal máximo de la estructura, $V_{bNL.máx}$,
 2490 obtenido del análisis dinámico no lineal y, el cortante basal de diseño de la estructura, V_{bu} , obtenido
 2491 del análisis modal espectral.

$$2492 \frac{V_{bNL.máx}}{V_{bu}} = \frac{2873 t}{936 t} = 3.1$$

2493 Igualmente se muestra el momento de volteo máximo en la estructura, $M_{bNL.máx}$, obtenido del análisis
 2494 dinámico no lineal y, el momento de volteo de diseño de la estructura, M_{bu} :

$$2496 \frac{M_{bNL.máx}}{M_{bu}} = \frac{60609 t \cdot m}{21985 t \cdot m} = 2.8$$

2495

2497 **Fuerzas en el tiempo para la estructura y en el muro F de planta baja**

2498

2499 La Figura 4.3.15 muestra las fuerzas axiales que actúan en el tiempo para el muro estructural de planta
 2500 baja identificado en la Figura 4.3.15 como muro F. Se muestra el instante en que se presenta la fuerza
 2501 axial máxima.

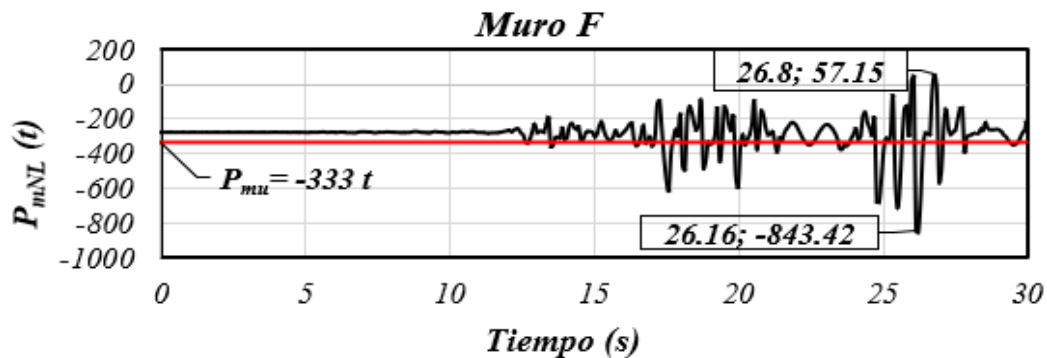
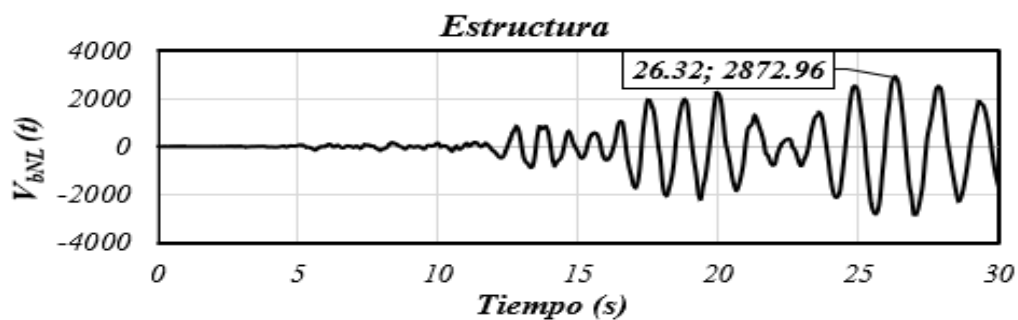
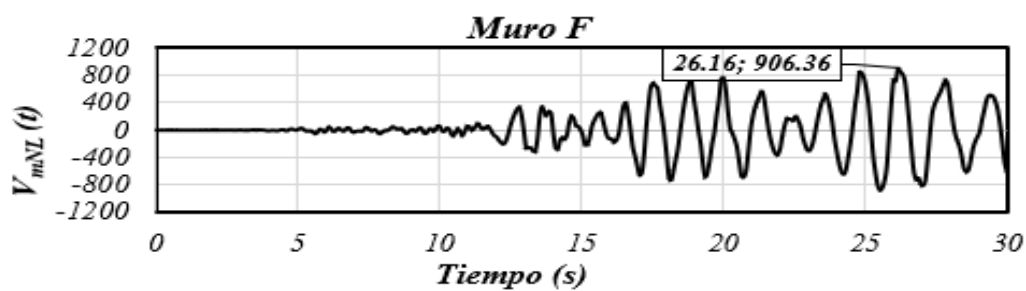


Figura 4.3.15 Fuerzas axiales actuantes en el muro F en la dirección Y

2502 La Figura 4.3.16 muestra las fuerzas cortantes que actúan en la base de la estructura a lo largo del
 2503 tiempo, Figura 6.16 (a), y las fuerzas cortantes en el muro F, Figura 4.3.16 (b).



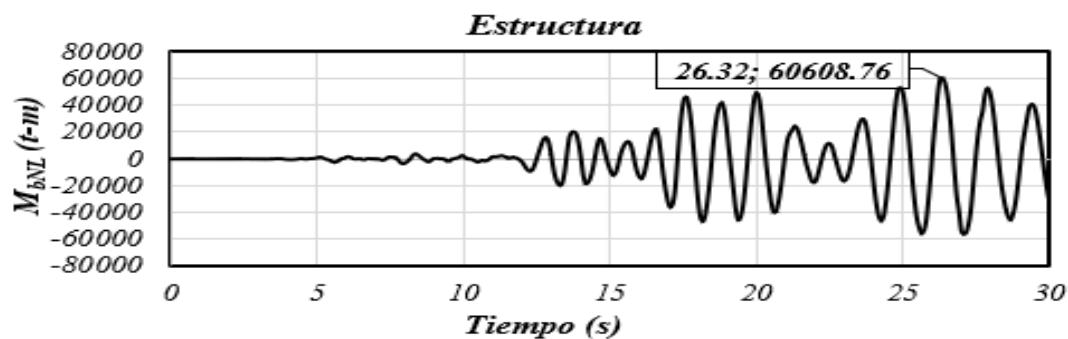
a) Estructura



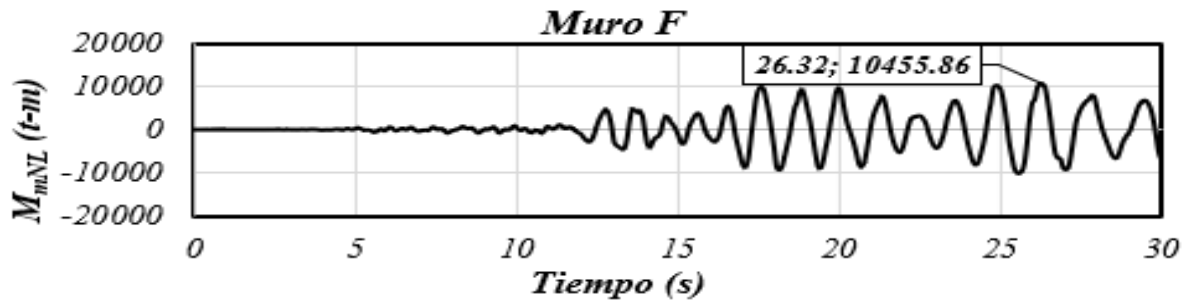
b) Muro F

Figura 4.3.16 Fuerzas cortantes en la estructura y en el muro F en dirección Y

2504 La Figura 4.3.17 muestra los momentos que actúan a lo largo del tiempo en la base de la estructura,
 2505 Figura 4.3.17 (a), y en el muro F, Figura 4.3.17 (b).



a) Estructura



b) Muro F

Figura 4.3.17 Momentos flectores en la estructura y en el muro F en dirección Y

2506 4.3.6 Comparación de resultados del análisis modal espectral y dinámico no lineal

2507

2508 **Resultados obtenidos del análisis modal espectral y dinámico no lineal del muro F.**

2509

2510 La Tabla 4.3.7 muestra valores máximos de las fuerzas del análisis modal espectral y del análisis
 2511 dinámico no lineal que actúan en el muro F, en la dirección Y de la estructura. Para el análisis modal
 2512 espectral se muestra la fuerza cortante de diseño V_{mu} y el momento de diseño M_{mu} , además de su
 2513 fuerza axial que le corresponde, P_m . Para el ADNL se muestra la fuerza cortante máxima, $V_{mNL,máx}$,
 2514 y el momento máximo, $M_{mNL,máx}$, y la fuerza axial que actúa en ese mismo instante, P_{NL} .

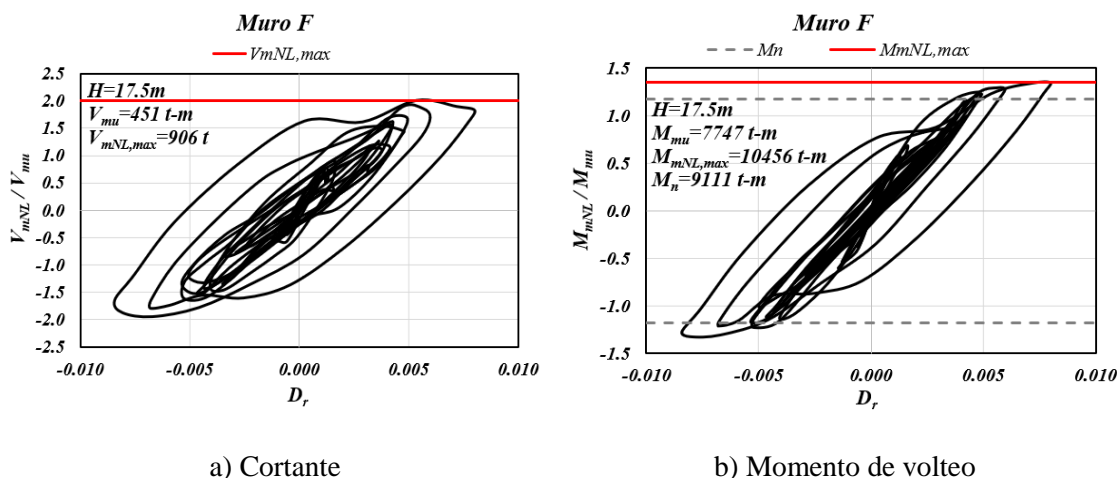
2515

2516 **Tabla 4.3.7** Valores de fuerzas máximas que actúan en el muro F obtenidos del análisis modal
 2517 espectral y dinámico no lineal

<i>Análisis modal espectral</i>			<i>Análisis dinámico no lineal</i>		
P_{mu} (t)	V_{mu} (t)	M_{mu} (t-m)	P_{mNL} (t)	$V_{mNL,máx}$ (t)	$M_{mNL,máx}$ (t-m)
333	451	7747	843	906	10456

2518

2519 La Figura 4.3.18 (a) muestra para el muro F el cortante basal no lineal, V_{mNL} , dividido entre el cortante
 2520 de diseño, V_{mu} , y la Figura 4.3.18 (b) muestra el momento de volteo no lineal, M_{mNL} , dividido entre el
 2521 momento de diseño, M_{mu} . Se grafica contra la distorsión global de la estructura en dirección Y.



2522 **Figura 4.3.18** Factores de amplificación del cortante basal y momento de volteo de diseño del muro
 2523 F contra distorsión global del edificio con estructura fuertemente irregular

2524 Empleando los resultados mostrados en la Tabla 4.3.7, se obtienen los cocientes de las fuerzas de
 2525 diseño y las fuerzas máximas que actúan en el muro F en dirección Y de la estructura:

2526
$$\frac{V_{mNL,máx}}{V_{mu}} = \frac{906 \text{ t}}{451 \text{ t}} = 2.01$$

2527
$$\frac{M_{mNL,máx}}{M_{mu}} = \frac{10456 \text{ t} \cdot \text{m}}{7747 \text{ t} \cdot \text{m}} = 1.35$$

2528 Los resultados indican que los valores máximos de estas relaciones adimensionales de momento y
 2529 cortante son menores que la respuesta global de la estructura, Fig. 4.3.14.

2530 La tabla 4.3.8 muestra las relaciones de demanda-capacidad en el muro F, en función de la fuerza
 2531 cortante basal, V_{mu} , empleando los resultados del análisis modal espectral. Además, se muestra
 2532 resultados para los momentos en la base del muro correspondientes al análisis modal espectral y
 2533 dinámico no lineal, M_{mu} y $M_{mNLmáx}$, respectivamente.

2534

2535 **Tabla 4.3.8** Comparativa de fuerzas actuantes y resistentes en el muro F

Tipo de análisis	Demanda		Capacidad		Relación demanda-capacidad	
	$V_{mu} (t)$	$M_{mu} (t \cdot m)$	$V_R (t)$	$M_R (t \cdot m)$	D/C_V	D/C_M
AME	451	7747	505	8200	0.89	0.94
ADNL	$V_{mNL,máx} (t)$	$M_{mNL,máx} (t \cdot m)$	$V_n (t)$	$M_{pr} (t \cdot m)$	D/C_V	D/C_M
	906	10456	673	10632	1.35	0.98

2536 La relación de demanda de cortante del ADNL y V_n es $V_{mNL,máx}/V_n = 906 \text{ t}/673 \text{ t} = 1.34$, lo que implica
 2537 que puede ocurrir falla por cortante del muro F. La relación de demanda de momento del ADNL y M_{pr}
 2538 es $M_{mNL,máx}/M_{pr} = 10456 \text{ t-m}/10632 \text{ t-m} = 0.98$ lo que se puede considerar aceptable.

2539

2540 **Comparación de resultados obtenidos del análisis modal espectral y dinámico no lineal de la** 2541 **estructura y todos los muros en la dirección Y**

2542 Se realizó el mismo procedimiento utilizado para el muro F en todos los muros en la dirección Y, en
 2543 el instante de tiempo donde ocurre las máximas de mandas de cortante y momento para la estructura
 2544 (t=26.32s). Los resultados se comentan a continuación.

2545

2546 **Tabla 4.3.9** Comparación de resultados entre el ADNL y AME para la estructura y todos los muros
 2547 en dirección Y en t=26.32 s

<i>Estructura y muros en Y</i>	<i>Análisis modal espectral</i>			<i>Análisis dinámico no lineal</i>			<i>Relación de demandas entre ADNL y AME</i>			
	P_u t	V_u t	M_u t-m	P_{NL} t	$V_{NL,máx}$ t	$M_{NL,máx}$ t-m	P_{NL}/A_g	P_{NL}/P_u	V_{NL}/V_u	M_{NL}/M_u
Estructura completa	-	936	21985	-	2873	60609	-	-	3.07	2.76
Muro A1	-563	285	6190	-627	661	8810	0.06	1.11	2.32	1.42
Muro A2	-722	354	6903	-1359	886	10969	0.12	1.88	2.50	1.59
Muro F	-333	451	7742	-657	825	10456	0.07	1.97	1.83	1.35

2548

2549 En la Tabla 4.3.9 se observa que la mayor relación de demandas de cortante en los muros corresponde
 2550 al muro A2, con una relación $V_{NL}/V_u = 2.5$. Esto indica que, aunque este muro no presenta la mayor
 2551 fuerza cortante en él AME, sí experimenta la mayor demanda en el ADNL, lo que evidencia que la
 2552 respuesta del ADNL puede modificar significativamente la demanda de cada elemento estructural. La
 2553 Tabla 4.3.9 muestra que la relación V_{NL}/V_u para los muros del edificio alcanzan valores en el intervalo
 2554 1.8 a 2.5, lo que llevaría a un diseño por cortante de estos muros del lado de la inseguridad.

2555

2556 Además, al sumar la fuerza cortante de cada muro en el ADNL, se obtiene un valor total de 2372 t. Si
 2557 se divide este valor entre el cortante total de la estructura en el ADNL, que es 2873 t, se encuentra que
 2558 la participación de los muros es del 83%, mientras que el 17% restante es absorbido por las columnas.
 2559 Dado que la relación de demanda entre el ADNL y el AME para la estructura completa es 3.07, al
 2560 multiplicarla por la participación de los muros (83%), se obtiene una relación de demanda
 2561 ADNL/AME en los muros de 2.5. Este valor además de coincidir con la amplificación máxima

2562 observada en el muro A2, tampoco se aleja del promedio de las relaciones V_{NL}/V_u de los muros, la cual
 2563 es de 2.22, lo que confirma la coherencia de los resultados.

2564 Por otro lado, se observa que la relación de demandas de momentos entre el ADNL y el AME para la
 2565 estructura completa es mayor que la observada en cada muro individualmente. Esto se debe a que, en
 2566 el instante de tiempo evaluado, la carga axial de cada elemento estructural (incluyendo los muros en
 2567 la dirección X y las columnas), al multiplicarse por su brazo de palanca respecto al punto donde se
 2568 toma momentos, genera un momento adicional que contribuye al momento total actuante en toda la
 2569 estructura.

2570

2571 **Aceleraciones de piso obtenidas con la NTC Sismo 2023 y con el análisis dinámico no lineal**

2572

2573 Las fuerzas de diseño sísmico en los diafragmas del edificio que se estudia se obtuvieron con los
 2574 procedimientos de la sección 8.2 de la NTC-Sismo 2023. El procedimiento empleado es el mismo
 2575 descrito para el edificio irregular estudiado en el Capítulo 3.

2576 El factor Q' se halla de acuerdo con la sección 3.2 de la NTC-Sismo 2023, en este caso, el periodo de
 2577 las estructuras, está en el intervalo entre los periodos T_a y T_b , por lo tanto, el factor Q' se calcula de la
 2578 siguiente forma:

$$2579 \quad Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{1}{k}} = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1}{0.66}} = 2.2$$

2580 Para obtener la aceleración del nivel azotea, a_n , se emplean los siguientes valores:

$$2581 \quad a_0 = 0.266$$

$$2582 \quad n = 10$$

$$2583 \quad m_1/m_T = 0.48$$

$$2584 \quad \eta_a = 1.4 \sqrt{10 - 1} = 4.2 < 5$$

$$2585 \quad a_1 = a(T) = a(0.97s) = 0.753$$

$$2586 \quad \lambda_p = \min \left[2, \max \left[1.2, \left[\frac{2 * 10 + 1.2}{3.2 * 10 * 0.48} \right] \right] \right] = \min [2, \max [1.2, 1.38]] = 1.38$$

2587 Reemplazando estos valores en la Ec. (8.2.4) se obtiene los valores de las aceleraciones de piso
 2588 afectadas por el factor de penalización λ_p :

$$2589 \quad a_n = 1.38 \sqrt{\left(\frac{1.6(0.753)}{2.2} \right)^2 + 4.2(0.266)^2} = 1.38 \sqrt{0.300 + 0.297} = 1.06$$

2590 La Tabla 4.3.10 muestra las aceleraciones de piso del edificio irregular considerando el factor de
 2591 penalización λ_p . La Tabla 4.3.11 permite comparar los valores de aceleraciones de piso obtenidas con
 2592 la NTC Sismo 2023 para los casos de estructura regular e irregular, columnas (2) y (3) de la Tabla
 2593 4.3.11, respectivamente, con los resultados del ADNL, columnas (4) y (5) de la Tabla 4.3.11.

2594

2595 **Tabla 4.3.10** Aceleraciones de piso obtenidas con las NTC Sismo 2023 (g) considerando el factor de
 2596 penalización λ_p

Nivel	h (m)	Ω_y	a (g)
0	0	1.00	0.27
1	3.5	1.30	0.35
2	7.0	1.60	0.42
3	10.5	1.89	0.50
4	14.0	2.19	0.58
5	17.5	2.49	0.66
6	21.0	2.79	0.74
7	24.5	3.09	0.82
8	28.0	3.38	0.90
9	31.5	3.68	0.98
10	35.0	3.98	1.06

2597

2598

Tabla 4.3.11 Aceleraciones de piso obtenidas con la NTC Sismo 2023 y ADNL (g)

Nivel	NTC-Sismo 2023- Regular	NTC-Sismo 2023- Irregular	ADNL-Acel-X	ADNL-Acel-Y
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0	0.27	0.27	0.12	0.21
1	0.32	0.35	0.14	0.26
2	0.37	0.42	0.17	0.27
3	0.42	0.50	0.20	0.33
4	0.47	0.58	0.23	0.43
5	0.52	0.66	0.26	0.71
6	0.57	0.74	0.30	0.82
7	0.62	0.82	0.34	0.73
8	0.67	0.90	0.37	0.89
9	0.72	0.98	0.50	0.93
10	0.77	1.06	0.70	1.16

2599

2600

2601

2602

2603

2604

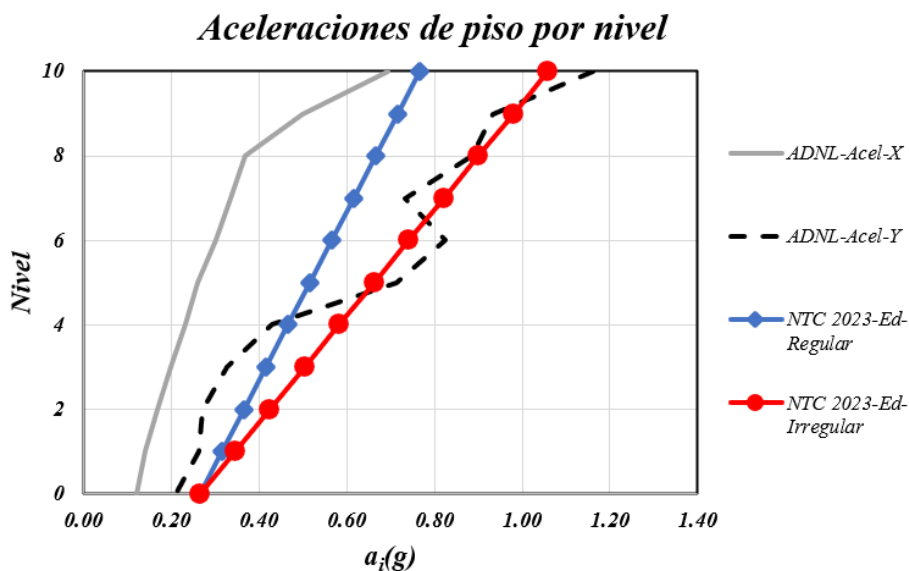
2605

La Figura 4.3.19 permite comparar los valores de las aceleraciones de piso del edificio obtenidas siguiendo los requisitos de la NTC Sismo 2023 considerando la condición de regularidad, así como empleando el método de penalización por irregularidad. Además, esta Figura muestra las envolventes de aceleraciones de piso obtenidas del ADNL para las direcciones X y Y. Estos resultados indican que el procedimiento de cómputo de aceleraciones de piso para el edificio irregular en estudio empleando el factor de penalización a los valores correspondientes a un edificio regular, tiene una correlación

2606 excelente con los resultados del ADNL, lo que permite validar el referido procedimiento de la NTC
 2607 Sismo 2023 para el cómputo de aceleraciones de piso en edificios irregulares.

2608 En una comparativa de los factores de amplificación de la aceleración de piso máxima respecto la del
 2609 terreno, en este caso se debe considerar que la aceleración máxima del terreno de acuerdo con la norma
 2610 es mayor que la del registro empleado, Tabla 4.3.11. De acuerdo con los resultados de esta Tabla, la
 2611 amplificación de aceleraciones en el nivel azotea es 3.9 y 5.5, para el caso de la Norma y para el
 2612 ADNL, respectivamente.

2613



2614

2615 **Figura 4.3.19** Valores de aceleraciones de piso por nivel en dirección Y considerando
 2616 procedimientos de la NTC Sismo 2023 y valores obtenidos del ADNL en cada dirección

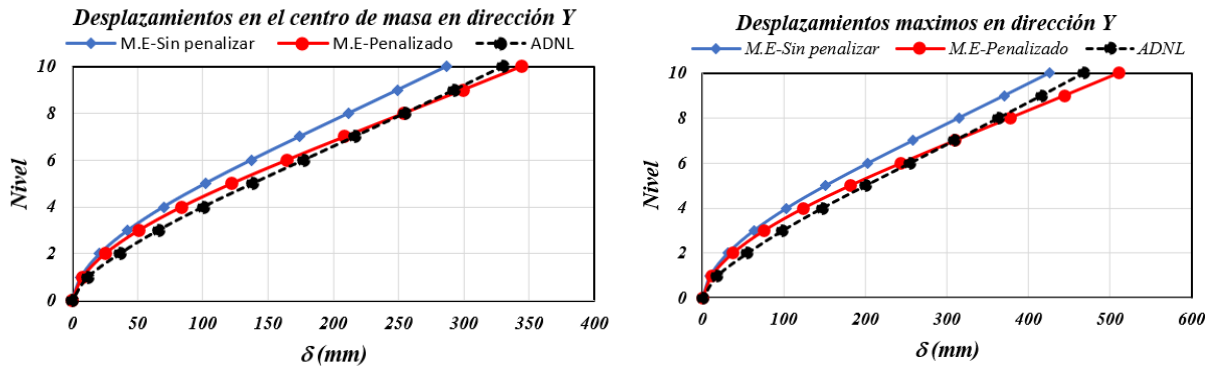
2617

2618 **Desplazamientos y distorsiones de entrepiso de la estructura que se obtienen de acuerdo con la**
 2619 **NTC Sismo 2023 empleando los métodos de AME y ADNL. Propuesta de nuevo procedimiento**
 2620 **de cómputo de desplazamientos en estructuras irregulares**

2621

2622 En esta parte del estudio se explora la posibilidad de emplear el factor λ_p para penalizar los
 2623 desplazamientos en estructuras irregulares obtenidos con el procedimiento convencional del método
 2624 AME que considera la NTC Sismo 2023. El objetivo del nuevo método que se propone es emplear las
 2625 distorsiones límites que especifican la NTC Sismo 2023 para estructuras regulares, es decir sin afectar
 2626 por irregularidad. En el referido método la irregularidad se considera empleando las distorsiones que
 2627 resultan del análisis modal espectral afectadas por el factor de penalización λ_p . Este procedimiento
 2628 tiene la ventaja conceptual de que la penalización se hace en las demandas de desplazamientos, no en
 2629 la capacidad.

2630 La figura 4.3.20 muestra los valores de desplazamientos máximos en el centro de masa, Figura 4.3.20
 2631 (a), y los máximos en un extremo de la estructura, Figura 4.3.20 (b), en la dirección Y, obtenidos del
 2632 AME. La figura 4.3.20 muestra que los valores de desplazamientos laterales de la estructura irregular
 2633 calculados con el método propuesto tienen una correlación aceptable con los valores obtenidos del
 2634 ADNL.



a) Desplazamientos en centro de masa

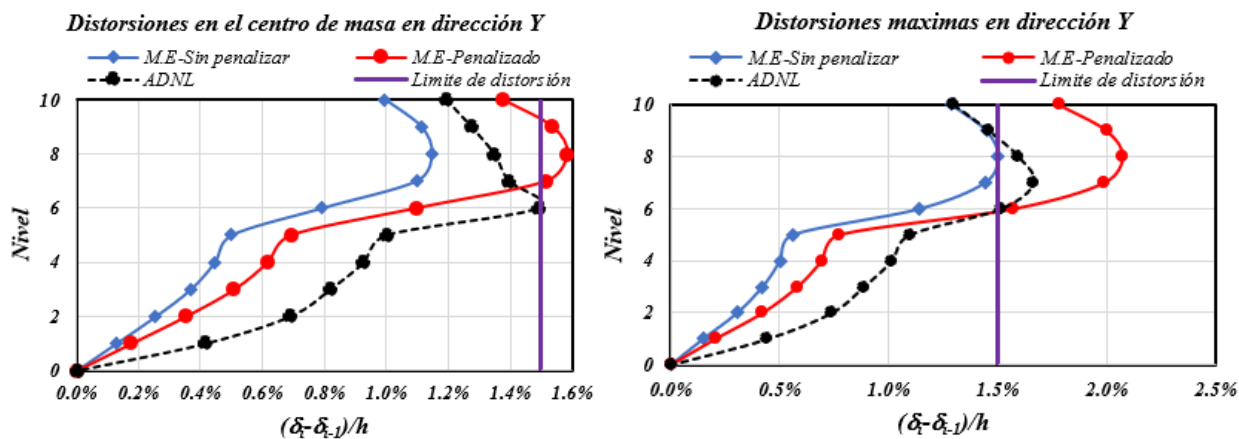
b) Desplazamientos en extremo de edificio

2635 **Figura 4.3.20** Desplazamientos laterales máximos por nivel en la dirección Y del edificio con
 2636 estructura fuertemente irregular

2637 La Figura 4.3.21 muestra una comparativa comparable a la que se hizo para los resultados de la Fig.
 2638 4.3.20, pero en este caso la comparativa se hace con distorsiones de entrepiso que se obtienen de los
 2639 análisis AME y ADNL. Estos resultados indican que las demandas máximas de distorsiones de
 2640 entrepiso ocurren en los niveles superiores, con un valor máximo igual a 2.1%. En estos niveles, el
 2641 método propuesto lleva a resultados algo conservadores respecto a los obtenidos con el ADNL. Lo
 2642 contrario ocurre en los niveles inferiores, donde los valores de distorsiones obtenidos con el método
 2643 propuesto son menores que los valores del ADNL, donde en todos los casos en estos niveles las
 2644 distorsiones son menores que 1.5%, Figura 4.3.21(b). Como la demanda de distorsión máxima
 2645 calculada con el método propuesto, igual a 2.1%, excede el valor límite de 1.5%, es necesario rigidizar
 2646 el edificio en estudio, para que no exceda la referida distorsión límite.
 2647

2648 Es de interés comparar los resultados del edificio en estudio empleando el procedimiento de la NTC
 2649 Sismo 2023 para el diseño sísmico de estructuras irregulares y los del método propuesto en este estudio
 2650 para el diseño sísmico de estructuras con irregularidad estructural. Con el método propuesto se obtuvo
 2651 que la distorsión máxima calculada es 2.1%, por lo que es necesario rigidizar el edificio para que la
 2652 distorsión no supere la distorsión límite de 1.5%. Con el método de la NTC Sismo 2023, la distorsión
 2653 máxima calculada con él AME, es igual a 1.5%, valor que supera la distorsión límite especificada por
 2654 esta Norma para esta estructura irregular, el cual es igual a $0.5 \cdot 1.5\% = 0.75\%$ (el valor del factor 0.5
 2655 sale de emplear la tabla C5.5.3 de la NTC Sismo 2023). Dada esta diferencia, de acuerdo con la NTC

2656 Sismo 2023, la estructura se debe rigidizar para que la distorsión calculada con AME no supere el
 2657 referido valor de 0.75%. En el método propuesto la distorsión debe disminuir $2.1\% - 1.5\% = 0.6\%$, y
 2658 con la NTC Sismo 2023 la distorsión debe disminuir $1.5\% - 0.75\% = 0.75\%$. Se aprecia que, en el caso
 2659 del edificio irregular en estudio, el valor a disminuir de distorsiones aplicando el método propuesto es
 2660 algo menor que el valor a disminuir obtenido con el método de la NTC Sismo 2023. Sin embargo,
 2661 mientras que el método propuesto se basa en principios de la dinámica estructural, el método de la
 2662 NTC Sismo 2023 es empírico.



2663

2664 a) Distorsiones en el centro de masa

2664 b) Distorsiones en un extremo del edificio

2665 **Figura 4.3.21** Distorsiones de entrepiso por nivel en dirección Y, correspondientes al centro de masa
 2666 y al extremo en planta del edificio obtenidos del AME y ADNL para el edificio con estructura
 2667 fuertemente irregular

2668

2669 Se ha encontrado en este subcapítulo que el método propuesto para considerar la irregularidad
 2670 estructural en el cómputo de aceleraciones de piso y de desplazamientos laterales en el edificio
 2671 irregular que se estudia, no sólo es sencillo, sino que lleva a resultados con una correlación aceptable
 2672 con los valores obtenidos del ADNL. En el siguiente subcapítulo se estudia otro edificio fuertemente
 2673 irregular, con el objetivo de conocer si los resultados del método propuesto para el caso de este edificio
 2674 siguen la tendencia encontrada para los edificios irregulares que se estudian en este Capítulo.

2675

2676

2677 4.4 Análisis y diseño de un edificio de 15 niveles con estructura 2678 fuertemente irregular en planta y elevación

2679

2680 4.4.1 Descripción general de la estructura y espectros de diseño

2681

2682 **Ubicación y descripción del edificio**

2683

2684 En este capítulo se estudia un edificio de concreto reforzado de 15 niveles, con sistema de marcos y
 2685 muros estructurales, con un sistema de piso formado por losas coladas en sitio, y con características
 2686 de una estructura fuertemente irregular, como se muestra más adelante. El edificio se diseñó con la
 2687 NTC Sismo 2017, debido a sus características de irregularidad, de acuerdo con la sección 5.5 de la
 2688 NTC Sismo 2017, por la condición de estructura fuertemente irregular, el valor de Q' de diseño es
 2689 $0.7 \cdot 1.84 = 1.3$. El edificio está ubicado en el Centro comercial Santa Fe en la Ciudad de México
 2690 (Latitud: 19.3612975 y Longitud: -99.273794920256), en la zona de Lomas, esta ubicación se eligió
 2691 porque es una zona menos estudiada que la zona de Lago. El uso de la edificación es el destinado a
 2692 oficinas, con lo cual se clasifica la estructura en el grupo B. Los primeros cinco niveles del edificio
 2693 tienen un área en planta igual a 3355 m², y los niveles del 6 al 15 tienen un área de 1065 m². El edificio
 2694 tiene una altura típica de entrepiso igual a 3.5m, y una altura total igual a 52.5 m.

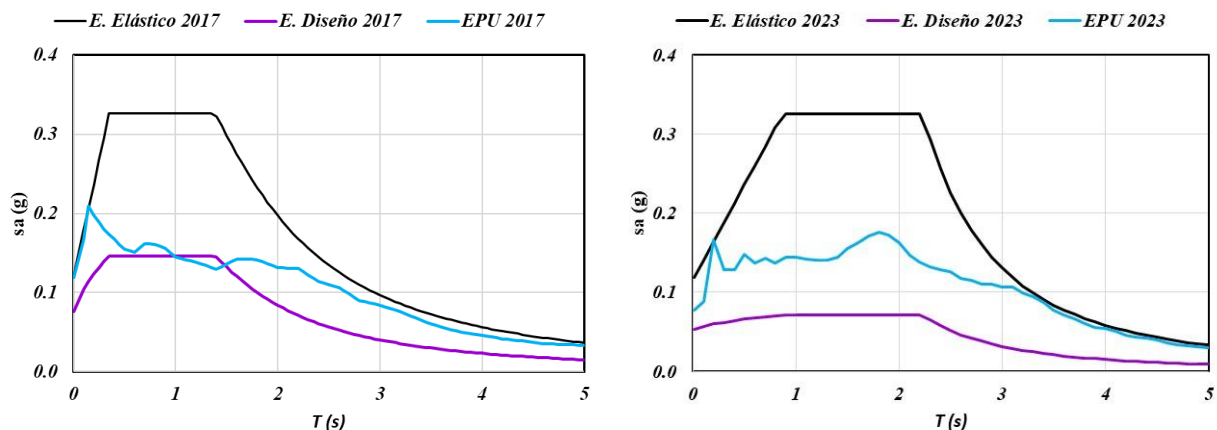
2695

2696 **Espectros de diseño de la NTC Sismo 2017 y 2023**

2697

2698 La Figura 4.4.1(a) muestra los espectros de diseño para el edificio en estudio correspondiente a la NTC
 2699 Sismo 2017, y la Figura 4.4.1(b) muestra estos espectros especificados por la NTC Sismo 2023, ambos
 2700 casos para $\xi = 5\%$. Estos resultados muestran cambios en estos espectros, particularmente en los
 2701 periodos T_a y T_b que definen la zona de ordenadas de aceleraciones espectrales constantes. También
 2702 cambió el valor del parámetro k , el cual se emplea en el cómputo de Q' , en 2017 era 1.5 y en 2023
 2703 cambió a 0.39. Como se trata de un problema de la revisión estructural de un edificio diseñado con la
 2704 NTC Sismo 2017, esto se toma en cuenta en este estudio, por lo que cuando se considere la revisión
 2705 con la NTC Sismo 2023, ésta se referirá solo a la demanda de desplazamientos.

2706



2707

2708
2709
2710
2711
2712

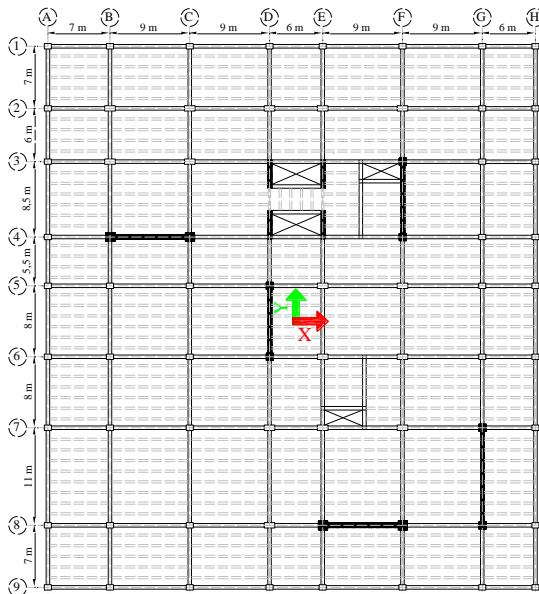
(a) NTC Sismo 2017

(b) NTC Sismo 2023

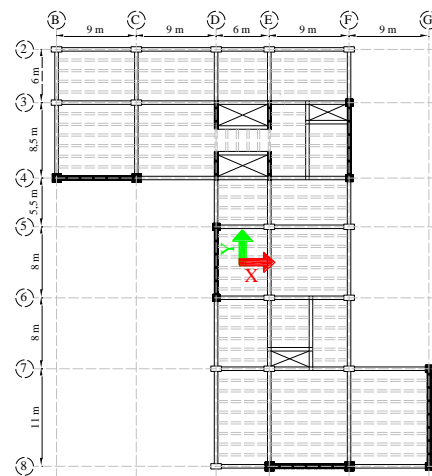
Figura 4.4.1. Espectros de diseño NTC Sismo 2017 y 2023

Solución estructural

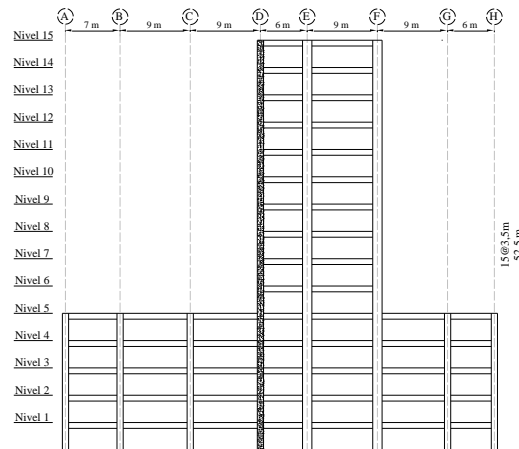
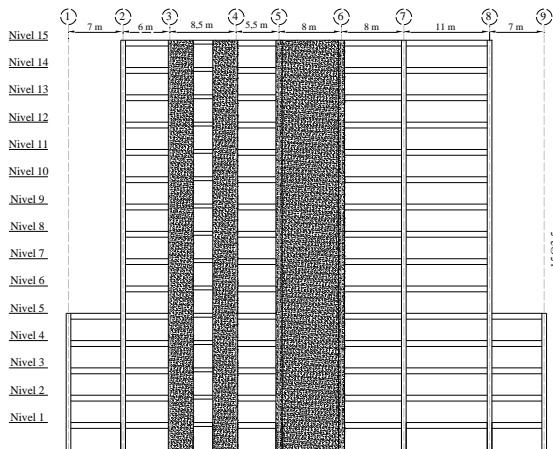
2713 El sistema estructural del edificio está formado por muros estructurales y marcos de concreto
2714 reforzado. Las Figuras 4.2.2 (a) y 4.2.2 (b) muestran las vistas en planta tipos de la estructura y las
2715 Figuras 4.2.2 (c) y 4.2.2 (d) muestran la elevación de la estructura en los ejes D y 5 respectivamente.
2716 Estas figuras muestran que el edificio tiene características importantes de irregularidad tanto en
2717 planta como en elevación, lo que se evalúa en detalle más adelante.



a) Niveles del 1 al 5



b) Niveles 6 al 15



c) Elevación eje D

d) Elevación eje 5

Figura 4.4.2 Vistas en planta y elevaciones del edificio2718
2719
2720
2721**Peso total del edificio**

2722 La tabla 4.4.1 muestran las cargas vivas y muertas actuantes en la losa de entrepiso y azotea del modelo
2723 lineal del edificio, para el análisis modal espectral. El peso total de la estructura se obtuvo con el
2724 programa ETABS, dando como resultado un peso total del edificio, $W_T = 33409 t$.

2725
2726**Tabla 4.4.1** Cargas vivas y muertas actuantes (sin factor de carga) en las losas

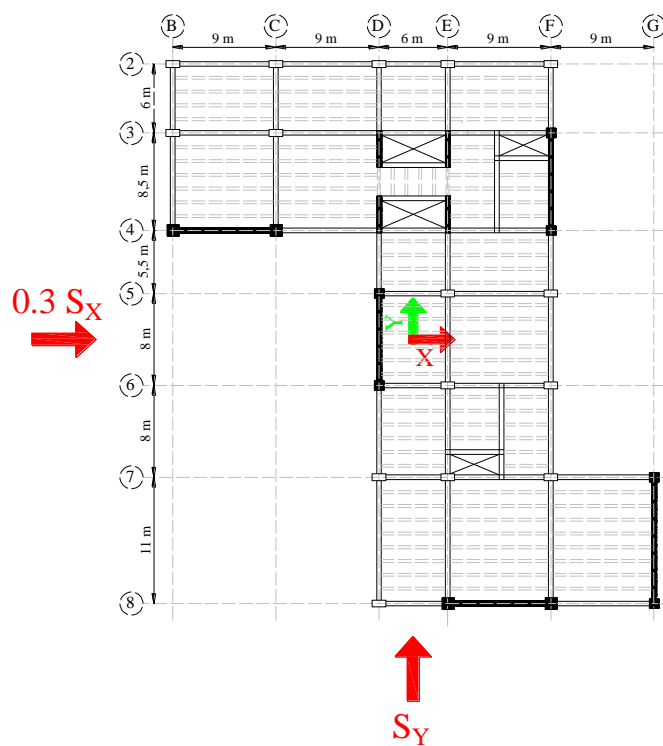
<i>Hipótesis de Carga</i>	<i>Entrepisos</i>	<i>Azotea</i>
	<i>kgf/m²</i>	<i>kgf/m²</i>
Carga muerta “C _M ”	605	520
Carga viva máxima “C _{Vm} ”	250	100
Carga viva instantánea “C _{Va} ”	180	70

2727

2728 **4.4.2** *Análisis modal espectral*

2729

2730 La NTC Sismo 2023 en su sección 2.5, especifica que para el método dinámico modal espectral, los
2731 efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando,
2732 en cada dirección en que se analice la estructura, 100 por ciento de los efectos del componente que
2733 obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él (Figura 4.3.3),
2734 con los signos que resulten más desfavorables para el diseño de cada elemento estructural.



2735

2736

2737

2738 **Modelo lineal del edificio**

2739 Para el análisis modal espectral del edificio se emplea un modelo elástico-lineal del edificio con
 2740 elementos tipo barra para las columnas y traveses, y elementos tipo área cascarón “*shell*” para las
 2741 losas y muros, dicho modelo, y sus ejes globales se muestra en la Figura 4.4.4.

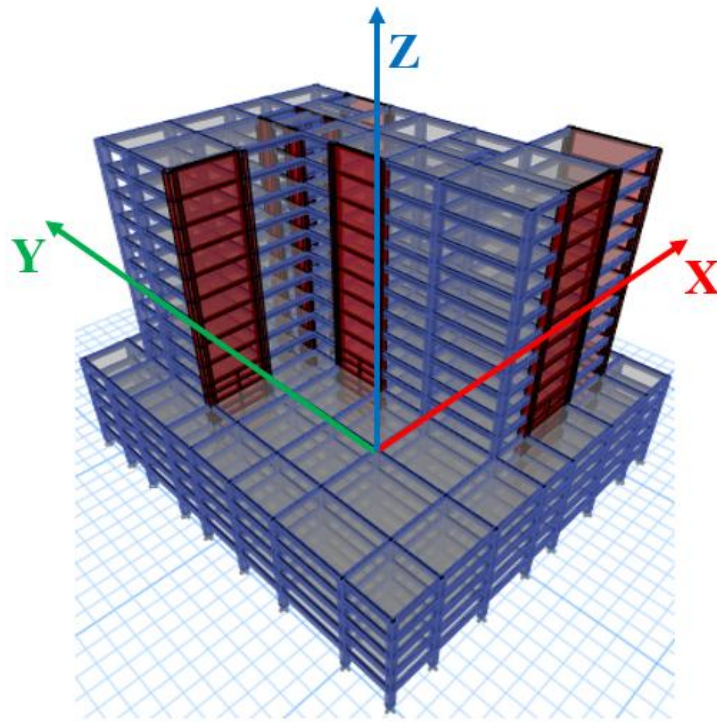


Figura 4.4.4 Modelo lineal del edificio en ETABS

2742

2743

2744 A partir del análisis modal espectral (AME) del edificio se obtuvieron los siguientes resultados,
2745 Tabla 4.4.2.

2746

Tabla 4.4.2 Parámetros datos y resultados del AME.

<i>Parámetros</i>	<i>Estructura</i>
Altura del edificio [m]	52.5
Niveles	15
Aceleración del terreno [g]	0.12
Periodo primer modo en X [s]	1.34
Pseudo aceleración elástica en el periodo X (g)	0.33
Periodo primer modo en Y [s]	1.65
Pseudo aceleración elástica en el periodo Y (g)	0.33

2747

2748

2749

Clasificación por irregularidad

2750

2751

2752

La tabla 4.4.3 muestra que el desplazamiento lateral máximo excede el 30% del desplazamiento lateral promedio en todos los niveles. De acuerdo con la sección 5.2.2.1 de la NTCS 2023, la estructura se clasifica como fuertemente irregular en torsión, ya que, en varios niveles, ver Tabla 4.4.3, el

2753 desplazamiento lateral excede en más del 30% el desplazamiento lateral promedio de los extremos en
 2754 planta en la dirección de análisis.

2755

2756 **Tabla 4.4.3** Desplazamientos máximos, mínimos y promedios por nivel

Nivel	$\Delta 1$	$\Delta 2$	Δ_{prom}	$\Delta 1/\Delta_{prom}$
	(mm)	(mm)	(mm)	
15	340	181	260	1.31
14	312	165	238	1.31
13	283	149	216	1.31
12	254	134	194	1.31
11	224	118	171	1.31
10	195	102	149	1.31
9	166	87	127	1.31
8	138	72	105	1.31
7	111	58	85	1.31
6	86	45	65	1.31
5	63	33	48	1.31
4	44	23	34	1.31
3	28	14	21	1.32
2	14	7	11	1.32
1	5	2	4	1.33

2757

2758 Además, la estructura tiene forma geométrica irregular en planta en los niveles del 6 al 15, en estos se
 2759 observan que los entrantes y salientes sobrepasan en 40% la dimensión de la planta medida
 2760 paralelamente.

2761 Respecto a la regularidad de rigidez lateral, de acuerdo con la sección 5.3.2.1 de la NTC Sismo 2023,
 2762 la estructura presenta irregularidad por reducción brusca de rigidez lateral, cuando la rigidez lateral del
 2763 nivel de interés es mayor que 1.3 veces la rigidez del piso superior. Como se aprecia en la tabla 4.4.4,
 2764 esto ocurre para todos los niveles del edificio. Los valores de la Tabla 4.4.4 indican que, de acuerdo
 2765 con la sección 5.3.2.1 de la NTC Sismo 2023, la estructura se considera que es irregular por
 2766 reducciones bruscas de rigidez lateral.

2767 Debido a que la estructura presenta fuerte irregularidad en torsión, además forma geométrica irregular
 2768 en planta e irregularidad por cambio de rigidez lateral, según la NTC Sismo 2023 para considerar la
 2769 irregularidad, las distorsiones límite son iguales a las correspondientes a estructuras regulares
 2770 reducidas en un 50% (Tabla C5.5.3 de la NTC Sismo 2023). Sin embargo, en esta investigación no se
 2771 emplea esta reducción de distorsión límite por irregularidad de la NTC Sismo 2023. Como se ha
 2772 mostrado para los casos de los edificios irregulares de 10 niveles estudiados en este Capítulo, para este
 2773 edificio irregular de 15 niveles, en esta investigación se emplea el nuevo método propuesto para el

2774 diseño sísmico de edificios irregulares. En este método se penaliza las demandas de desplazamientos
 2775 o distorsiones que calcula el ingeniero con AME para la estructura irregular, esta penalización consiste
 2776 en afectar esos desplazamientos del AME por el factor de penalización λ_p . En el método que se
 2777 propone, las distorsiones calculadas con este procedimiento se comparan con las distorsiones límites
 2778 que especifica la NTC Sismo 2023 para estructuras regulares.

2779
 2780

Tabla 4.4.4 Rigidez lateral por Nivel

Nivel	K	K_i/K_{i+1}
	(t/m)	
15	22769	-
14	51240	2.25
13	77146	1.51
12	100753	1.31
11	122887	1.22
10	144454	1.18
9	166573	1.15
8	190727	1.15
7	218964	1.15
6	261020	1.19
5	332572	1.27
4	416464	1.25
3	550288	1.32
2	817059	1.48
1	1640494	2.01

2781

2782 **Límite de distorsión permisible**

2783

2784 De acuerdo con la tabla 4.3.1 de las NTCS 2023, para los sistemas formados por muros de concreto
 2785 reforzado de baja ductilidad, donde el factor de comportamiento sísmico, Q, es igual a 2, el límite de
 2786 distorsiones permisible para seguridad de vida, γ_{SV} , es igual a 0.010. Este último valor podrá
 2787 incrementar en 0.005 cuando la relación de aspecto (cociente entre la altura y dimensión en planta) de
 2788 todos los muros sea igual o mayor a 4. A continuación, se muestra que se cumple esta condición para
 2789 el muro más desfavorable.

2790

$$\frac{\text{Altura total}}{\text{Longitud de muro}} = \frac{52.5 \text{ m}}{11.8 \text{ m}} = 4.45 > 4$$

2791

2792 Debido a que la esbeltez del muro es cercana a 4, en este estudio se consideró de manera conservadora
 2793 emplear una distorsión límite igual 0.010.

2794

2795 Dimensiones de elementos estructurales

2796

2797 Para cumplir con las distorsiones límites de las NTCS 2023, en el caso en estudio se emplearon 2
 2798 muros en la dirección X, con un espesor de alma de 50cm y elementos de borde de 100cmx100cm, y
 2799 tres muros en la dirección Y, los cuales tienen un espesor de 40cm y elementos de borde de
 2800 80cmx80cm. Adicionalmente, el edificio tiene 4 muros rectangulares para elevadores, los cuales
 2801 cuentan con un espesor de 40 cm y sin columnas en los extremos. Las traveses tienen dimensiones de
 2802 40cmX75cm, las columnas que solo llegan hasta el nivel 5 tienen dimensiones de 60cmX80cm, y las
 2803 que forman parte de la torre, tienen dimensiones de 60cmx120cm.

2804

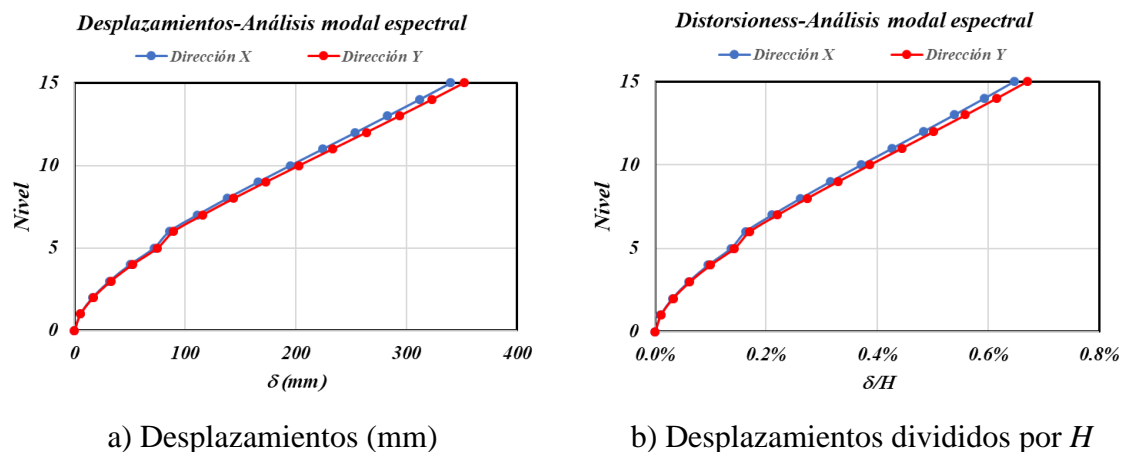
2805 4.4.3 Resultados del análisis modal espectral

2806 Desplazamientos laterales por nivel de la estructura obtenidos del AME

2807

2808 La Figura 4.4.5 (a) muestra los desplazamientos laterales máximos por nivel (los que no ocurren en el
 2809 centro de masa) en las direcciones X y Y de la estructura, resultados del análisis modal espectral. El
 2810 desplazamiento máximo en la azotea es: $\delta_{lineal,max} = 350 \text{ mm}$. La Figura 4.4.5 (b) muestra los
 2811 desplazamientos divididos entre la altura total del edificio.

2812



a) Desplazamientos (mm)

b) Desplazamientos divididos por H

2813 **Figura 4.4.5** Desplazamientos laterales por nivel de la estructura obtenidos del AME para el edificio
 2814 de 15 niveles con estructura fuertemente irregular

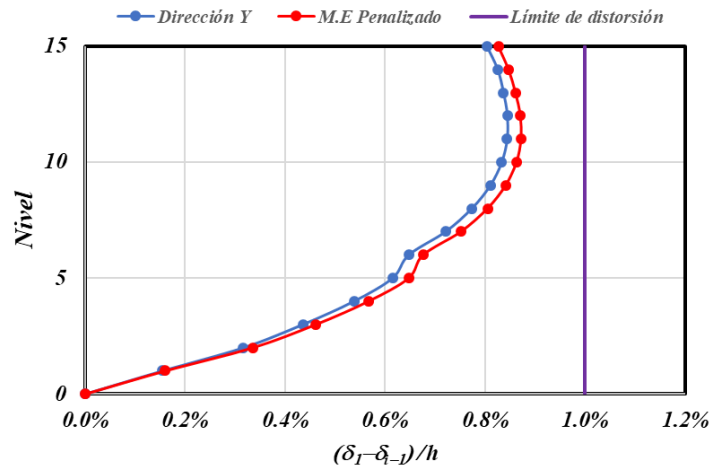
2815

2816 Distorsiones de entrepiso de la estructura obtenidos del AME

2817

2818 La Figura 4.4.6 muestra las envolventes de distorsiones de entrepiso por nivel en las direcciones X y
 2819 Y de la estructura calculadas con el AME. La distorsión máxima de entrepiso es 0.87 %.

Distorsiones-Análisis modal espectral



2820

2821 **Figura 4.4.6** Distorsiones de entrepiso de la estructura obtenidos del AME para el edificio de 15
 2822 niveles con estructura fuertemente irregular

2823

2824 **Cortante basal y momento de volteo de diseño de la estructura obtenidos del AME**

2825

2826 Para el AME, el cómputo de elementos mecánicos se hizo empleando la NTC Sismo 2017, por tratarse
 2827 de un problema de revisión. La tabla 4.4.5 muestra valores de las reacciones en la base de la estructura
 2828 que resultan del análisis modal espectral. Se define como cortante basal de diseño en la estructura, V_u ,
 2829 al cortante basal en dirección F_y multiplicado por el factor de carga $F_c = 1.1$, de acuerdo a la sección
 2830 3.4 de las NTC sobre Criterios y Acciones 2023 (NTC Acciones 2023). De igual forma, se define el
 2831 momento de volteo de diseño en la estructura, M_u , al momento M_x multiplicado por este mismo factor
 2832 de carga.

2833

2834 **Tabla 4.4.5** Reacciones en la base de la estructura obtenidas del programa ETABS.

<i>Combinación de carga</i>	V_{bx} (t)	V_{by} (t)	F_{bz} (t)	M_{bx} (t·m)	M_{by} (t·m)	M_{bz} (t·m)
0.3S _x +S _y	1855	1958	0	72651	61042	63236

2835

2836 Cortante basal y momento de volteo de diseño en la estructura:

2837 $V_{bu} = 1958 \cdot 1.1 = 2154 \text{ t}$

2839 $M_{bu} = 72651 \cdot 1.1 = 79916 \text{ t} \cdot \text{m}$

2838

2840

2841 4.4.4 Diseño de elementos estructurales

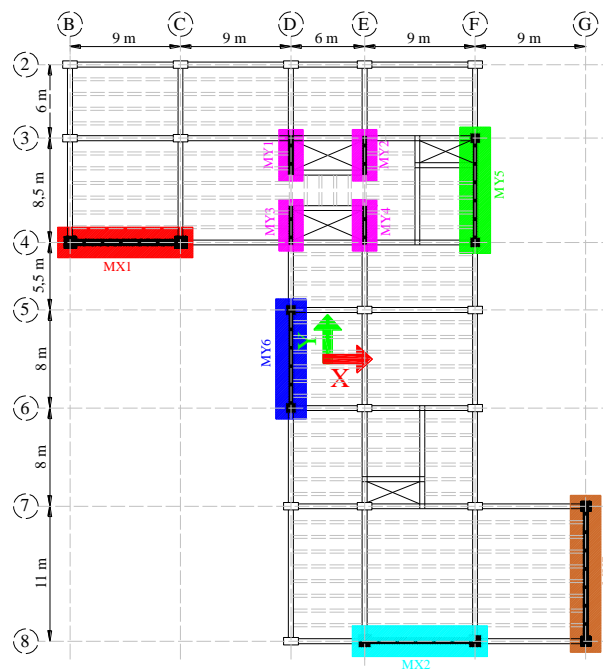
2842

2843 **Muros estructurales de planta baja**

2844

2845 La Figura 4.4.7 muestra la nomenclatura de los muros estructurales, así como la ubicación en planta.

2846 Para comentar el análisis efectuado se seleccionó el muro Y6, ver Eje D en la Figura 4.4.7.



2847

2848 **Figura 4.4.7** Ubicación en planta de muros estructurales obtenidos del AME

2849

2850 **Fuerzas actuantes en el muro Y6**

2851

2852 Las fuerzas sin factor de carga que actúan en el muro Y6 de planta baja, como resultado del análisis
2853 modal espectral, se muestran en la Tabla 4.4.6.

2854

2855 **Tabla 4.4.6** Fuerzas sin factor de carga actuantes en muro Y6 obtenidos del AME

<i>Nivel</i>	<i>Combinación de carga</i>	<i>Max/Min</i>	P_m (t)	V_{my} (t)	V_{mx} (t)	M_{mx} (t-m)	M_{my} (t-m)
Nivel 1	$C_M + C_{Va} + 0.3S_x + S_y$	Max	-1611	794	70	159	13949

2856

2857 Se considera el momento máximo que actúa en el muro Y6 y su respectiva carga axial, para la fuerza
2858 cortante se toma la máxima. Para determinar las fuerzas últimas de diseño se utiliza un factor de
2859 carga, $F_C = 1.1$, de acuerdo con la sección 3.4 de la NTCCA 2023.

2860 Fuerzas de diseño para el muro Y6:

2861 $P_{mu} = 1611 * 1.1 = 1772 t$

2862 $V_{mu} = 722 * 1.1 = 794 t$

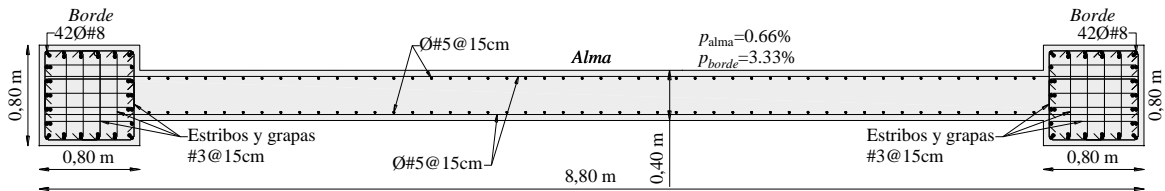
2863 $M_{mu} = 13949 * 1.1 = 15344 t \cdot m$

2864 Como muestra la Tabla 4.4.6, las fuerzas actuantes en el muro en la dirección X son mucho menores
2865 que las que actúan en la dirección Y , es por ello que se pueden despreciar.

2866 **Diseño estructural del muro Y6**

2867

2868 El diseño estructural de los muros de concreto reforzado se realizó utilizando el Software S-Concrete,
2869 la Figura 4.4.8 muestra el detallado estructural del muro, con las fuerzas resultantes del analisis modal
2870 espectral.



2871

2872 **Figura 4.4.8** Momento resistente del muro Y6

2873

2874 Use empleó el programa Matlab “Muros V3” (2017), para obtener el momento nominal, M_n . El
2875 momento nominal se define como el correspondiente a la deformación del concreto de 0.003, y es igual
2876 a:

2877
$$M_n = 17482 t \cdot m$$

2878 De la tabla 3.8.2.1 de la NTCC 2023, para obtener el momento resistente del muro se utilizó un factor
2879 de resistencia a momento, $F_R = 0.9$.

2880
$$M_R = F_R * M_n$$

2881
$$M_R = 0.9 * 17482 tonf \cdot m$$

2882
$$M_R = 15734 t \cdot m$$

2883 Relación de demanda-capacidad:

2884
$$\frac{M_{mu}}{M_R} = \frac{15344 t \cdot m}{15734 t \cdot m} = 0.98$$

2885

2886 **Momento probable del muro Y6**

2887

2888 De manera similar a como se halló el momento probable y la fuerza cortante resistente del muro A1
2889 del edificio regular se obtuvieron estos datos para el muro F.

2890 El momento probable, $M_{pr} = 20917 t \cdot m$, es mayor al momento de diseño, $M_{mu} = 15344 t \cdot m$, que
2891 actúa en el muro Y6 resultado del análisis modal espectral.

2892
$$M_{pr} > M_{mu}$$

2893 El cortante resistente, $V_R = 796 tonf$, es mayor al cortante de diseño, $V_{mu} = 794 t$, que actúa en el
2894 muro F, como resultado del análisis modal espectral.

2895 $V_R > V_{mu}$

2896 Relación de demanda-capacidad:

2897
$$\frac{V_{mu}}{V_R} = \frac{794 t}{796 t} = 0.99$$

2898 El diseño de todos los muros se hizo en el programa de S-Concrete, el cual contempla el diagrama de
 2899 interacción del muro y todas las combinaciones de carga, tanto para la flexo- compresión como para
 2900 el cortante, además se tuvo en cuenta las disposiciones de refuerzo de acuerdo a la NTC 2023. Los
 2901 procedimientos descritos anteriormente se hicieron como verificación manual de los resultados del
 2902 diseño.

2903 La tabla 4.4.7 muestra características del acero de refuerzo de todos los muros usados en la estructura.

2904 **Tabla 4.4.7** Características del acero de refuerzo de los muros de la estructura

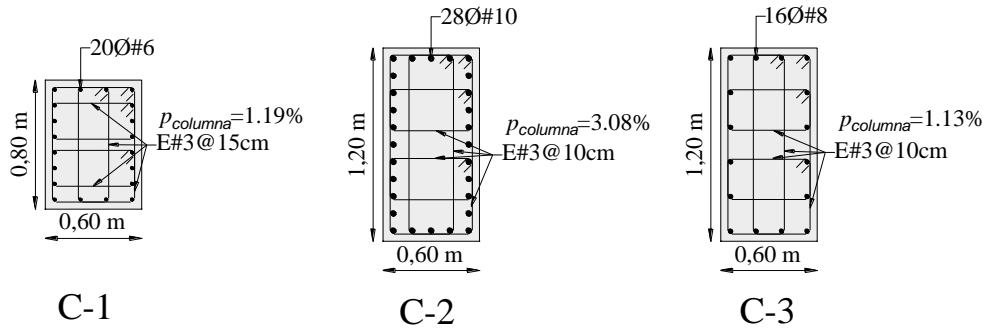
<i>Elementos</i>	<i>Niveles</i>	<i>Dimensiones</i>		<i>Acero en el alma</i>		<i>Acero en el borde</i>		
		<i>Espesor de alma (cm)</i>	<i>Elemento de borde (cm)</i>	<i>Horizontal</i>	<i>Vertical</i>	<i>Ramas en X</i>	<i>Ramas en Y</i>	<i>Vertical</i>
<i>MX1- MX2</i>	PB-N7	50	100x100	2Ø#6c/10cm $\rho_h=1.14\%$	2Ø#6c/12cm $\rho_v=0.95\%$	6Ø#4 c/20cm	7Ø#4 c/20cm	42Ø#11 $\rho_l=4.02\%$
	N7- N15	50	100x100	2Ø#5c/20cm $\rho_h=0.40\%$	2Ø#5c/25cm $\rho_v=0.32\%$	4Ø#4 c/20cm	4Ø#4 c/20cm	20Ø#11 $\rho_l=1.92\%$
<i>MY1- MY2- MY3-MY4</i>	PB- N15	40	40x80	2Ø#4c/25cm $\rho_h=0.25\%$	2Ø#4c/25cm $\rho_v=0.25\%$	2Ø#3 c/10cm	4Ø#3 c/10cm	16Ø#5 $\rho_l=1.00\%$
<i>MY5</i>	PB-N7	40	80x80	2Ø#4c/25cm $\rho_h=0.25\%$	2Ø#4c/25cm $\rho_v=0.25\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	24Ø#8 $\rho_l=1.90\%$
	N7- N15	40	80x80	2Ø#4c/25cm $\rho_h=0.25\%$	2Ø#4c/25cm $\rho_v=0.25\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	16Ø#8 $\rho_l=1.27\%$
<i>MY6</i>	PB-N7	40	80x80	2Ø#6c/15cm $\rho_h=0.66\%$	2Ø#6c/15cm $\rho_v=0.66\%$	7Ø#3 c/15cm	6Ø#3 c/15cm	42Ø#8 $\rho_l=3.33\%$
	N7- N15	40	80x80	2Ø#4c/25cm $\rho_h=0.25\%$	2Ø#4c/25cm $\rho_v=0.25\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	20Ø#8 $\rho_l=1.58\%$
<i>MY7</i>	PB-N7	40	80x80	2Ø#5c/20cm $\rho_h=0.50\%$	2Ø#5c/20cm $\rho_v=0.50\%$	6Ø#3 c/15cm	6Ø#3 c/15cm	36Ø#8 $\rho_l=2.85\%$
	N7- N15	40	80x80	2Ø#4c/25cm $\rho_h=0.25\%$	2Ø#4c/25cm $\rho_v=0.25\%$	4Ø#3 c/15cm	4Ø#3 c/15cm	20Ø#8 $\rho_l=1.58\%$

2905 En el caso de las columnas, el armado propuesto se definió en tres tipos: C-1, para las columnas que
 2906 no están ubicadas en la torre y solo llegan hasta el nivel 5, las C-2, las cuales tienen el armado de las

2907 columnas de la torre que va del nivel de planta baja hasta el nivel 6 y las C-3 que son las columnas de
 2908 la torre que van del nivel 6 hasta el nivel 15.

2909 La revisión por resistencia se realizó utilizando el software S-Concrete, considerando las disposiciones
 2910 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para
 2911 el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2023, específicamente lo indicado en la sección
 2912 6.4.

2913 La Figura 4.4.9 muestra el detallado estructural de los tipos de columnas, usadas en el modelo.



2914

2915 **Figura 4.4.9** Detallado estructural de columnas

2916

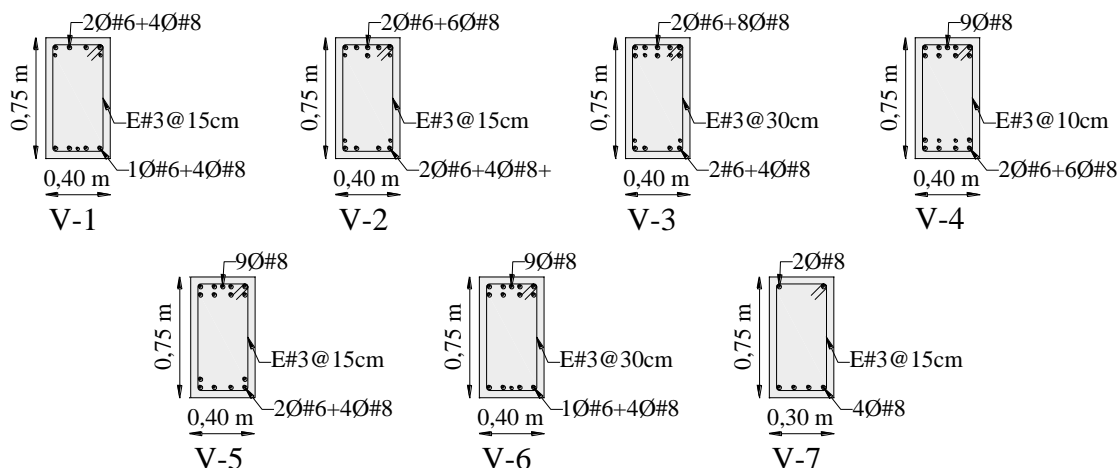
2917 **Diseño estructural de vigas**

2918 En el caso de las vigas, se modificó el detallado con respecto a la altura de la siguiente manera:

- 2919 • **Tipo V-1:** N1-N5 (Vigas perimetrales, Ejes A, H y Ejes 1, 9)
- 2920 • **Tipo V-2:** N3-N5 (El resto de vigas que no incluye V1-V3 y V7)
- 2921 • **Tipo V-3:** N1-N5 (Viga de 11 m de longitud entre los ejes 7 y 8)
- 2922 • **Tipo V-4:** N6-N15 (Vigas perimetrales)
- 2923 • **Tipo V-5:** N6-N15 (El resto de vigas que no incluye V4-V6 y V7)
- 2924 • **Tipo V-6:** N6-N15 (Viga de 11 m de longitud entre los ejes 7 y 8)
- 2925 • **Tipo V-7:** N1-N15 (Vigas secundarias que se apoyan sobre vigas principales, para huecos de
 2926 escalera)

2927 La revisión por resistencia se realizó conforme a las disposiciones del Reglamento de Construcciones
 2928 del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de
 2929 Estructuras de Concreto 2023, específicamente lo indicado en la sección 6.3.

2930 En la figura 4.4.10 se presentan los detallados correspondientes a los extremos de las vigas en estos
 2931 niveles.



2932

2933

Figura 4.4.10 Detallado estructural de vigas

2934

2935 4.4.5 Análisis dinámico no lineal

2936 Para realizar el análisis dinámico no lineal (ADNL) se empleó un modelo del comportamiento no lineal
 2937 del programa ETABS (Computers and Structures Inc.). El procedimiento utilizado es el de considerar
 2938 plasticidad distribuida, mediante el cual se utilizan diagramas esfuerzo-deformación del concreto
 2939 confinado y no confinado, así como del acero de refuerzo; asignándole las propiedades de fibras
 2940 longitudinales a los elementos. Para el análisis dinámico no lineal, se utilizó amortiguamiento de
 2941 Rayleigh con un valor del 2.5% de amortiguamiento crítico para los dos primeros modos de vibrar,
 2942 con el fin de representar la disipación de energía en la estructura ante excitaciones sísmicas.

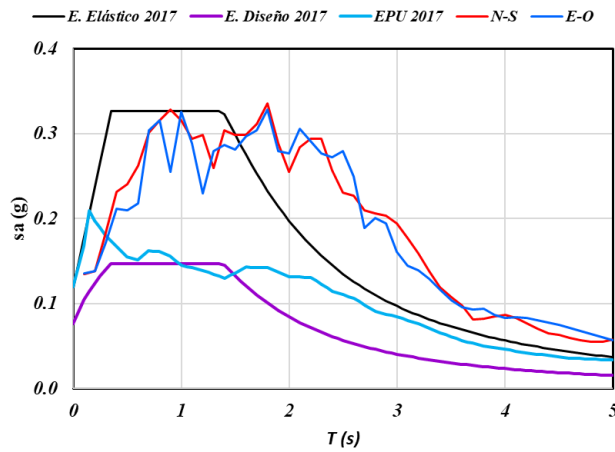
2943

2944 Registro sísmico de aceleraciones

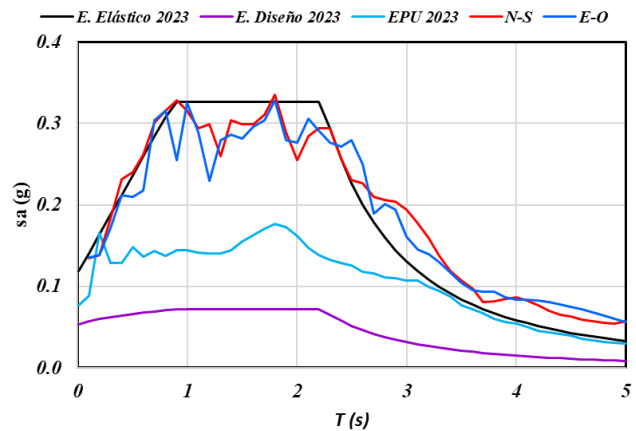
2945 Para el ADNL del edificio se seleccionó un registro sintético de subducción, obtenido con el programa
 2946 SASID empleando las coordenadas del edificio anteriormente mencionadas. Este registro corresponde
 2947 a la zona de Lomas. El espectro de periodo uniforme (EPU) correspondiente tiene ordenadas bastante
 2948 menores que la del espectro elástico de diseño, Figura 4.4.11. Por esta razón en esta investigación se
 2949 decidió escalar el referido registro sintético con el factor igual a 2.2, para que éste tuviera ordenadas
 2950 espectrales comparables a las del espectro elástico que el ingeniero estructural emplea con los
 2951 procedimientos convencionales para el análisis AME, para el diseño sísmico de edificios considerando
 2952 la Norma.

2953 Las Figuras 4.4.11(a) y 4.4.11 (b) muestran los espectros elásticos y de diseño reducidos por Q' y R' ,
 2954 según la NTC Sismo 2017 y 2023, respectivamente. Las Figuras 4.4.11(a) y 4.4.11 (b) también
 2955 muestran los espectros de respuesta de aceleraciones, para las componentes N-S y E-O del registro
 2956 sísmico sintético de subducción obtenido del SASID (para un amortiguamiento del 5%), amplificado

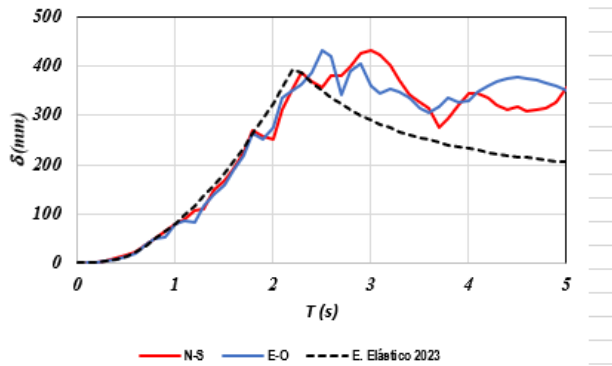
2957 para representar el espectro de diseño. A este registro se le amplificó por el valor 2.2, y se le denomina
 2958 registro SUB-E, el cual se emplea en el ADNL del edificio en estudio. La Figura 4.4.11 (c) muestra el
 2959 espectro de desplazamientos elásticos para el edificio en estudio de acuerdo con la NTC Sismo 2023,
 2960 así como los desplazamientos elásticos correspondientes a los registros sintéticos mencionados. Para
 2961 el análisis dinámico no lineal, como en los casos de los edificios anteriores analizados con ADNL, se
 2962 consideró la componente N-S en la dirección Y de la estructura, y la componente E-O en la dirección
 2963 X, como muestra la Figura 4.4.12.



a) Aceleraciones NTC Sismo 2017



b) Aceleraciones NTC Sismo 2023



c) Desplazamientos NTC Sismo 2023

2964 **Figura 4.4.11** Espectros de aceleraciones y desplazamientos de las Normas Sismo 2017 y 2023, y
 2965 del registro SUB-E empleado para el ADNL
 2966

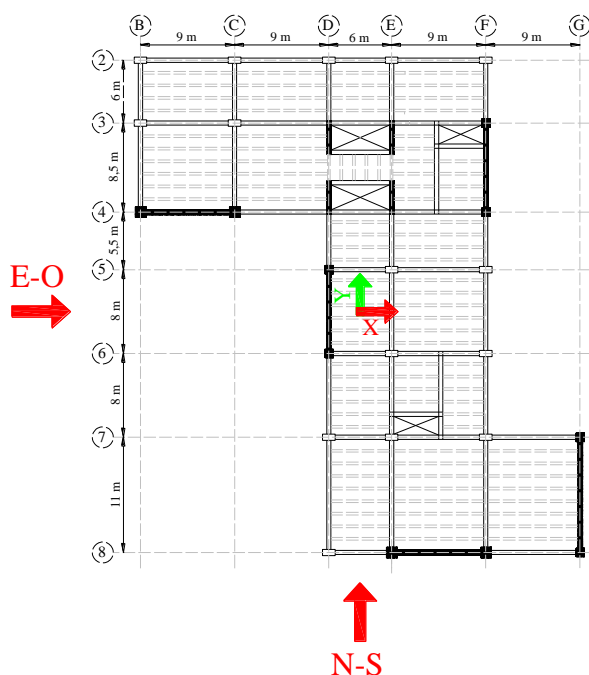


Figura 4.4.12 Dirección de componentes del sismo para el ADNL

2967

2968

2969

2970 Materiales

2971 La Figura 4.4.13 muestra las curvas esfuerzo-deformación que se emplearon como información para
2972 el programa ETABS.

2973 (a) Concreto no confinado

2974 (b) Concreto confinado para los bordes de los muros *MX1-MX2* del nivel 1 al 6

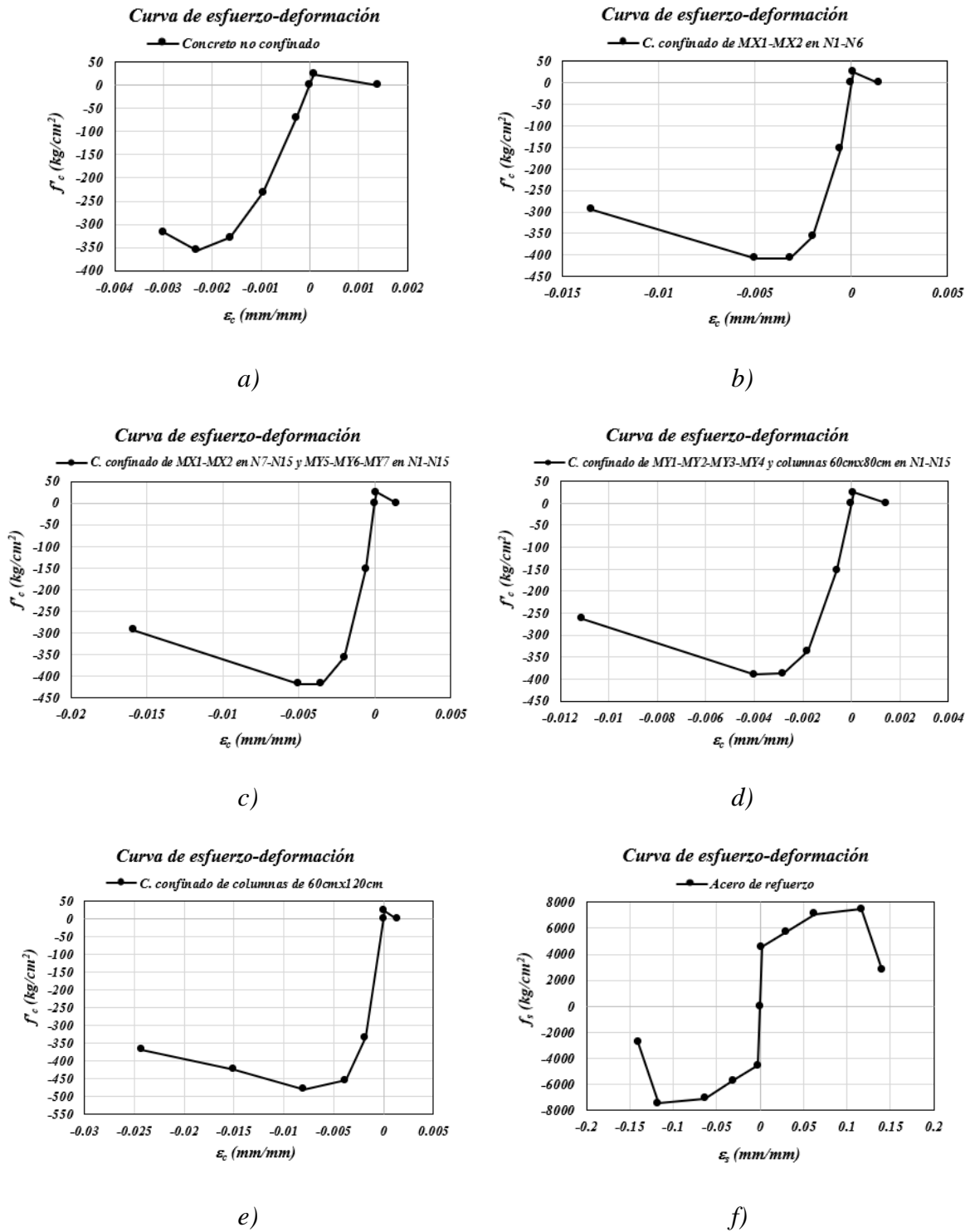
2975 (c) Concreto confinado para los bordes de los muros en *MX1-MX2* del nivel 7 al 15 y borde de muros
2976 *MY5-MY6-MY7* del nivel 1 al 15

2977 (d) Concreto confinado para los bordes de los muros *MY1, MY2, MY3* y *MY4*, del nivel 1-15 y
2978 columnas de 60cmx80cm

2979 (e) Concreto confinado para las columnas de 60cmx120cm

2980 (f) Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo

2981 La curva esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado se definió utilizando la propuesta
2982 de Mander (1988), y la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo mediante el modelo de Park
2983 incluido en el ETABS.

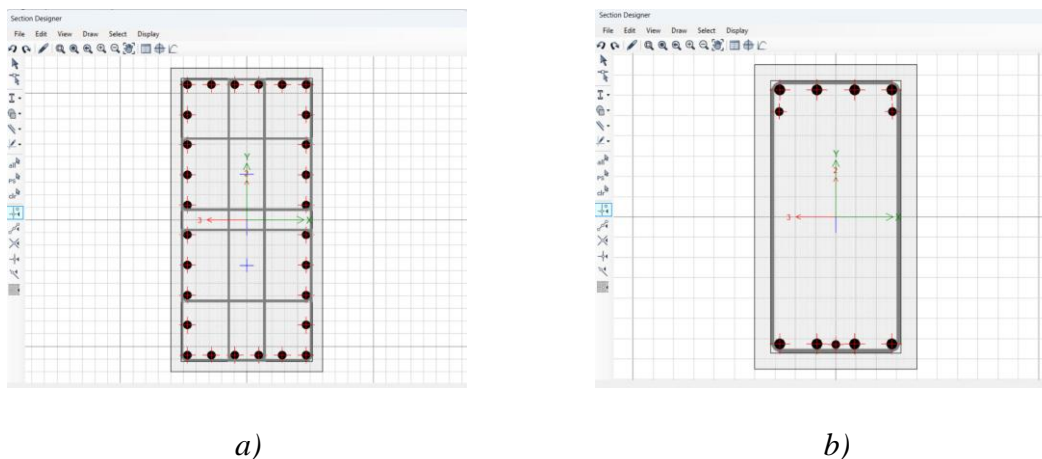


2984 **Figura 4.4.13** Curvas de esfuerzo-deformación del concreto y el acero para el análisis del edificio de
 2985 15 niveles

2986

2987 **Modelo no lineal**

2988 Las vigas y columnas se modelaron utilizando la ayuda “Section Designer” del programa ETABS
 2989 (Figura 4.4.14). Para las vigas y columnas se consideró un modelo mediante fibras con una plasticidad
 2990 concentrada.



2991

Figura 4.4.14 Columna y vigas modelada con el “Section Designer” en ETABS

2992

2993 Los muros estructurales se modelaron definiendo las propiedades de la sección en “Layers” en ETABS.

2994

2995 **4.4.6 Resultados del análisis dinámico no lineal**2996 **Desplazamientos laterales por nivel de la estructura obtenidos del ADNL**

2997 La Figura 4.4.15 (a) muestra los desplazamientos laterales por nivel de la estructura en milímetros,
 2998 obtenidos del análisis dinámico no lineal en las direcciones X y Y . La figura 4.4.15 (b) muestra las
 2999 envolventes, divididos entre la altura total del edificio. Se tiene un desplazamiento máximo de azotea
 3000 igual a 534 mm , y una distorsión global máxima igual a 1.0% .

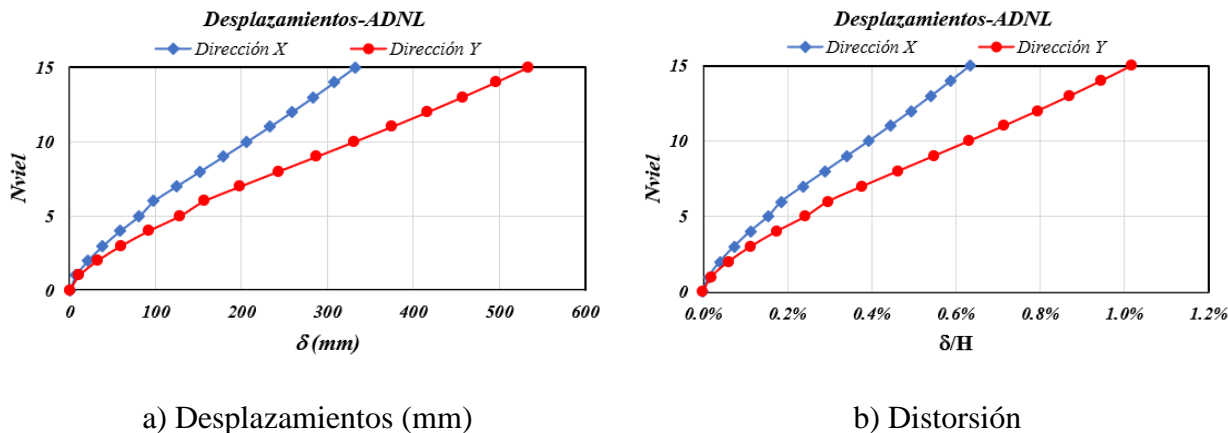
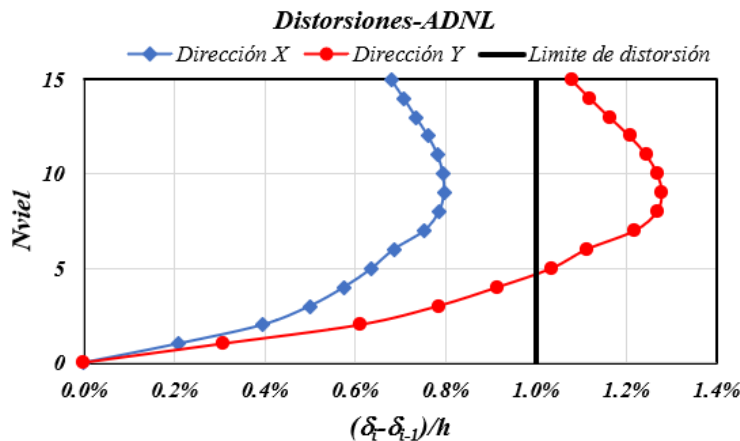


Figura 4.4.15 Desplazamientos por nivel obtenidos del análisis dinámico no lineal del edificio de 15 niveles con estructura fuertemente irregular

3001 **Distorsiones de entrepiso por nivel de la estructura obtenidos del AME**

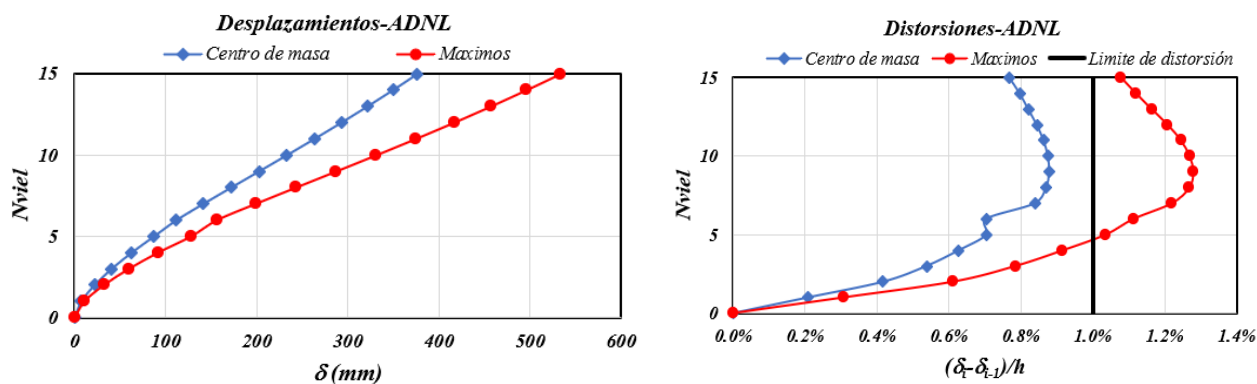
3002 La Figura 4.4.16 muestra la envolvente de distorsiones de entrepiso por nivel en las direcciones X y Y
 3003 de la estructura que se obtienen del análisis dinámico no lineal en un punto en el extremo del edificio.
 3004 La distorsión máxima de entrepiso es igual a 1.3%, la cual supera la distorsión limite objetivo de 1.0%.



3005
 3006 **Figura 4.4.16** Distorsiones de entrepiso obtenidas del ADNL en las direcciones X y Y del edificio de
 3007 15 niveles con estructura fuertemente irregular

3008 La Figura 4.4.17 permite comparar los resultados de desplazamientos laterales máximos y distorsiones
 3009 máximas que se obtienen del ADNL, tanto para el centro de masa del edificio, como para uno de los
 3010 extremos en planta del edificio. Los resultados muestran que las máximas distorsiones, en el borde del
 3011 edificio, exceden en alrededor del 50% a las distorsiones máximas en el centro de masa.

3012



a) Desplazamientos laterales máximos

b) Distorsiones máximas

3013 **Figura 4.4.17** Desplazamientos y distorsiones máximas obtenidas del ADNL en el centro de masa y
 3014 en el borde en planta del edificio en la dirección Y del edificio de 15 niveles con estructura
 3015 fuertemente irregular

3016

3017 **Cortante basal y momento de volteo máximos en la estructura**

3018

3019 Como resultado del analisis dinámico no lineal con el registro sísmico utilizado, se obtuvieron los
 3020 cortantes basales, V_{bNL} , y los momentos de volteo, M_{bNL} , que se presentan en el tiempo en la base de
 3021 la estructura.

3022 El cortante basal máximo en la estructura, $V_{bNL,máx}$, se presenta en el tiempo 36.72s, en ese mismo
 3023 instante también actúan el momento de volteo, $M_{bNL,36.72}$:

$$3024 V_{bNL,máx} = -6686 t$$

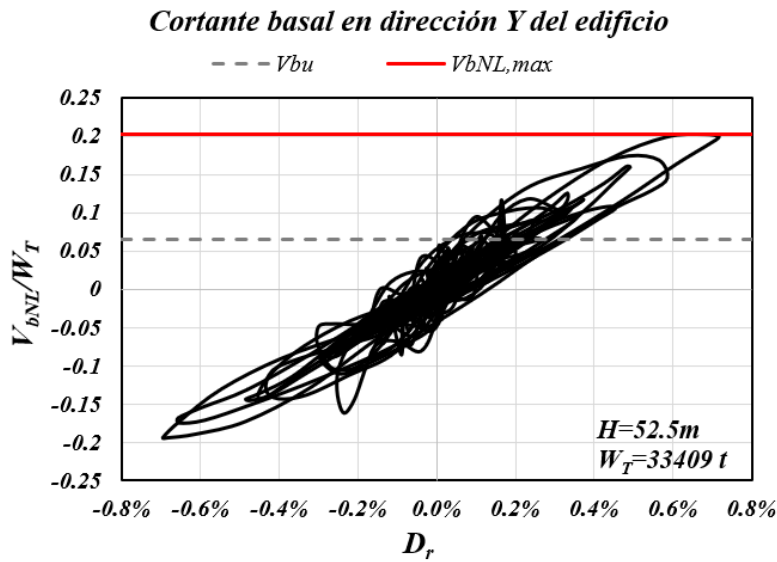
$$3025 M_{bNL,36.72} = 211939 t \cdot m$$

3026 El momento de volteo máximo en la estructura, $M_{bNL,máx}$, se presenta en el tiempo 36.8s, en ese
 3027 mismo tiempo también actúa el cortante basal, $V_{bNL,36.8}$.

$$3028 M_{bNL,máx} = -6574 t \cdot m$$

$$3029 V_{bNL,36.8} = 215616 t$$

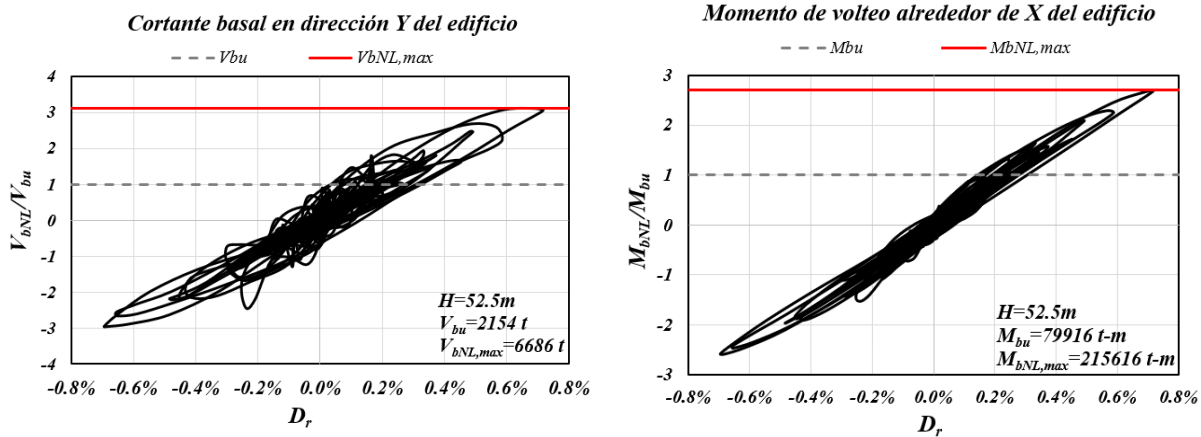
3030 La Figura 4.4.18 muestra el cortante basal, V_{NL} , dividido entre el peso total de la estructura, $W_T =$
 3031 33409 t, graficado contra la distorsión global en dirección Y.



3032

3033 **Figura 4.4.18** Cortante basal entre peso de la estructura obtenido del ADNL contra distorsión global
 3034 en la dirección Y

3035 La Figura 4.4.19 (a) muestra el cortante basal de la estructura, V_{bNL} , dividido entre el cortante basal de
 3036 diseño, V_{bu} . Y la Figura 4.4.19 (b) muestra el momento de volteo de la estructura, M_{bNL} , dividido entre
 3037 el momento de volteo de diseño, M_{bu} .



a) Cortante

b) Momento

3038 **Figura 4.4.19** Factores de amplificación de cortante y momento basal de diseño en la estructura
 3039 contra distorsión global en la dirección Y del edificio de 15 niveles con estructura fuertemente
 3040 irregular

3041 Los siguientes cocientes muestran la relación entre el cortante basal máximo de la estructura, $V_{bNL,máx}$,
 3042 obtenido del ADNL, y el cortante basal de diseño de la estructura, V_{bu} , obtenido del AME.

$$3043 \quad \frac{V_{bNL,m\acute{a}x}}{V_{bu}} = \frac{6686 t}{2154 t} = 3.1$$

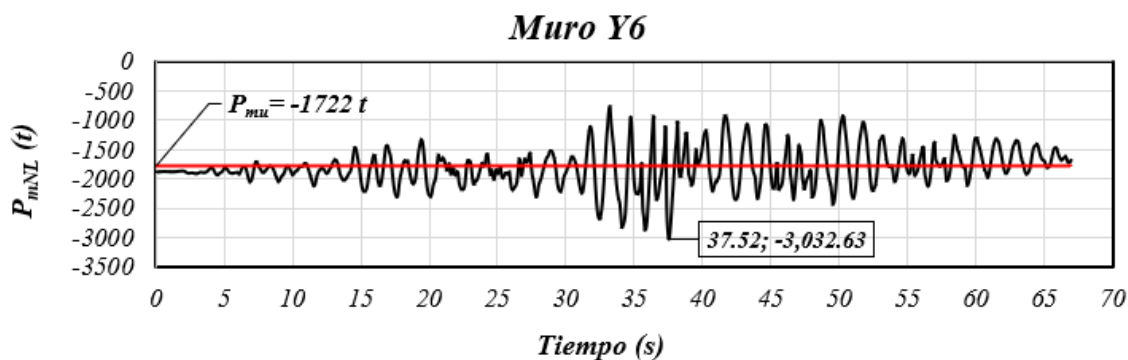
3044 Igualmente se muestra el momento de volteo máximo en la estructura, $M_{bNL,m\acute{a}x}$, obtenido del análisis
3045 dinámico no lineal y, el momento de volteo de diseño de la estructura, M_{bu} :

$$3046 \quad \frac{M_{bNL,m\acute{a}x}}{M_{bu}} = \frac{215616 t \cdot m}{79916 t \cdot m} = 2.7$$

3047 Estos resultados muestran que las demandas máximas del ADNL tanto de cortante basal, como de
3048 momento de volteo exceden de manera importante los valores de diseño.

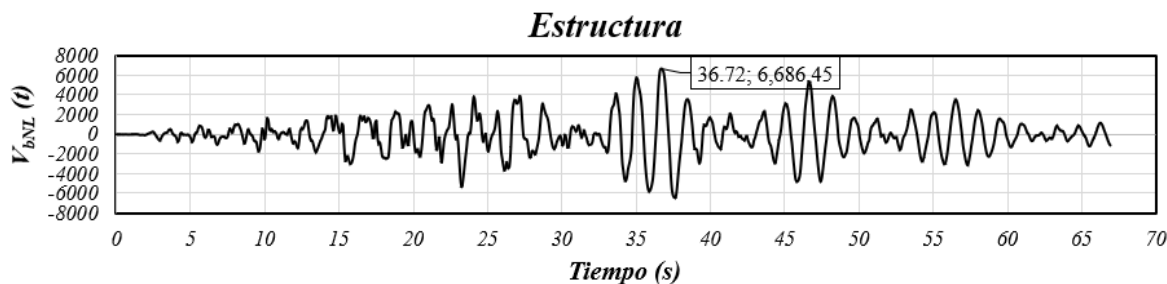
3049 Fuerzas que actúan en el tiempo para la estructura y el muro en estudio

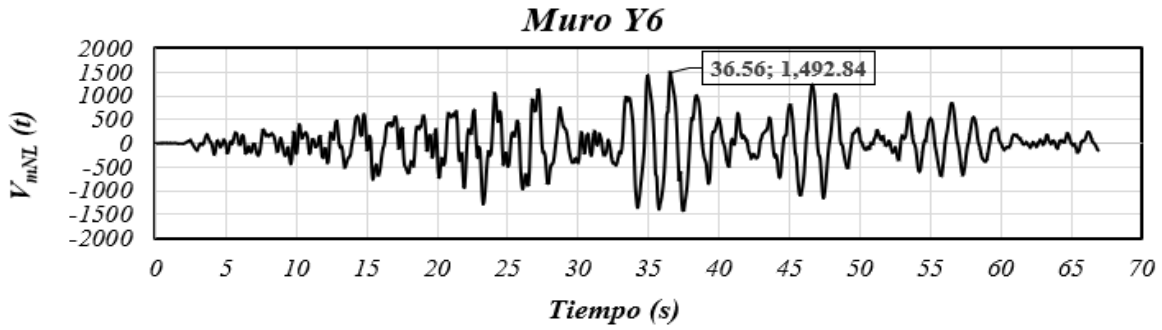
3051 La Figura 4.4.20 muestra las fuerzas axiales que actúan en el tiempo para el muro MY6. Para este
3052 muro se muestra el instante en que se presenta la fuerza axial máxima.



3053 **Figura 4.4.20** Fuerzas axiales actuantes en muros en direcci3n Y

3054 La Figura 4.4.21 muestra las fuerzas cortantes que actúan en la base de la estructura a lo largo del
3055 tiempo, Figura 4.4.21 (a), y las fuerzas cortantes en la base del muro MY6, Figura 4.4.21 (b). En la
3056 estructura y el muro en estudio se muestra el instante en que se presenta la fuerza cortante máxima.

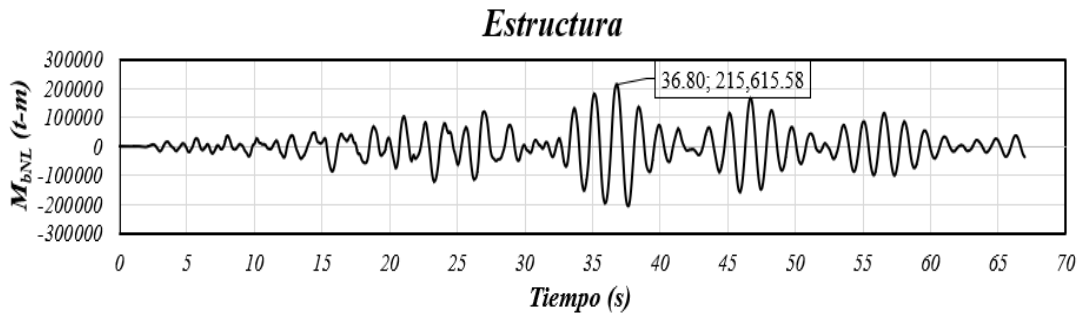




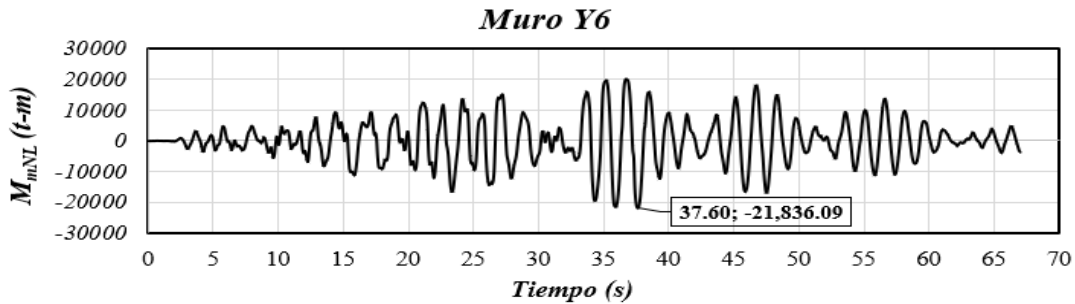
b) Muro Y6

3057 **Figura 4.4.21** Fuerzas cortantes en la estructura y en muros en dirección Y

3058 La Figura 4.4.22 muestra los momentos que actúan a lo largo del tiempo en la base de la estructura,
 3059 Figura 4.4.22 (a) y en el muro MY6, Figura 4.4.22 (b), en la dirección Y. En la estructura y para el
 3060 muro en estudio se muestra el instante en que actúa el momento máximo.



a) Estructura



b) Muro Y6

3061 **Figura 4.4.22** Momentos flectores en la estructura y en muros en dirección Y

3062

3063 4.4.7 Comparación de resultados del análisis modal espectral y dinámico no lineal

3064

3065 **Resultados obtenidos del AME y del ADNL del muro F**

3066 La Tabla 4.4.8 muestra las fuerzas que actúan en el muro F como resultado de los análisis AME y
 3067 ADNL en la dirección Y de la estructura. Para el análisis modal espectral se muestra la fuerza cortante
 3068 de diseño V_{mu} y el momento de diseño M_{mu} , y la fuerza axial que le corresponde, P_m .

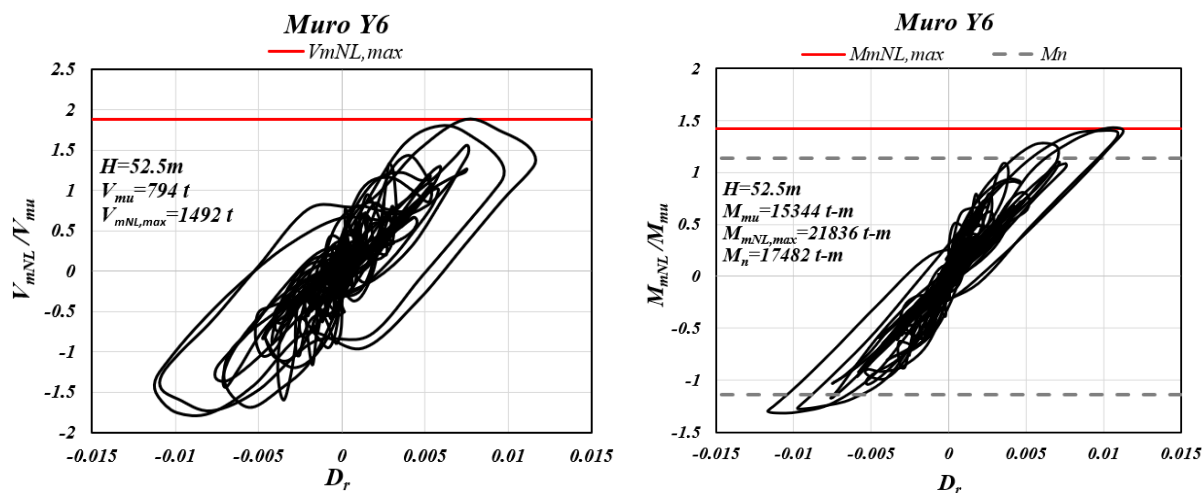
3069 De igual forma, para el análisis dinámico no lineal se muestra la fuerza cortante máxima, $V_{mNL,máx}$, y
 3070 el momento máximo, $M_{mNL,máx}$, y la fuerza axial que actúa en ese mismo instante de tiempo, P_{mNL} .

3071 **Tabla 4.4.8** Fuerzas que actúan en el muro Y6 obtenido de ambos análisis

<i>Análisis modal espectral</i>			<i>Análisis dinámico no lineal</i>		
P_{mu} (t)	V_{mu} (t)	M_{mu} (t-m)	P_{mNL} (t)	$V_{mNL,máx}$ (t)	$M_{mNL,máx}$ (t-m)
1772	794	15344	3033	1493	21836

3072

3073 La Figura 4.4.23 (a) muestra el cortante basal no lineal, V_{mNL} , dividido entre el cortante de diseño, V_{mu} ,
 3074 y la Figura 4.4.23 (b) muestra el momento de volteo no lineal, M_{mNL} , dividido entre el momento de
 3075 diseño, V_{mu} , que actúan en el muro Y6. Se grafica contra la distorsión global de la estructura en
 3076 dirección Y.



a) Cortante basal

b) Momento de volteo

3077 **Figura 4.4.23** Factores de amplificación del cortante basal y momento de volteo de diseño del muro
 3078 Y6 contra distorsión global del edificio de 15 niveles con estructura fuertemente irregular

3079 Empleando los resultados mostrados en la Tabla 4.4.8, como se indica en lo siguiente, se obtienen los
 3080 cocientes de las fuerzas de diseño y las fuerzas máximas que actúan en el muro A1 en dirección Y en
 3081 la estructura:

$$3082 \frac{V_{mNL,máx}}{V_{mu}} = \frac{1493 t}{794 t} = 1.88$$

$$3083 \frac{M_{mNL,máx}}{M_{mu}} = \frac{21836 t \cdot m}{15344 t \cdot m} = 1.42$$

3084 La tabla 4.4.9 muestra las relaciones de demanda-capacidad en el muro Y6, en función de la fuerza
 3085 cortante basal, V_{mu} , empleando los resultados del análisis modal espectral. Además, se muestra
 3086 resultados para el momento en la base del muro, M_{mu} , correspondiente al análisis modal espectral y al
 3087 análisis dinámico no lineal. De acuerdo con estos resultados, las relaciones de demanda-capacidad de
 3088 diseño en el muro son aceptables. En el AME la demanda de máximo momento en el muro es menor
 3089 que el momento probable, y ocurre lo contrario para el ADNL.

3090 La relación de demanda de cortante del ADNL y V_n es $1493 t/1061t = 1.41$, lo que implica una probable
 3091 falla por cortante del muro Y6. La relación de demanda de momento del ADNL y M_{pr} es $21836 t \cdot m/20917 t \cdot m = 1.04$ lo que se puede considerar razonable.

3093 **Tabla 4.4.9** Comparación de fuerzas actuantes y resistentes en el muro Y6 del edificio de 15 niveles
 3094 con estructura fuertemente irregular

<i>Tipo de análisis</i>	<i>Demanda</i>		<i>Capacidad</i>		<i>Relación demanda-capacidad</i>	
	$V_{mu} (t)$	$M_{mu} (t \cdot m)$	$V_R (t)$	$M_R (t \cdot m)$	D/C_V	D/C_M
<i>AME</i>	794	15344	796	15734	1.00	0.98
<i>ADNL</i>	$V_{mNL,máx} (t)$	$M_{mNL,máx} (t \cdot m)$	$V_n (t)$	$M_{pr} (t \cdot m)$	D/C_V	D/C_M
	1493	21836	1061	20917	1.41	1.04

3095 **Comparación de resultados obtenidos del análisis modal espectral y dinámico no lineal de la**
 3096 **estructura y todos los muros en la dirección Y.**
 3097

3098 Se realizó el mismo procedimiento utilizado para el muro Y6 en todos los muros en la dirección Y, en
 3099 el instante de tiempo donde ocurre las máximas de mandas de cortante y momento para la estructura
 3100 ($t=36.72s$). Los resultados se comentan a continuación.

3101 La Tabla 4.2.10 muestra que la mayor relación de demandas de cortante en los muros corresponde al
 3102 muro Y3, con una relación $V_{NL}/V_u = 2.26$. Esto indica que, aunque este muro no presenta la mayor
 3103 fuerza cortante en el AME, sí experimenta la mayor demanda en el ADNL, lo que evidencia que la
 3104 respuesta del ADNL puede modificar significativamente la demanda de cada elemento estructural.
 3105 Tabla 4.4.10 muestra que la relación V_{NL}/V_u para cinco de los siete muros del edificio estudiados,

3106 alcanzan valores en el intervalo 1.6 a 2.3, lo que llevaría a un diseño por cortante de estos muros del
3107 lado de la inseguridad.

3108 Al sumar la fuerza cortante en cada muro obtenida mediante el ADNL, se obtiene un valor total de
3109 4224 t. Al dividir este valor entre el cortante total de la estructura en el mismo análisis, que es de 6686
3110 t, se determina que los muros aportan el 63 % del cortante total, mientras que el 37 % restante es
3111 absorbido por las columnas.

3112 Considerando que la relación de demanda entre el ADNL y el AME para la estructura completa es de
3113 3.1, al multiplicar este valor por la participación de los muros (63 %), se obtiene una relación
3114 ADNL/AME en los muros de 1.96. Este resultado es cercano las amplificaciones máximas observadas
3115 en los muros Y3, Y4, Y5, Y6 y Y7.

3116
3117 Asimismo, se observa que la relación entre las demandas de momento calculadas mediante el ADNL
3118 y el AME para la estructura completa es mayor que la observada en cada muro individualmente. Esta
3119 diferencia se debe a que, en el instante evaluado, la carga axial de cada elemento estructural (tanto de
3120 los muros en dirección X como de las columnas) genera un momento adicional al multiplicarse por su
3121 respectivo brazo de palanca respecto al punto donde se evalúa el momento. Dicho momento adicional
3122 incrementa la demanda total de momento en la estructura completa. Sin embargo, en el caso de los
3123 muros Y1, Y2, Y3 y Y4, los cuales son muros cortos de ascensor ubicados próximos entre sí, se observa
3124 un comportamiento acoplado. Este acoplamiento se refleja en el análisis no lineal, donde la relación
3125 entre las demandas de momento obtenidas mediante el ADNL y el AME resulta considerablemente
3126 mayor en comparación con la observada en otros muros con excepción del muro Y1.

3127

3128 **Tabla 4.4.10** Comparación de resultados entre el ADNL y AME para la estructura y todos los muros
3129 en dirección Y en $t=36.72$ s

<i>Estructura y muros en Y</i>	<i>Análisis modal espectral</i>			<i>Análisis dinámico no lineal</i>			<i>Relación de demandas entre ADNL y AME</i>			
	P_u t	V_u t	M_u $t-m$	P_{NL} t	$V_{NL,máx}$ t	$M_{NL,máx}$ $t-m$	$P_{NL}/$ A_g	$P_{NL}/$ P_u	$V_{NL}/$ V_u	$M_{NL}/$ M_u
Estructura completa	-	2154	79916	-	6686	211939	-	-	3.10	2.65
Muro Y1	-1019	66	693	-243	43	651	0.06	0.24	0.65	0.94
Muro Y2	-1013	68	594	-764	80	1100	0.18	0.75	1.17	1.85
Muro Y3	-976	69	693	-1310	156	1517	0.31	1.34	2.26	2.19
Muro Y4	-1002	69	594	-1236	139	1417	0.29	1.23	2.01	2.38
Muro Y5	-2192	590	12334	-2931	1095	17804	0.23	1.34	1.86	1.44
Muro Y6	-2199	794	15344	-2307	1237	20166	0.19	1.05	1.56	1.31
Muro Y7	-2159	752	19439	-2527	1474	25665	0.15	1.17	1.96	1.32

3130 **Aceleraciones de piso calculadas de acuerdo con las NTC sismo 2023 y con el ADNL**

3131

3132 Las fuerzas de diseño sísmico en los diafragmas del edificio que se estudia se obtuvieron con los
 3133 procedimientos de la sección 8.2 de la NTC-Sismo 2023. Se consideran los factores de carga prescritos
 3134 por las NTC-Criterios. Estos procedimientos emplean la aceleración normalizada absoluta en el
 3135 diafragma del nivel i , a_i . A partir de las expresiones de la sección 8.2 de la NTC-Sismo 2023 se
 3136 obtienen las aceleraciones de piso y fuerzas de diseño por sismo en el diafragma en el nivel i , F_{di} , que
 3137 define la Ec. (8.3.1) de la NTC Sismo 2023.

3138 La demanda de aceleraciones de piso está relacionada con la resistencia lateral de la estructura. Por
 3139 tratarse de un problema de revisión de una estructura existente, el factor Q' se calculó de acuerdo con
 3140 la NTC Sismo 2017. Sin considerar la irregularidad y considerando que el periodo de la estructura es
 3141 mayor que T_b , el factor Q' se calcula de la siguiente forma:

$$3142 \quad Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{p}{k}} = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1.034}{1.5}} = 1.84$$

3143 De acuerdo con la sección 5.5 de la NTC Sismo 2017, por la condición de estructura fuertemente
 3144 irregular, el valor de Q' de diseño empleado fue $0.7 * 1.84 = 1.3$. Como el diseño de los elementos
 3145 estructurales del edificio de 15 niveles en estudio se hizo empleando este factor $Q' = 1.3$, este valor se
 3146 emplea para el cómputo de aceleraciones de piso del edificio.

3147 Para conocer la aceleración del nivel azotea, a_n , se emplean los siguientes parámetros:

$$3148 \quad a_0 = 0.12$$

$$3149 \quad n = 15$$

$$3150 \quad \eta_a = \min(1.4\sqrt{15-1}, 5.0) = 5.0$$

$$3151 \quad a_1 = a(1.45s) = 0.311$$

$$3152 \quad \lambda_p = \min \left[2, \max \left[1.2, \left[\frac{2 * 15 + 1.2}{3.2 * 15 * 0.37} \right] \right] \right] = \min [2, \max [1.2, 1.76]] = 1.76$$

3153

3154 Reemplazando estos valores en la Ec. (8.2.4) de la NTC Sismo 2023:

$$3155 \quad a_n = 1.76 \sqrt{\left(\frac{1.6(0.311)}{1.3} \right)^2 + 5.0(0.12)^2} = 1.76 \sqrt{0.14 + 0.07} = 0.81$$

3156

3157 Conocido a_n , con el procedimiento de la sección 8.2 de la NTC-Sismo 2023 se obtiene las aceleraciones
 3158 de piso correspondientes al edificio en estudio considerando su situación de irregularidad, valores que
 3159 se muestran en la Tabla 4.4.11.

3160

3161

3162

3163

Tabla 4.4.11 Aceleraciones de piso NTC sismo 2023 (g)

Nivel	h (m)	Ω_y	a (g)
0	0	1.00	0.12
1	3.5	1.38	0.17
2	7.0	1.77	0.21
3	10.5	2.15	0.26
4	14.0	2.54	0.30
5	17.5	2.92	0.35
6	21.0	3.30	0.39
7	24.5	3.69	0.44
8	28.0	4.07	0.49
9	31.5	4.45	0.53
10	35.0	4.84	0.58
11	38.5	5.22	0.62
12	42.0	5.61	0.67
13	45.5	5.99	0.71
14	49.0	6.37	0.76
15	52.5	6.76	0.81

3165

..

3166

3167

3168

3169

3170

3171

3172

3173

3174

3175

3176

3177

3178

3179

3180

3181

3182

3183

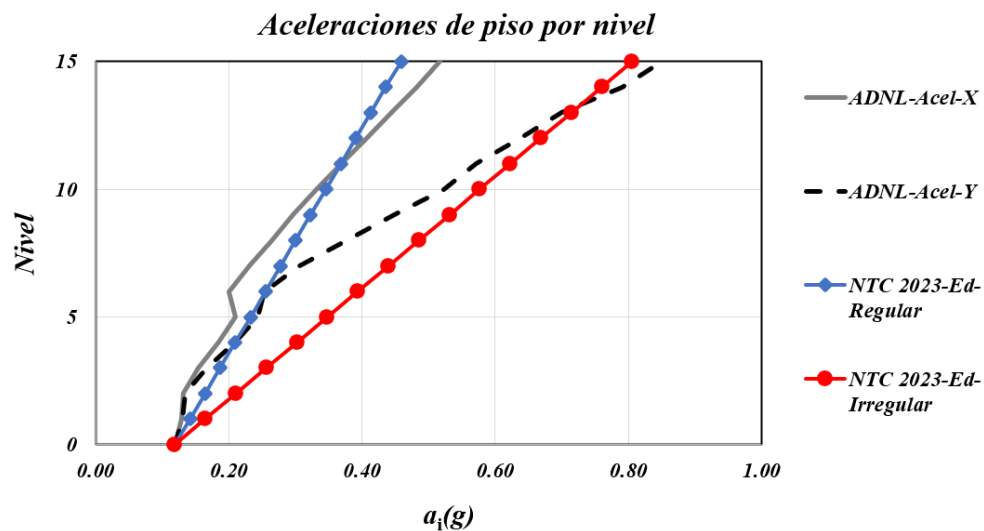
3184

La Tabla 4.4.12 permite comparar las aceleraciones de piso del edificio en estudio calculadas con la NTC Sismo 2023 para el caso regular, ahora en la columna (2) de la Tabla 4.4.12, así como aplicando esta Norma considerando la irregularidad estructural, para lo cual los valores de las aceleraciones de piso que muestra la columna (2), para el caso de estructuras regulares, para considerar la irregularidad estructural se considera factor de penalización, λ_p , en la aceleración de la azotea, lo que lleva a los valores de la columna (3). Las columnas (4) y (5) de la Tabla 4.4.12 muestra valores de las envolventes de aceleraciones de piso que se obtuvieron con el ADNL para las direcciones X y Y, respectivamente. La figura 4.4.24 muestra de manera gráfica los resultados mostrados en la Tabla 4.4.12. Estos resultados muestran que el método propuesto de penalizar las demandas de aceleraciones de piso calculadas con la NTC Sismo 2023 para el caso de estructuras regulares empleando el factor λ_p , lleva a valores bastante cercanos a los valores máximos obtenidos del ADNL, lo que valida el método propuesto para el cómputo de aceleraciones de piso en estructuras irregulares.

3185 **Tabla 4.4.12** Aceleraciones de piso calculadas con la NTC sismo 2023 y con el ADNL (g)

<i>Nivel</i>	<i>NTC-Sismo 2023-Regular</i>	<i>NTC-Sismo 2023-Irregular</i>	<i>ADNL-Acel-X</i>	<i>ADNL-Acel-Y</i>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0	0.12	0.12	0.12	0.12
1	0.14	0.17	0.13	0.13
2	0.16	0.21	0.13	0.13
3	0.19	0.26	0.15	0.17
4	0.21	0.30	0.19	0.21
5	0.23	0.35	0.21	0.24
6	0.26	0.39	0.20	0.25
7	0.28	0.44	0.23	0.31
8	0.30	0.49	0.26	0.38
9	0.32	0.53	0.30	0.45
10	0.35	0.58	0.33	0.52
11	0.37	0.62	0.37	0.57
12	0.39	0.67	0.41	0.64
13	0.41	0.71	0.45	0.70
14	0.44	0.76	0.48	0.79
15	0.46	0.81	0.52	0.85

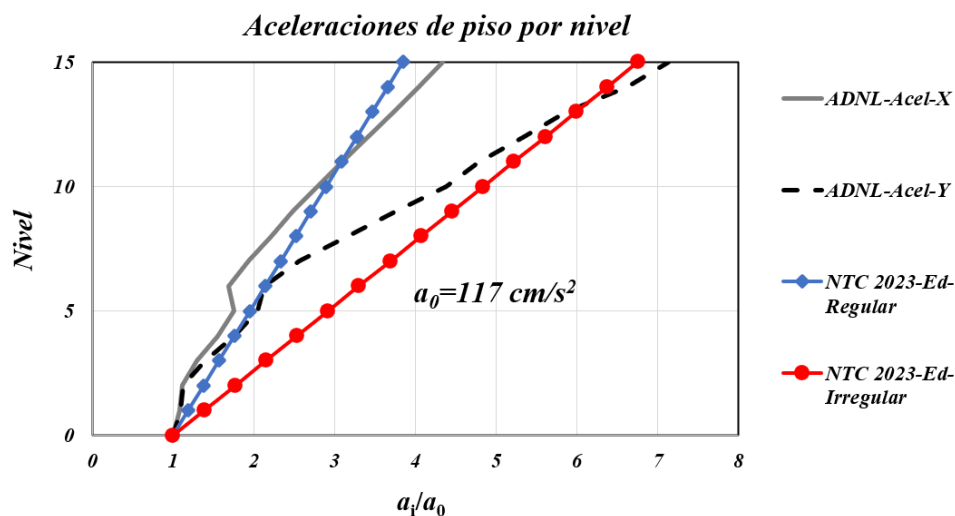
3186



3187

3188 **Figura 4.4.24** Aceleraciones de piso en la dirección Y que se obtienen con la NTC Sismo 2023 y con
 3189 el ADNL

3190 La figura 4.4.25 muestra los mismos resultados de la figura 4.4.24, con la diferencia que los resultados
 3191 son función del factor de amplificación a_i/a_0 . Estos resultados muestran que en la estructura irregular
 3192 en estudio el valor máximo de este factor es cercano a 7, lo que es una amplificación bastante alta. En
 3193 parte este alto valor del factor de amplificación se debe a la poca no linealidad del edificio en estudio,
 3194 como muestra la figura 4.4.19. Este tipo de respuesta interviene en el significado de la ecuación 8.2.4
 3195 de la NTC Sismo 2023 (ver también sección 4.1.6), ya de acuerdo con esta ecuación, la contribución
 3196 del primer modo al valor de la aceleración a_n es inversamente proporcional al cuadrado de Q' , que, en
 3197 el caso en estudio, como se ha mostrado, tiene un valor pequeño, igual a 1.3.



3198

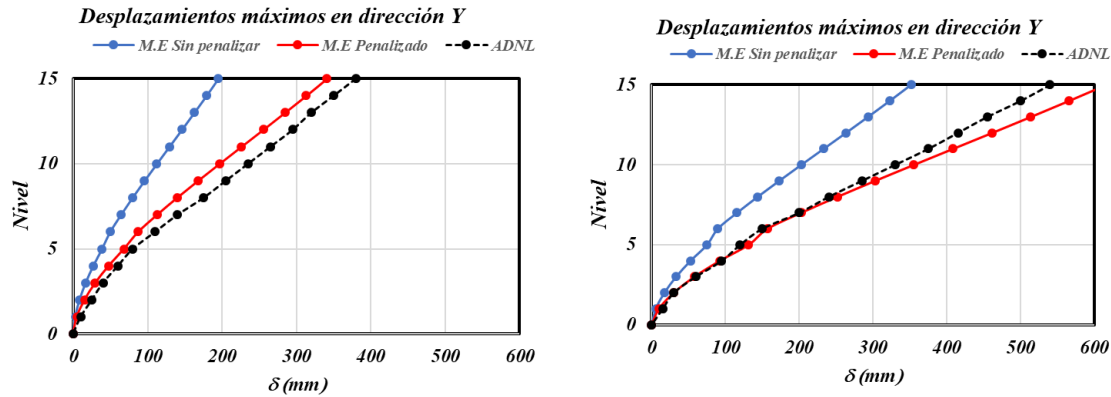
3199 **Figura 4.4.25** Factores de amplificación de aceleraciones de piso en la dirección Y que se obtienen
 3200 con la NTC Sismo 2023 y con el ADNL

3201

3202 **Desplazamientos de la estructura fuertemente irregular obtenidas con el análisis AME, con el**
 3203 **método propuesto y con el análisis ADNL**

3204

3205 La figura 4.4.26 muestra los desplazamientos máximos calculados con los análisis AME, con el
 3206 método propuesto y con ADNL en el centro de masa, así como los máximos en un extremo del edificio,
 3207 en ambos casos en la dirección Y del edificio. Los resultados muestran que la correlación entre los
 3208 valores de los desplazamientos laterales obtenidos para el edificio irregular en estudio con el método
 3209 propuesto y con él AME es bastante aceptable.



a) Desplazamientos en centro de masa b) Desplazamientos en extremo de edificio

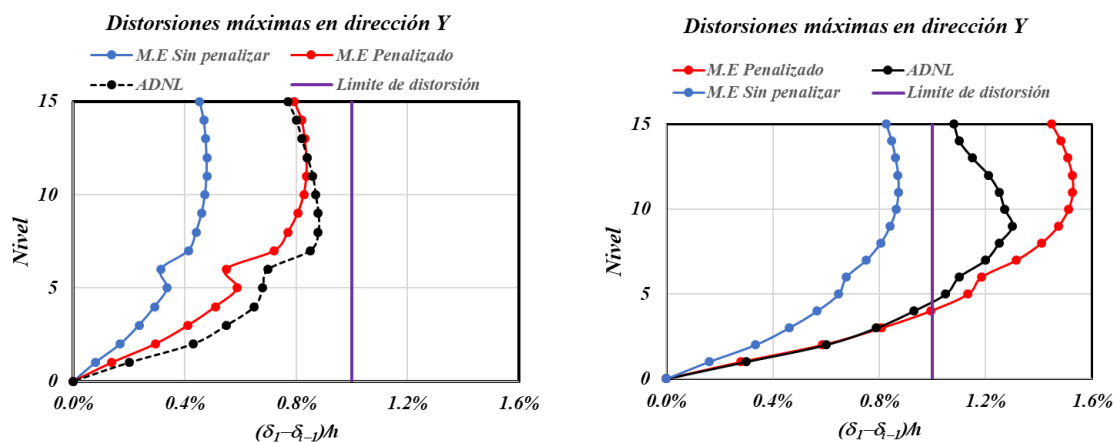
3210 **Figura 4.4.26** Desplazamientos laterales máximos por nivel en la dirección Y el edificio de 15
 3211 niveles con estructura fuertemente irregular

3212

3213 **Distorsiones de entrepiso de la estructura que se obtienen del análisis modal espectral y del**
 3214 **análisis dinámico no lineal**

3215

3216 La Figura 4.4.27 muestra la envolvente de distorsiones de entrepiso que se obtienen del AME y ADNL
 3217 en el centro de masa y en el extremo de la estructura en dirección Y. Como muestra esta figura, estas
 3218 distorsiones son diferentes, los valores máximos ocurren en el extremo del edificio. En este caso, los
 3219 valores de distorsiones calculadas con el ADNL superan la distorsión límite objetivo de 1.0%. Además,
 3220 los resultados muestran que el método propuesto, que consiste en afectar por el factor de penalización
 3221 λ_p las distorsiones máximas calculadas con el AME, lleva a valores que se aproximan de manera
 3222 razonable a los valores que se obtienen con el ADNL. Estos resultados permiten validar la aplicación
 3223 del método que se propone en este trabajo para el diseño sísmico de estructuras irregulares.



a) Distorsiones en el centro de masa

b) Distorsiones en un extremo del edificio

3224 **Figura 4.4.27** Distorsiones por nivel en dirección Y, correspondientes al centro de masa y al extremo
 3225 en planta del edificio de 15 niveles con estructura fuertemente irregular

3226 Es de interés analizar los resultados del edificio de 15 niveles irregular en estudio para comparar los
 3227 resultados empleando el procedimiento de la NTC Sismo 2023 para el diseño sísmico de estructuras
 3228 irregulares y los resultados empleando el método propuesto en este estudio. Con el método propuesto,
 3229 que emplea el factor de amplificación para los resultados del AME, se concluyó que la distorsión
 3230 máxima penalizada es 1.5%. Con este resultado se concluye que es necesario rigidizar el edificio, para
 3231 que la distorsión no supere la distorsión límite objetivo de 1.0%, es decir la distorsión debe disminuir
 3232 $1.5\% - 1.0\% = 0.5\%$.

3233 Con el método de la NTC Sismo 2023, la distorsión máxima calculada con AME, es igual a 0.87%,
 3234 valor que supera la distorsión límite especificada por esta Norma para esta estructura irregular, valor
 3235 igual al valor $0.5 \cdot 1.0\% = 0.5\%$ (el valor del factor 0.5 sale de emplear la tabla C5.5.3 de la NTC Sismo
 3236 2023). Dada esta diferencia, de acuerdo con la NTC Sismo 2023, la estructura se debe rigidizar para
 3237 que la distorsión calculada con AME no supere el referido valor de 0.5%, es decir la distorsión debe
 3238 disminuir el valor $0.87\% - 0.5\% = 0.37\%$. Se aprecia que, en el caso del edificio irregular en estudio, el
 3239 valor a disminuir de distorsiones aplicando la NTC Sismo 2023, 0.37%, es algo menor que el valor
 3240 obtenido con el método propuesto, 0.5%. Sin embargo, mientras que el método propuesto se basa en
 3241 principios de la dinámica estructural, el método de la NTC Sismo 2023 es empírico. El método
 3242 propuesto, para estructuras irregulares, se basa en penalizar la demanda de desplazamientos obtenidos
 3243 del AME, y no en el procedimiento conceptualmente débil de penalizar la capacidad de distorsiones
 3244 de entrepiso en la estructura.

3245

3246 **5. Diseño sísmico de contenidos y elementos no** 3247 **estructurales**

3248 El diseño sísmico de contenidos y elementos no estructurales es relevante porque el daño de éstos o
3249 afectación de la operación de contenidos producidos por terremotos no solo es indeseable porque la
3250 edificación no podría cumplir sus objetivos de uso, sino también porque la reparación de daños puede
3251 tener un costo importante. Para efectos de diseño sísmico, los contenidos y elementos no estructurales
3252 se pueden clasificar en dos categorías, la primera cuando tienen la condición de simplemente apoyados,
3253 y la segunda cuando tienen algún tipo de fijación al piso. Para ambas categorías se requiere conocer
3254 las aceleraciones absolutas de piso, a_i , las que se pueden obtener con el procedimiento especificado en
3255 el Capítulo 8 de la NTC Sismo 2023, procedimiento que para el caso de estructuras irregulares ha sido
3256 validado en esta investigación.

3257 Como se describe en lo que sigue, los elementos de la primera categoría se pueden diseñar con los
3258 requisitos de la NTC Sismo 2023. Para el caso de la segunda categoría, Contenidos y Elementos no
3259 Estructurales flexibles, este trabajo propone un método basado en parte en la ASCE 7-16 (ASCE 7,
3260 2017).

3261

3262 **5.1 Contenidos y elementos rígidos simplemente apoyados**

3263

3264 La seguridad contra deslizamiento y contra volteo de contenidos rígidos simplemente apoyados se
3265 deberá evaluar de manera independiente en al menos dos direcciones horizontales ortogonales,
3266 verificando las dos condiciones siguientes (Norma NTC Sismo 2023):

3267

3268 a) Para deslizamiento

$$3269 \mu_s > a_i \quad (5.1)$$

3270

3271

3272
3273 b) Para volteo

$$3274 \quad b_{me} > h_{cm} a_i \quad (5.2)$$

3275
3276 donde μ_s es el coeficiente de fricción estático entre los materiales de la base del contenido y la superficie
3277 de apoyo, h_{cm} , la altura del centro de masa del contenido, medida desde la superficie de apoyo, y b_{me} , la
3278 menor distancia, en la dirección horizontal considerada, entre la vertical que pasa por el centro de masa
3279 del contenido hasta el borde de su zona de apoyo.

3280

3281 **5.2 Demanda de fuerzas sísmicas en Contenidos y Elementos no** 3282 **estructurales flexibles**

3283

3284 Para revisar la seguridad de contenidos o elementos no estructurales flexibles, se propone estimar la
3285 fuerza sísmica que actúa en ellos empleando el método que se describe a continuación.

3286 La fuerza sísmica de diseño actuante en el contenido o elemento no estructural en el *i*-ésimo nivel del
3287 edificio, F_{ci} , se obtiene como:

$$3288 \quad F_{ci} = a_i \Omega_a I_p W_c \quad (5.3)$$

3289 donde a_i es la aceleración de piso calculada con el procedimiento especificado en el Capítulo 8 de la
3290 NTC Sismo 2023, los parámetros I_p y W_c son el factor de importancia y el peso del contenido ó
3291 elemento no estructural, respectivamente. El parámetro Ω_a se define como:

$$3292 \quad \Omega_a = a_p / R_p \quad (5.4)$$

3293 donde a_p y R_p son el factor de amplificación y el factor de modificación de la respuesta del contenido
3294 o elemento no estructural, respectivamente, los valores de estos parámetros se obtienen con un
3295 procedimiento simplificado o uno alternativo. En el procedimiento simplificado:

3296

$$3297 \quad R_p = 1.5 \quad (5.5)$$

$$3298 \quad a_p = 2 \quad (5.6)$$

3299

3300 En el procedimiento alternativo, los parámetros a_p y R_p se obtienen de las Tablas 13.5-1 o 13.6-1 de la
3301 ASCE 7-16.

3302

3303 En lo que sigue se describen las bases de las expresiones de diseño que se proponen en este Capítulo,
3304 para lo cual se resume el procedimiento de diseño de contenidos o elementos no estructurales
3305 especificado en la ASCE 7-16. En este procedimiento, la fuerza sísmica de diseño actuante en el
3306 contenido o elemento no estructural en la altura z del edificio se obtiene a partir de la sección 13.3.1.1
3307 de esta Norma. La fuerza sísmica horizontal de diseño (F_p) debe aplicarse en el centro de gravedad del

3308 componente y distribuirse de acuerdo con la distribución de la masa del componente. Esta fuerza debe
 3309 determinarse de acuerdo con la ecuación 13.3-1 del ASCE 7-16, la que se muestra como la ec. (5.7)
 3310 del presente documento.

$$3311 \quad F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h_p}\right) \quad (5.7)$$

3312 F_p , no se requiere que sea mayor que:

$$3313 \quad F_p = 1.6a_p S_{DS} I_p W_p \quad (5.8)$$

3314 F_p , no debe ser menor que:

$$3315 \quad F_p = 0.3a_p S_{DS} I_p W_p \quad (5.9)$$

3316 Donde:

3317 F_p = Fuerza sísmica de diseño;

3318 S_{DS} = aceleración espectral de periodo corto, determinada según la Sección 11.4.5 del ASCE 7-16;

3319 a_p = factor de amplificación del componente que varía de 1.00 a 2.50 (seleccionar el valor apropiado
 3320 de la Tabla 13.5-1 o 13.6-1 del ASCE 7-16);

3321 I_p = factor de importancia del componente que varía de 1.00 a 1.50 (ver Sección 13.1.3 ASCE 7-16);

3322 W_p = peso operativo del componente;

3323 R_p = factor de modificación de respuesta del componente que varía de 1.00 a 12 (seleccionar el valor
 3324 apropiado de la Tabla 13.5-1 o 13.6-1 ASCE 7-16);

3325 z = altura en la estructura del punto de fijación del componente con respecto a la base. Para elementos
 3326 en o por debajo de la base, “ z ” debe tomarse como 0. El valor de “ z/h ” no debe exceder 1.0; y

3327 h_p = altura promedio del techo de la estructura con respecto a la base.

3328 La analogía de las ecs. (5.3) y (5.4) propuestas y la ec. (5.7) se explica de la manera siguiente. La
 3329 aceleración de piso a_i de la ec. (5.3) es igual al siguiente término de la ec. (5.7):

$$3330 \quad 0.4S_{DS} \left(1 + 2 \frac{z}{h_p}\right)$$

3331 Esto se debe a que el factor $0.4S_{DS}$ de la ASCE 7-16 tiene un valor igual a la aceleración del terreno

3332 a_0 , y el término $\left(1 + 2 \frac{z}{h_p}\right)$ es el factor de amplificación de a_0 en la altura z el edificio.

3333 W_c de la ec (5.3) sería W_p de la ec. (5.7).

3334 Esto demuestra que los factores a_p y R_p serían los mismos en esta propuesta y en la ASCE 7-16.

3335 La inspección de los valores de los factores a_p y R_p en las Tablas 13.5-1 o 13.6-1 de la ASCE 7-16,
 3336 indica que los valores propuestos en las ecs (5.5) y (5.6) en general son conservadores, pero tienen la
 3337 ventaja de su uso amigable. Los ingenieros que quisieran valores más elaborados y menos
 3338 conservadores que los del método propuesto, podrían consultar las Tablas 13.5-1 o 13.6-1 de la ASCE
 3339 7-16.

3340 Los resultados obtenidos en el Capítulo 4 demostraron que las aceleraciones de piso en estructuras
3341 irregulares pueden diferir significativamente de aquellas calculadas bajo los supuestos convencionales
3342 de regularidad estructural. En particular, se evidenció que el comportamiento dinámico de
3343 edificaciones con irregularidades en planta y elevación introduce amplificaciones y redistribuciones
3344 de las aceleraciones a lo largo de la altura de la estructura, lo que impacta directamente las demandas
3345 sísmicas en elementos no estructurales y contenidos.

3346 Dado que en este capítulo se establecen los criterios de diseño sísmico para elementos no estructurales
3347 y contenidos, es fundamental que las aceleraciones utilizadas en estas evaluaciones no sean aquellas
3348 obtenidas empleando la hipótesis de regularidad, sino las corregidas mediante el factor de penalización
3349 por irregularidad estructural desarrollado en esta investigación. Este factor, validado en este trabajo
3350 para los casos de estudio, permite conocer las aceleraciones de piso considerando el efecto de la
3351 irregularidad en la respuesta sísmica de la estructura.

3352 El uso de estas aceleraciones corregidas garantiza una estimación racional de las demandas sísmicas
3353 en elementos no estructurales, evitando tanto la subestimación de las fuerzas actuantes, que podría
3354 comprometer la seguridad de los elementos y su fijación, como la sobrestimación que llevaría a diseños
3355 innecesariamente conservadores. En consecuencia, el método propuesto permite una mejor correlación
3356 entre la respuesta estructural real y los criterios de diseño aplicados a los componentes no estructurales,
3357 lo que contribuye a mejorar la seguridad y optimización del diseño sísmico en edificaciones con
3358 irregularidad estructural.

3359

3360 **6. Propuesta de método de diseño sísmico de edificios** 3361 **con irregularidad estructural**

3362 En esta investigación se propone un método de diseño sísmico de estructuras irregulares. Este método
3363 se basa en que los desplazamientos obtenidos del AME se amplifican multiplicándolos por el factor
3364 λ_p , anteriormente definido. Para la aplicación del método, se recomienda iniciar el proceso iterativo de
3365 diseño con dimensiones de los elementos estructurales del edificio, de manera que los resultados del
3366 análisis AME lleven a valores de demandas de distorsiones máximas que no superen los límites de
3367 distorsión especificados para una estructura regular. Este inicio del proceso iterativo de diseño lleva a
3368 disminuir el número de iteraciones necesarias para llegar al diseño final de una estructura irregular
3369 empleando el método propuesto.

3370 Con el empleo del análisis ADNL de tres edificios de concreto reforzado con diferentes niveles de
3371 irregularidad, se ha mostrado que los resultados obtenidos con este tipo de análisis tienen una
3372 correlación aceptable con los desplazamientos obtenidos con el método propuesto. En este método, se
3373 amplifica la demanda de desplazamientos obtenidos del AME, y estos valores se comparan con las
3374 distorsiones límites especificadas por la NTC Sismo 2023 para estructuras regulares. Este método es
3375 diferente al procedimiento que emplea la NTC Sismo 2023, que se basa en penalizar la capacidad de
3376 distorsiones de entrepiso en la estructura regular, lo es un criterio empírico sin sustento de algún
3377 modelo físico.

3378 También en esta investigación se encontró que los resultados del ADNL de los edificios irregulares
3379 estudiados tienen buena correlación con los valores de aceleraciones de piso obtenidas empleando el
3380 factor de amplificación de aceleraciones de una estructura regular especificado por la NTC Sismo
3381 2023.

3382 El método de diseño sísmico de estructuras irregulares que propone este estudio se basa en el empleo
3383 de propiedades dinámicas básicas que intervienen en la dinámica estructural, es sencillo y, además, en
3384 su aplicación emplea información disponible en programas de análisis convencionales, como es la
3385 relación del valor de la masa correspondiente al primer modo y la masa total de la estructura. Este

3386 método no requiere alguna clasificación de diversos tipos de irregularidad, como lo hace por ejemplo
3387 la NTC Sismo 2023 y ASCE 7-22 (ASCE 7, 2022). El método propuesto tampoco requiere incrementar
3388 las fuerzas sísmicas de diseño (ASCE 7-22) o penalizar las distorsiones límites especificadas para
3389 estructuras regulares (NTC Sismo 2023).

3390 En el caso de clasificación de irregularidad especificada por la NTC Sismo 2023, se emplean valores
3391 de desplazamientos laterales en puntos de los diafragmas de piso, lo cual no es congruente, dado que
3392 las fuerzas inerciales de diseño para elementos estructurales de edificios, diafragmas, apéndices y
3393 elementos no estructurales, son el resultado de aceleraciones absolutas horizontales en los sistemas de
3394 piso, y los desplazamientos laterales de los diafragmas son más bien el resultado de estas fuerzas.

3395

3396 **Limitaciones del método propuesto**

3397

3398 Si bien el método propuesto permite una penalización racional de la demanda sísmica en edificios con
3399 estructuras irregulares, hay casos de edificios con cierto tipo de irregularidad estructural que no han
3400 sido estudiados en esta investigación, lo que se debe hacer para generalizar el método de diseño de
3401 edificios con irregularidad estructural que se propone en este trabajo. Estos casos son principalmente
3402 dos. Uno de estos casos es el llamado entrepiso débil, el cual se caracteriza porque este tipo de
3403 irregularidad lleva a concentraciones de deformaciones en las secciones críticas de elementos
3404 estructurales en el nivel del piso débil, incrementando el riesgo de falla localizada debido a grandes
3405 distorsiones de entrepiso. Dado que el método evalúa la penalización considerando la distribución de
3406 masa y rigidez mediante el análisis modal espectral, en algunos casos puede no reflejar con precisión
3407 la severidad de la irregularidad en estructuras con piso blando. Si la masa modal del primer modo está
3408 dominada por el movimiento de los niveles superiores, el cálculo de la penalización puede resultar
3409 subestimado, ya que se podría interpretar erróneamente que la estructura se comporta como un sistema
3410 más regular, sin tomar en cuenta la concentración de deformaciones en las secciones críticas de
3411 elementos estructurales en el nivel de piso blando.

3412 El otro caso que no ha sido estudiado en esta investigación es cuando las dimensiones en planta del
3413 edificio son menores que las de niveles superiores, es decir es un tipo de irregularidad estructural
3414 causado por reducciones geométricas en elevación. A estas estructuras también se les conoce como
3415 del tipo péndulo invertido, se caracterizan por tener una mayor concentración de masa en su parte
3416 superior respecto a la inferior. En este tipo de edificaciones, la respuesta sísmica está dominada por un
3417 primer modo con desplazamientos significativos en la parte superior. El método propuesto, al basarse
3418 en la relación entre la masa modal del primer modo y la masa total de la estructura, puede interpretar
3419 erróneamente que la estructura tiene una respuesta más regular de la que realmente ocurre. Esto se
3420 debe a que la gran concentración de masa en la parte superior puede llevar a valores altos de la masa
3421 modal del primer modo, lo que llevaría a subestimar la penalización, es decir subestimar la demanda
3422 sísmica.

3423

3424 7. Conclusiones

3425 En esta investigación se estudió la respuesta sísmica de cuatro edificios de concreto reforzado de varios
3426 niveles, un edificio regular de 10 niveles, dos edificios irregulares de 10 niveles, y un edificio irregular
3427 de 15 niveles. Los edificios de 10 niveles se diseñaron con la NTC Sismo 2023, y el de 15 niveles con
3428 la NTC Sismo 2017.

3429 Como resultado de esta investigación se obtuvieron las siguientes conclusiones:

3430

3431 1. En los análisis dinámico no lineales (ADNL), tanto del edificio con estructura regular, como
3432 en los casos de los edificios con estructuras irregulares, se encontró que los valores de las
3433 fuerzas cortantes actuantes en los muros fueron mayores que los valores obtenidos del análisis
3434 modal espectral (AME) de estos edificios. El cociente de los valores ADNL a AME en estos
3435 casos estuvo en el intervalo 1.6 a 2.6. Estas son amplificaciones del cortante basal de diseño,
3436 debidas a efectos de sobrerresistencia, y amplificación dinámica por la respuesta no lineal.
3437 Estos efectos son tomados en cuenta por el ACI 318-19 y ACI 318-25. También la NTC
3438 Concreto 2023 toma en cuenta estos efectos para el caso de muros de ductilidad alta, pero no
3439 para el caso de muros de ductilidad baja, que corresponde a los casos estudiados en esta
3440 investigación. De acuerdo con los resultados encontrados en esta investigación, el empleo de
3441 la NTC Concreto 2023 para el diseño por cortante de muros estructurales de edificios con
3442 muros de ductilidad baja estaría del lado de la inseguridad. Esto sugiere que las amplificaciones
3443 del cortante basal de diseño por sismo estipulada para muros de estructuras dúctiles debe
3444 también emplearse para el caso diseño por sismo de muros de ductilidad baja.

3445 2. Se propone un método para el diseño sísmico de estructuras irregulares, el cual consiste en
3446 llevar a cabo el análisis modal espectral (AME) de un edificio siguiendo los requisitos
3447 especificados por la NTC Sismo 2023. En este método, las demandas de desplazamientos o
3448 distorsiones que se obtienen con el AME se amplifican empleando el factor de penalización λ_p .
3449 Las distorsiones del análisis modal amplificadas con este método se comparan con las
3450 distorsiones límites que especifica la NTC Sismo 2023 para estructuras regulares. En el método

- 3451 propuesto no se emplea el procedimiento de la NTC Sismo 2023 de penalizar las distorsiones
3452 límites de la estructura irregular.
- 3453 3. El método propuesto de cómputo de desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso para
3454 edificios irregulares, aplicado a los casos estudiados, llevó a resultados que tuvieron buena
3455 correlación con los desplazamientos laterales y distorsiones calculados en estos edificios
3456 empleando el ADNL. Lo que sugiere la validación del método propuesto.
- 3457 4. En los edificios irregulares estudiados, de 10 y 15 niveles, se encontró que, empleando el
3458 método propuesto, la disminución necesaria de las demandas de distorsiones de entrepiso en
3459 estos edificios, para cumplir con las distorsiones límite especificada por la NTC Sismo 2023
3460 para estructuras regulares, era comparable a la requerida empleando el método especificado en
3461 la NTC Sismo 2023. El método propuesto se basa en propiedades que intervienen en el
3462 cómputo de la respuesta dinámica de la estructura, y penaliza las demandas de desplazamientos
3463 obtenidas con el análisis AME, estos desplazamientos amplificados se comparan con las
3464 distorsiones límites de estructuras regulares. Por el contrario, en el método de diseño sísmico
3465 de edificios con estructuras irregulares de la NTC Sismo 2023 se basa de manera empírica en
3466 penalizar la capacidad de distorsión de la estructura regular.
- 3467 5. Se empleó el método de penalización de aceleraciones de piso de estructuras regulares que
3468 especifica la NTC Sismo 2023 para obtener s aceleraciones en edificios irregulares, el cual
3469 emplea el factor de penalización λ_p . La aplicación de este método, en los casos de los edificios
3470 irregulares estudiados, llevó a valores bastante cercanos a los obtenidos empleando el análisis
3471 dinámico no lineal. Esto permite validar el método de penalización de aceleraciones de piso de
3472 estructuras regulares que especifica la NTC Sismo 2023 para obtener estas aceleraciones en
3473 edificios con estructuras irregulares.
- 3474 6. En esta investigación se calculó factor de amplificación de aceleraciones de piso respecto a la
3475 aceleración máxima del terreno, en particular es de interés el factor de amplificación de la
3476 aceleración del nivel azotea. La aplicación del procedimiento de cómputo de aceleraciones de
3477 piso especificado por la NTC Sismo 2023 mostró que este factor de amplificación varió desde
3478 2.9 para el caso de la estructura regular de 10 niveles, a 3.9 para el caso del edificio de 10
3479 niveles con estructura fuertemente irregular. Para el caso del edificio de 15 niveles con
3480 estructura fuertemente irregular, este factor fue cercano a 7. Los valores de estos factores de
3481 amplificación de aceleraciones en edificios con fuerte irregularidad estructural, son mayores
3482 que los valores generalmente esperados en la práctica profesional en México, y sugieren la
3483 importancia del cómputo de aceleraciones de piso no solo para el diseño sísmico de diafragmas
3484 de piso, sino también para el diseño sísmico de contenidos y elementos no estructurales.
- 3485 7. En este trabajo no se empleó método propuesto de diseño sísmico de edificios para los casos
3486 de edificios con el llamado piso débil, tampoco para aquellos edificios con dimensiones en
3487 planta menores que las de pisos superiores, o tipo péndulo invertido, por lo que se sugiere el
3488 estudio del empleo del método propuesto a estos casos, con el fin de poder generalizar el
3489 empleo del método propuesto a cualquier tipo de irregularidad estructural.

- 3490 8. La aplicación del método propuesto de diseño sísmico de estructuras irregulares tiene la
3491 característica que no requiere emplear las diferentes clasificaciones de irregularidad estructural
3492 que especifica la NTC Sismo 2023. El método propuesto toma en cuenta la irregularidad sin
3493 requerir estas clasificaciones. Tampoco para el diseño o revisión sísmica de la estructura, se
3494 requieren modificaciones a las acciones de diseño (como en la NTC Sismo 2017) y/o a
3495 penalizar las distorsiones límites (como en la NTC Sismo 2023). Además, el factor de
3496 penalización de la respuesta en estructuras irregulares, que emplea el método propuesto, es de
3497 aplicación sencilla, ya que emplea resultados de un procedimiento de análisis estructural
3498 convencional, como es el análisis modal espectral. Estos resultados corresponden a la relación
3499 entre la masa modal correspondiente al modo fundamental de traslación y la masa total de la
3500 estructura.
- 3501 9. En este trabajo se propone un método para el diseño sísmico de contenidos y elementos no
3502 estructurales flexibles, el cual simplifica significativamente este diseño. En este método, el
3503 cálculo de fuerzas sísmicas utiliza expresiones amigables que consideran las aceleraciones de
3504 piso en estructuras irregulares, así como parámetros sencillos que consideran la amplificación
3505 dinámica y el factor de modificación de la respuesta del contenido o elemento no estructural.
3506 Al eliminar la necesidad de llevar a cabo análisis sísmicos detallados para cada componente,
3507 el método propuesto se convierte en uno del tipo amigable para ingenieros y diseñadores,
3508 fomentando su uso en la práctica profesional, lo que llevaría a mejorar la seguridad ante sismos
3509 de los contenidos y elementos no estructurales en edificaciones.
- 3510
3511
3512
3513

3514 8. Referencias

3515

- 3516 1. ACI 318-19 (2019). “Building Code Requirement for Reinforced Concrete”. American
3517 Concrete Institute.
- 3518
- 3519 2. ACI 318-19 (2025). “Building Code Requirement for Reinforced Concrete”. American
3520 Concrete Institute.
- 3521
- 3522 3. Arnold, C., & Reitherman, R. (1982). *Configuración y diseño sísmico de edificios*. John Wiley
3523 & Sons.
- 3524
- 3525 4. ASCE/SEI 7-16, (2017). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
3526 American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- 3527
- 3528 5. ASCE/SEI 7-22, (2022). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
3529 American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- 3530
- 3531 6. Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake*
3532 *Engineering*, 4th ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 992 pp.
- 3533 7. Arnold, C., y Reitherman, R. (1982). *Building configuration and seismic design*.
- 3534
- 3535 8. Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill.
- 3536
- 3537 9. Das P., Dutta S. y Datta T. (2021), “Seismic Behavior of Plan and Vertically Irregular
3538 Structures: State of Art and Future Challenges”, Natural Hazard Review Journal, ASCE, 22
3539 (2), 1-17.
- 3540

- 3541 10. De Stefano, M., & Pintucchi, B. (2008). A review of research on seismic behaviour of irregular
3542 building structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(2), 285–308.
3543
- 3544 11. De la Llera J.C., Chopra A. K. (1994). *Accidental torsion in buildings due to stiffnesses*
3545 *uncertainty*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 23 117-336.
3546
- 3547 12. ETABS, 2022, Version 20.1.0, Berkeley, Computers and Structures Inc.
3548
- 3549 13. Guevara, L. (1989). *Architectural considerations in the design of earthquake-resistant*
3550 *buildings: Influence of floor-plan shape on the response of medium-rise housing to earthquakes*
3551 (Doctoral dissertation, University of California, Berkeley).
3552
- 3553 14. Jarapala, R., & Menon, A. (2025). *A novel seismic irregularity descriptor for measuring*
3554 *seismic risk of buildings on slopes with coupled structural irregularities*. *Soil Dynamics and*
3555 *Earthquake Engineering*, 170, 107597.
3556
- 3557 15. Lee, W. H., Jennings, P., Kisslinger, C., & Kanamori, H. (Eds.). (2002). *International*
3558 *handbook of earthquake & engineering seismology, Part A*. Elsevier.
3559
- 3560 16. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., y Park, R. (1988), “Theoretical Stress-Strain Model for
3561 Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, Vol 114, No8, agosto, pp 1804-1826.
3562
- 3563 17. Medina Robalino, C. D., y Medina Robalino, W. S. (2017). Coeficiente Irregularidad en Planta
3564 a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares. *Revista Politécnica*, 39(2), 51–60.
3565 Recuperado a partir de
3566 https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/763.
3567
- 3568 18. NTC Sismo, (2017). Normas Técnicas Complementarias por Sismo. Gaceta Oficial de la
3569 Ciudad de México.
3570
- 3571 19. Normas Técnicas Complementarias por Sismo (2023). Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
3572
- 3573 20. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto,
3574 (2023), Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
3575
- 3576 21. NTC-Criterios 2023. Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el
3577 Diseño Estructural de las Edificaciones. En *Gaceta Oficial del Gobierno de la Ciudad de*
3578 *México*. México, D.F.: Gobierno de la Ciudad de México.
3579

- 3580 22. Paulay T y Priestley M.J.N (1992). “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry
3581 Buildings”, John Wiley and Sons, New York, 767 pp.
3582
- 3583 23. Restrepo José, Rodríguez Mario, Nuñez, Juan y Reinoso, Eduardo, (2023). “Método sencillo
3584 para considerar la irregularidad de estructuras en el diseño sismorresistente. aplicación en la
3585 determinación de aceleraciones de piso para el diseño sísmico de diafragmas, apéndices, y
3586 elementos no estructurales en edificios”; Revista Ingeniería Sísmica, No 111.
3587
- 3588 24. Rojas-León, M., Wallace, J. W., Abdullah, S. A., & Kolozvari, K. (2024). New Equations to
3589 Estimate Reinforced Concrete Wall Shear Strength Derived from Machine Learning and
3590 Statistical Methods. ACI Structural Journal, 121(1).
3591
- 3592 25. Rodriguez, M., Restrepo J., y Iñiguez M. (2018), “Using a simple model for determining the
3593 probable moment strength of RC structural walls”. Memorias Italian Concrete Days, Giornate
3594 aicap 2018 Congresso CTE, Milan-Lecco.
3595
- 3596 26. S-Concrete Software, (2022), Altair.
3597