



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

**EFFECTO DE LA COMPONENTE VERTICAL DE REGISTROS
SÍSMICOS EN EL COLAPSO DE EDIFICIOS CON PLANTA BAJA
DÉBIL**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA

ING. CARLOS ENRIQUE GARCÍA GALLARDO

DIRECTOR DE TESIS

DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN

AGOSTO DE 2024

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer en primer lugar a mi familia, en especial a mis padres y hermanos, por inculcar en mí los valores necesarios para poder ser alguien de bien y que sin ellos no podría haber llegado a estas instancias académicas.

A mis amigos, particularmente a aquellos que hice durante mi estancia en el posgrado, por permitirme ser parte de sus vida y compartir conocimientos, experiencias y momentos memorables, siendo una segunda familia para mí.

Al Dr. José Manuel Jara Guerreo, por compartirme sus conocimientos, tiempo y su gran calidad humana durante el proceso.

A los doctores, investigadores y personal por brindarme sus grandes conocimientos, apoyo y disponibilidad en mi formación como persona y profesionista.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, por abrirme las puertas en sus instalaciones a este reconocido programa.

Al CONAHCyT, por darme la oportunidad de cursar la maestría gracia al apoyo económico brindado durante estos dos años.

RESUMEN

Durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, con epicentro a 12 km al sureste la localidad de Axichiapan, Morelos y magnitud $M_w=7.1$, más de 1000 edificaciones sufrieron daños y 44 presentaron colapso. En su mayoría, el uso de estos edificios era habitacional (departamentos), con estacionamiento en la planta baja y departamentos en los niveles superiores. El cambio de sistema de soporte del primer nivel y los demás niveles, provocó diferencias de rigidez y resistencia de la edificación, originando una planta baja débil.

Los datos estadísticos mostraron que más del 50% de los edificios colapsados tenían planta baja débil y cerca del 33% de los edificios que presentaron daños graves o colapso tenían entre cinco y seis niveles. La mayor cantidad de daños se concentraron en los suelos blandos y de transición (zona III y II, respectivamente). 82% de los edificios que sufrieron daño grave o colapso se ubicaban en la zona III, y cerca del 90% de las edificaciones dañadas fueron construidas con reglamentos vigentes antes de 1985.

Los análisis se realizaron en modelos de tres, cinco y siete niveles diseñados con los reglamentos de construcciones del Distrito Federal de 1976 y del 2017. Su estructuración corresponde a marcos de concreto reforzado en planta baja y muros de mampostería confinada en los niveles superiores. Los análisis dinámicos no lineales se realizaron para las zonas I, II, IIIa y IIIb, con un total de 39 registros. Los modelos se sometieron inicialmente a las dos componentes horizontales de los acelerogramas, y posteriormente se incluyó la componente vertical, con el objetivo de comparar el comportamiento de las estructuras en ambos escenarios.

La influencia de la componente vertical fue muy limitada en las demandas de deriva e índice de daño en la planta baja y azotea de las estructuras. La mayor contribución de la componente vertical fue en las demandas de fuerza axial de las columnas de planta baja y de energía histerética.

Palabras clave: Planta baja débil, componente vertical, amplificación V/H, análisis dinámico no lineal, índice de daño.

ABSTRACT

During the earthquake of September 19, 2017, with epicenter 12 km southeast of the town of Axichiapan, Morelos and magnitude $M_w=7.1$, more than 1000 buildings were damaged and 44 of them collapsed. The use of these buildings was mostly for residential purposes (apartments), having a parking lot on the first floor and apartments on the upper levels. The change of the support system between the first floor and other levels, caused a sudden contrast of stiffness and strength, deriving to a weak-story building.

Statistical data showed that more than 50% of the collapsed buildings had a weak first floor, and close to 33% of the structures with serious damage or collapse were five- and six-story buildings. Most of the damaged zones in Mexico City were in zones III and II (soft and transition soil). 82% of the buildings that suffered severe damage or collapse were in zone III and close to 90% of the buildings were built using seismic regulations in force before 1985.

The numerical models included three-, five- and seven-story buildings designed with the 1976 and 2017 seismic regulations. The first floor was supported on reinforced concrete frames and upper level on confined masonry walls. Nonlinear dynamic analysis was conducted using 39 accelerograms recorded on zones I, II, IIIa and IIIb. Initially, the buildings were subjected to both horizontal components of the accelerograms and later the vertical component was added.

The influence of the vertical component was very limited on drift and damage index demands in the first floor and roof of the structures. The major contribution of the vertical component was found in the axial force demands of columns and the hysteretic energy demands.

Key words: weak first floor, vertical component, V/H amplification, nonlinear dynamic analysis, damage index.

LISTA DE FIGURAS

Figura II-1 Principales placas tectónicas, dorsales oceánicas, trincheras y fallas transformadoras de la tierra. Las flechas indican las direcciones del movimiento de la placa. Obtenido de (Kramer, 1996)	7
Figura II-2 Placas tectónicas que interaccionan en México. Las flechas indican la dirección del movimiento de cada placa. Los números indican la velocidad en cm/año. Obtenido de (Barrientos, 2021)	10
Figura II-3 Comparación de los 5 puntos de la arquitectura tradicional y la moderna por Le Corbusier. Obtenido de (Guevara-Perez, 2012)	12
Figura II-4 a) Conceptualización de un edificio de mampostería con planta baja débil o flexible, b) Edificio con planta baja débil o flexible en Gujarat, India. Obtenido de (Miranda, 2005).....	13
Figura II-5 Desplazamientos laterales de una estructura regular y una con planta baja débil. Obtenido de (Castillo, 2017).....	15
Figura II-6 Fuerzas laterales y fuerzas cortantes generadas en edificios debido al movimiento del suelo. Obtenido de (Guevara-Perez, 2012)	16
Figura II-7 Efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$. Obtenido de (Subash, 2017).....	18
Figura II-8 Variación de la deriva de entrepiso con y sin los efectos $P-\Delta$ para la relación de posición relativa 1.19. Obtenido de (PALANKAR).....	19
Figura II-9 Formación de articulaciones plásticas para a) estructura regular, b) estructura con primer piso blando. Obtenido de (Fredrick, 2015).....	23
Figura II-10 Colapso de edificio con piso débil y de esquina durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Obtenido de (Colunga, 2004)	24
Figura II-11 Distancia entre el epicentro del sismo de Michoacán y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior. Obtenido de (Google Earth, s.f.).....	25
Figura II-12 Edificio con planta baja débil con severos daños debidos al sismo de Loma Prieta, Cal. en 1989. Obtenido de (Choshiro TAMURA, 1990).....	26
Figura II-13 Distancia entre el epicentro del sismo de Loma Prieta y la ubicación aproximada del edificio de la figura II-12. Obtenido de (Google Earth, s.f.).....	26
Figura II-14 Pequeño edificio de vivienda que falló debido al piso débil durante el sismo de Northridge. Obtenido de (Páez, 2017)	27
Figura II-15 Distancia entre el epicentro del sismo de Northridge y la ubicación aproximada del edificio de la figura II-15. Obtenido de (Google Earth, s.f.).....	28
Figura II-16 Colapso de edificio de departamentos con planta baja débil en la ciudad de Ceyhan, Turquía por el sismo de 1998. Obtenido de (Adalier, 2001).....	29
Figura II-17 Distancia entre el epicentro del sismo de Adana-Ceyhan y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior. Obtenido de (Google Earth, s.f.).....	30
Figura II-18 Espectros de respuesta elásticos de las estaciones sísmicas más cercanas al epicentro del sismo de L'Aquila. a) componentes horizontales; b) componente vertical. Obtenido de (Ricci, 2011)	31
Figura II-19 Colapso de edificio debido a la presencia de primer piso blando debido al sismo de L'Aquila. Obtenido de (Ricci, 2011)	31
Figura II-20 Distancia entre el epicentro del sismo de L'Aquila y la ubicación aproximada del edificio de la figura II-19. Obtenido de (Google Earth, s.f.).....	32
Figura II-21 Edificio residencial con primer piso débil ubicado en Balsas 18, Miravalle. (a) antes del 19 de septiembre de 2017; (b) después del 19 de septiembre de 2017. Obtenido de (Galvis, 2017)	33

Figura II-22 Distancia entre el epicentro del sismo de Morelos-Puebla y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior. Obtenido de (Google Earth, s.f.).....	34
Figura II-23 Variación entre el cociente de la aceleración espectral y la aceleración máxima del terreno S_a/PGA , en función del periodo. Obtenido de (Jara Díaz, 2022)	36
Figura II-24 Daños provocados por la componente vertical a estructuras en eventos sísmicos. Obtenido de (Elnashai, 2019).....	39
Figura II-25 Amplificación de la fuerza axial, en columnas internas del edificio de nueve niveles. Obtenido de (Vilera, 2008).....	40
Figura II-26 Relación V/H respecto a la distancia epicentral. Obtenido de (Vilera, 2008)	41
Figura II-27 Relación espectral V/H respecto al período para Northridge. Obtenido de (Vilera, 2008)	42
Figura II-28 Factor correctivo por irregularidad α . Obtenido de (MOC-DS, 2015)	43
Figura II-29 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral. Obtenido de (NTC CDMX-Sismo, 2023)	44
Figura II-30 Ejemplos de fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral. Obtenido de (NTC CDMX-Sismo, 2023).....	45
Figura III-1 Colapso de planta baja de edificio durante el sismo de El Salvador de 1986. Obtenido de (Jiménez, 2004)	60
Figura III-2 Daños en hospital Olive View durante el sismo de San Fernando en 1971. Obtenido de (Jiménez, 2004)	60
Figura III-3 Colapso de edificio de cuatro niveles durante sismo de Erzincan, Turquía, en 1992. Obtenido de (Jiménez, 2004)	61
Figura IV-1 Ubicación de edificios los cuales sufrieron el colapso parcial o total debido a la planta baja débil durante el sismo de 1957 en la Ciudad de México. Obtenido de (ERN, 2018).....	63
Figura IV-2 a) Zonificación de la ciudad para evaluación de daños. b) Zona con mayor densidad de daño. Obtenido de: (Meli Piralla, 2019).....	66
Figura IV-3 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y daño grave entre zonas III-VI para el sismo de 1985. Obtenido de (Meli Piralla, 2019)	67
Figura IV-4 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y/o daños graves respecto al número de niveles para el sismo de 1985. Obtenido de (Meli Piralla, 2019)	68
Figura IV-5 Porcentaje de edificios a base de marcos de concreto que sufrieron colapso y/o daños graves para el sismo de 1985. Obtenido de (Meli Piralla, 2019)	69
Figura IV-6 Porcentaje de edificios con daños graves o colapso con el primer piso débil para el sismo de 1985. Obtenido de (Meli Piralla, 2019)	70
Figura IV-7 Ubicación de edificios con colapso parcial o total debido a la planta baja débil durante el sismo de 2017 en la Ciudad de México. Obtenido de (ERN, 2018)	70
Figura IV-8 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y/o daños graves respecto al número de niveles para el sismo de 2017. Obtenido de (Jara, 2020).....	74
Figura IV-9 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y/o daños graves respecto al uso y sistema estructural para el sismo de 2017. Obtenido de (Jara, 2020)	74
Figura IV-10 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y/o daños graves respecto a la zona y piso débil para el sismo de 2017. Obtenido de (Jara, 2020).....	75
Figura IV-11 Porcentaje de edificios con piso débil que sufrieron colapso para el sismo de 2017. Obtenido de (Jara, 2020).....	75
Figura V-1 Ubicación de las primeras estaciones sismológicas en México. Obtenido de (Servicio Sismológico Nacional, 2023).....	76

Figura V-2 Mapa de estaciones sísmicas del Servicio Sismológico Nacional. Obtenido de (Servicio Sismológico Nacional (SSN), 2023)	78
Figura V-3 Ubicación de las estaciones sísmicas en la Ciudad de México en 2017. Obtenido de (ERN, 2018).....	79
Figura V-4 Ajuste por línea base de la componente vertical de la estación UC44.	82
Figura V-5 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona I.	84
Figura V-6 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona II.	85
Figura V-7 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIa.	86
Figura V-8 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIb.	87
Figura V-9 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIc.	88
Figura V-10 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIId.	89
Figura V-11 Comparación de aceleraciones máximas del suelo, a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId.	93
Figura V-12 Relación V/MG_H de las aceleraciones máximas del suelo de las estaciones con sus respectivas distancias epicentrales, a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId.	96
Figura V-13 Media y desviación estándar de las tres componentes por zona.....	97
Figura V-14 Espectros de respuesta de la zona I, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.	100
Figura V-15 Espectros de respuesta de la zona II, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.	102
Figura V-16 Espectros de respuesta de la zona IIIa, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.	104
Figura V-17 Espectros de respuesta de la zona IIIb, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.	106
Figura V-18 Espectros de respuesta de la zona IIIc, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.	108
Figura V-19 Espectros de respuesta de la zona IIId, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.	110
Figura V-20 Comparación de pseudoaceleraciones máximas, a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId.	115
Figura V-21 Pseudoaceleraciones máximas de las tres componentes de cada estación por zona con sus respectivos periodos.	115
Figura V-22 Media y desviación estándar de las tres componentes por zona.....	116
Figura V-23 Relación de las medias geométricas de V/H por zona.....	117

Figura VI-1 Planta arquitectónica de planta baja y de los niveles superiores del edificio tipo para los casos de estudio. Obtenido de (Florio, 2022)	119
Figura VI-2 Espectros de diseño elástico y reducido por ductilidad de acuerdo al RCDF-76 para a) Zona I, b) Zona II, c) Zona III.....	124
Figura VI-3 Espectros elástico y de diseño de acuerdo al RCDF-17 para: a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb.	130
Figura VI-4 Curva envolvente del modelo establecido en el ASCE/SEI-17. Obtenido de (American Society of Civil Engineers, 2017).....	133
Figura VI-5 Superficie de fluencia del tipo P-M-M. Obtenido de (Computers and Structures, Inc, 2024)	134
Figura VI-6 Envolvente para mampostería confinada. Obtenida de (Gavilán, 2012)	136
Figura VI-7 Geometría de la diagonal equivalente. Obtenido de: (Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México, 2020)	138
Figura VII-1 Extracción de la fase intensa del acelerograma GR27 a) Componente E-O, b) Componente N-S, c) Componente V.....	141
Figura VII-2 Resultados del ADNL para la zona I a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.....	149
Figura VII-3 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	150
Figura VII-4 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	151
Figura VII-5 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	152
Figura VII-6 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	153
Figura VII-7 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	154
Figura VII-8 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	155
Figura VII-9 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	156
Figura VII-10 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de	

desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	157
Figura VII-11 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	158
Figura VII-12 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	160
Figura VII-13 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	161
Figura VII-14 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres compo componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	162
Figura VII-15 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	163
Figura VII-16 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	164
Figura VII-17 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	166
Figura VII-18 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	167
Figura VII-19 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	168
Figura VII-20 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	169
Figura VII-21 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	170
Figura VII-22 Resultados del ADNL para la zona I. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	171
Figura VII-23 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	172

Figura VII-24 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	173
Figura VII-25 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	174
Figura VII-26 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	175
Figura VII-27 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	177
Figura VII-28 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	178
Figura VII-29 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	179
Figura VII-30 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	180
Figura VII-31 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	181
Figura VII-32 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes.....	182
Figura VII-33 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	183
Figura VII-34 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	185
Figura VII-35 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	186

Figura VII-36 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	187
Figura VII-37 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	188
Figura VII-38 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	189
Figura VII-39 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes.....	190
Figura VII-40 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes. ...	191
Figura VII-41 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	192
Figura VII-42 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.....	193
Figura VII-43 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	194
Figura VII-44 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	195
Figura VII-45 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes. ...	196
Figura VII-46 Resultados del ADNL para la zona I. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	198
Figura VII-47 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la de la energía histerética V/H por elemento.....	199

Figura VII-48 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	200
Figura VII-49 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes.	201
Figura VII-50 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	202
Figura VII-51 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	203
Figura VII-52 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	204
Figura VII-53 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	205
Figura VII-54 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	206
Figura VII-55 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	207
Figura VII-56 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	208
Figura VII-57 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	209
Figura VII-58 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	211
Figura VII-59 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	212
Figura VII-60 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta	

baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	213
Figura VII-61 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	214
Figura VII-62 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	215
Figura VII-63 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	216
Figura VII-64 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	217
Figura VII-65 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	218
Figura VII-66 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	220
Figura VII-67 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	221
Figura VII-68 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	222
Figura VII-69 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	223
Figura VII-70 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	224

Figura VII-71 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	225
Figura VII-72 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.	226
Figura VII-73 Resultados del ADNL para la zona I a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	228
Figura VII-74 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	229
Figura VII-75 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	230
Figura VII-76 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	231
Figura VII-77 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	232
Figura VII-78 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	234
Figura VII-79 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	235
Figura VII-80 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	236
Figura VII-81 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	237
Figura VII-82 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de	

borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	238
Figura VII-83 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	240
Figura VII-84 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	241
Figura VII-85 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres compone componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	242
Figura VII-86 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	243
Figura VII-87 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	244
Figura VII-88 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. Índice de daño local para dos y tres componentes.	244
Figura VII-89 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	246
Figura VII-90 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	247
Figura VII-91 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	248
Figura VII-92 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	249
Figura VII-93 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	250

Figura VII-94 Resultados del ADNL para la zona I. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	252
Figura VII-95 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	253
Figura VII-96 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	254
Figura VII-97 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	255
Figura VII-98 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	256
Figura VII-99 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	257
Figura VII-100 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	258
Figura VII-101 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	259
Figura VII-102 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	260
Figura VII-103 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	262

Figura VII-104 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	263
Figura VII-105 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	264
Figura VII-106 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	265
Figura VII-107 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	266
Figura VII-108 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima.....	267
Figura VII-109 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	268
Figura VII-110 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	270
Figura VII-111 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a la máxima deriva, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	270
Figura VII-112 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.	271
Figura VII-113 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.....	272
Figura VII-114 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes	

correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.	273
Figura VII-115 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	275
Figura VII-116 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	276
Figura VII-117 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	277
Figura VII-118 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	278
Figura VII-119 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	279
Figura VII-120 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	280
Figura VII-121 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	281
Figura VII-122 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	282
Figura VII-123 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior	

de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	283
Figura VII-124 Resultados del ADNL para la zona I. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	285
Figura VII-125 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	286
Figura VII-126 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	287
Figura VII-127 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	288
Figura VII-128 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	289
Figura VII-129 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	290
Figura VII-130 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	291
Figura VII-131 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	292
Figura VII-132 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	293

Figura VII-133 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	295
Figura VII-134 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	296
Figura VII-135 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	297
Figura VII-136 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	298
Figura VII-137 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	299
Figura VII-138 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.....	300
Figura VII-139 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes.....	301
Figura VII-140 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	303
Figura VII-141 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	304
Figura VII-142 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	305
Figura VII-143 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	306

Figura VII-144 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	307
Figura VII-145 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	308
Figura VII-146 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	309
Figura VII-147 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.	310
Figura VII-148 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.	311
Figura VII-149 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.	313
Figura VII-150 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	314
Figura VII-151 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.	315
Figura VII-152 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.....	316

Figura VII-153 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H..... 317

Figura VII-154 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea. 318

Figura VII-155 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja. 319

Figura VII-156 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea. 320

Figura VII-157 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja. 321

LISTA DE TABLAS

Tabla II-1 Comparación de principales diferencias entre el piso débil y flexible.....	14
Tabla II-2 Cocientes de aceleración vertical a horizontal propuestos por diversos autores. Obtenido de (Perea, 2005).....	35
Tabla II-3 Resumen de trabajos analíticos dirigidos a estudiar la influencia estructural bajo la acción de la componente vertical. Obtenido de (Perea, 2005)	37
Tabla II-4 Corrección para estructuras fuertemente irregulares en elevación. Obtenido de (NTC CDMX-Sismo, 2023).....	46
Tabla III-1 Clasificación de Estados de Daño. Obtenido de (de Anda Gil, 2020).....	52
Tabla III-2 Definición de daños de acuerdo a la EERI. Obtenido de (de Anda Gil, 2020).....	52
Tabla III-3 Clasificación de estado de daño según la metodología HAZUS (1999). Obtenido de (de Anda Gil, 2020).....	53
Tabla III-4 combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural para formar los niveles de eficiencia del edificio (global). Obtenido de (ATC-40, 1996)	56
Tabla III-5 Combinaciones de los niveles de desempeño del edificio. Obtenido de (FEMA 356, 2000)	59
Tabla IV-1 Algunos de los principales sismos en México desde 1600. Obtenido de (Silva Espada, 2019)	62
Tabla IV-2 Edificios colapsados debido a la planta baja débil durante el sismo de 1957. Obtenido de (Máximo, 2017).....	64
Tabla IV-3 Ejemplos de estructuras con planta débil que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Obtenido de (Máximo, 2017).....	65
Tabla IV-4 Edificios con planta baja débil que presentaron colapso parcial o total en el sismo de 2017 en la Ciudad de México. Obtenido de (ERN, 2018)	71
Tabla V-1 Distribución de las estaciones sísmicas operantes en la Ciudad de México. Obtenido de (Academia Mexicana de Ciencias, 2021).....	77
Tabla V-2 Estaciones a emplear según zona geotécnica.	79
Tabla V-3 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona I.	83
Tabla V-4 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona II.	84
Tabla V-5 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIa.	85
Tabla V-6 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIb.	86
Tabla V-7 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIc.	87
Tabla V-8 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIId.	88
Tabla V-9 Resumen de las tres aceleraciones máximas del suelo en las tres direcciones por zona.	89
Tabla V-10 Relación de aceleraciones máximas V/H y distancia epicentral para cada estación.	90
Tabla V-11 Estaciones que sobrepasaron la relación de 2/3.	96
Tabla V-12 Media, desviación estándar y Coef. De variación de las tres componentes por zona.	96
Tabla V-13 Relación V/H de pseudoaceleraciones máximas y periodo por estación.	111
Tabla V-14 Porcentajes de participación de las tres direcciones por zona.....	116
Tabla V-15 Relación de las medias geométricas de V/H por zona.	117
Tabla VI-1 Cargas gravitacionales usadas según el RCDF-76. Obtenido de (Florio, 2022)	120

Tabla VI-2 Factores de carga usados según el RCDF-76. Obtenido de (Florio, 2022)	121
Tabla VI-3 Factores de resistencia usados según el RCDF-76. Obtenido de (Florio, 2022)	121
Tabla VI-4 Factores de resistencia para mampostería confinada usados según el RCDF-76. Obtenido de (Florio, 2022).....	121
Tabla VI-5 Valores de los parámetros para las expresiones de los espectros de diseño.	123
Tabla VI-6 Dimensiones y porcentajes de acero de columnas y trabes. Obtenido de (Jara J. a., 2023)	124
Tabla VI-7 Propiedades modales de las edificaciones. Obtenido de (Jara J. a., 2023).....	125
Tabla VI-8 Desplazamientos y derivas de planta baja de las edificaciones. Obtenido de (Florio, 2022)	125
Tabla VI-9 Cargas gravitacionales usadas según las NTC-17. Obtenido de (Florio, 2022)	126
Tabla VI-10 Factores de carga usados según las NTC-17	126
Tabla VI-11 Factores de resistencia usados según las NTC-17	127
Tabla VI-12 Factores de resistencia para mampostería confinada usados según las NTC-17..	127
Tabla VI-13 Parámetros a emplear para los espectros de diseño por zona según las NTC. Obtenido de (Florio, 2022)	128
Tabla VI-14 Dimensiones y porcentajes de acero de columnas y trabes. Obtenido de (Florio, 2022)	131
Tabla VI-15 Propiedades modales de las edificaciones. Obtenido de (Florio, 2022).....	131
Tabla VI-16 Desplazamientos y derivas de planta baja de las edificaciones. Obtenido de (Florio, 2022)	131
Tabla VI-17 Parámetros empleados para el modelo trilineal. Obtenido de: (Gavilán, 2012)...	136
Tabla VI-18 Estados límite para muros de mampostería. Obtenido de: (Florio, 2022).....	137
Tabla VII-1 Intensidad de Arias y fase intensa de las tres componentes.	141
Tabla VII-2 Clasificación de grado de daño del modelo de Park y Ang. (Kalateh-Ahani, 2021)	145
Tabla VII-3 Registros que produjeron inestabilidad y detención de los análisis.	147

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	ii
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT.....	iv
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABLAS	xxiii
CONTENIDO	xxv
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.1.1. PISO DÉBIL	1
1.1.2. COMPONENTE VERTICAL	2
1.2. Objetivos	4
1.3. Justificación	4
1.4. Contenido de la tesis	5
II. ESTADO DEL ARTE.....	6
2.1. SISMOLOGÍA	6
2.2. SISMOLOGÍA EN MÉXICO	9
2.3. PISO DÉBIL	11
2.3.1. ANTECEDENTES Y ORÍGENES ARQUITECTÓNICOS DE LA PLANTA DÉBIL	11
2.3.2. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES	13
2.3.3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO	15
2.3.4. INFLUENCIA DE LOS EFECTOS P- Δ	16
2.3.5. INFLUENCIA DEL SUELO.....	19
2.3.6. VULNERABILIDAD	20
2.4. EVENTOS SÍSMICOS HISTÓRICOS.....	23
2.4.1. SISMO DE MICHOACÁN DE OCAMPO, MÉXICO. 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985	23
2.4.2. SISMO DE LOMA PRIETA, CAL. 17 DE OCTUBRE DE 1989.....	25
2.4.3. SISMO DE NORTHRIDGE, CAL. 17 DE ENERO DE 1994.....	26
2.4.4. SISMO DE ADANA–CEYHAN, TURQUÍA. 27 DE JUNIO DE 1998	28
2.4.5. SISMO DE L' AQUILA, ITALIA. 06 DE ABRIL DE 2009	30
2.4.6. SISMO DE MORELOS-PUEBLA. 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017	32
2.5. COMPONENTE VERTICAL	34

2.5.1.	MOVIMIENTOS DEL SUELO	35
2.5.2.	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	36
2.5.3.	RELACIÓN CON LOS EFECTOS P- Δ	39
2.5.4.	CORRELACIÓN ENTRE COMPONENTES	41
2.6.	CONSIDERACIONES EN REGLAMENTOS, NORMATIVAS Y MANUALES	42
2.6.1.	MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, DISEÑO POR SISMO (CFE-2015). 42	
2.6.2.	NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO, DISEÑO POR SISMO 2023	43
2.6.3.	EUROCODIGO 8 (EN 1998-1:2004).....	46
2.6.4.	ASCE/SEI 7-16	47
III.	DAÑOS SÍSMICOS EN EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL	49
3.1.	SUSCEPTIBILIDAD AL DAÑO DE ELEMENTOS	49
3.2.	REPRESENTACIÓN DE LOS DAÑOS	50
3.3.	CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS.....	51
3.3.1.	CLASIFICACIÓN DE ATC-13 (1985).....	51
3.3.2.	CLASIFICACIÓN EERI	52
3.3.3.	CLASIFICACIÓN HAZUS	53
3.4.	DESEMPEÑO ESTRUCTURAL SÍSMICO	54
3.4.1.	NIVELES DE DESEMPEÑO	54
3.5.	Ejemplos de daños en edificios con planta baja débil	59
IV.	ESTADÍSTICAS DE DAÑOS EN EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL EN MÉXICO	62
4.1.	Principales sismos con afectaciones al valle de México	63
4.1.1.	SISMO DE 1957	63
4.1.2.	SISMO DE 1985	65
4.1.3.	SISMO DE 2017	70
V.	SELECCIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS PARA LOS ANÁLISIS	76
5.1.	ESTACIONES SÍSMICAS EN MÉXICO	76
5.2.	SELECCIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS.....	78
5.3.	AJUSTE DE LOS REGISTROS SÍSMICOS	80
5.3.1.	AJUSTE POR LÍNEA BASE.....	80
5.4.	PROCESO DE LOS REGISTROS	82
5.4.1.	ANÁLISIS DE LAS ACELERACIONES MÁXIMAS DEL SUELO (PGA).....	82
5.4.2.	ESPECTROS DE RESPUESTA	97

VI. SELECCIÓN Y DISEÑO DE EDIFICIOS A ESTUDIAR Y DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS	118
6.1. DELIMITACIÓN Y SELECCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO.	118
6.2. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL 1976	120
6.2.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	120
6.2.2. CARGAS GRAVITACIONALES.....	120
6.2.3. FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA.....	121
6.2.4. ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO.....	122
6.2.5. DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES.....	124
6.2.6. RESULTADOS DE DISEÑO.....	124
6.3. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL 2017	125
6.3.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	125
6.3.2. CARGAS GRAVITACIONALES.....	126
6.3.3. FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA.....	126
6.3.4. ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO.....	127
6.3.5. DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES	130
6.3.6. RESULTADOS DE DISEÑO.....	131
6.4. MODELOS INÉLASTICOS DE LOS ELEMENTOS	132
6.4.1. TRABES Y COLUMNAS	132
6.4.2. MUROS DE MAMPOSTERÍA	135
6.4.3. MUROS DE RELLENO	137
VII. ANÁLISIS NO LINEAL DE LAS EDIFICACIONES	139
7.1. análisis no lineal.....	139
7.2. intensidad de Arias	139
7.3. ÍNDICE DE DAÑO DE PARK Y ANG.....	142
7.4. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS.....	146
7.4.1. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (1976)	146
7.4.2. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (2017)	226
VIII. CONCLUSIONES	323
REFERENCIAS.....	325
ANEXOS	330

I. INTRODUCCIÓN

La enormes pérdidas humanas y económicas que producen los temblores a nivel mundial se relacionan directamente con la estructuración de las edificaciones. El presente trabajo de tesis estudia el efecto de la componente vertical de los registros sísmicos en el colapso de edificios con irregularidad en elevación, particularmente los identificados como estructuras con planta baja débil.

1.1 ANTECEDENTES

A lo largo de los años, los eventos sísmicos han originado daños en edificaciones por configuraciones estructurales inadecuadas. Dentro de las más usuales están: torsión por la adición asimétrica de rellenos de mampostería y planta baja débil. Una gran cantidad de edificios que sufren daños estructurales moderados o severos ante la ocurrencia de un sismo fuerte tienen como causa el piso flexible.

1.1.1. PISO DÉBIL

La primera vez que se introduce el concepto de piso débil como un potencial problema estructural se menciona en (Freeman, 1932), donde describe que la mayor cantidad de daños que sufrió un edificio (hotel Carrillo) se concentraron en el primer entrespacio durante el sismo ocurrido en Santa Bárbara, California, en 1925.

En (Khan, 1969) se propone un nuevo concepto de estructuras antisísmicas, donde el principal objetivo es controlar las fuerzas laterales inducidas por un sismo, a través del diseño de un piso débil al permitir que las columnas del primer nivel fallen y generen disipación de energía. No obstante, esto ocasiona grandes derivas en el primer nivel, respecto de los niveles superiores que, en conjunto con los efectos $P-\Delta$, los edificios pueden colapsar.

En (Hernández García, 2016) se evaluaron modelos simplificados de dos grados de libertad los cuales representan estructuras a base de marcos de concreto reforzado (CR) con la posibilidad de desarrollar pisos débiles. Los autores concluyen que el mecanismo de planta baja débil en edificios se puede prevenir si se hace una adecuada combinación de la rigidez y resistencia.

En el terremoto de Izmit de 1999, casi el 60% de un total de 125 edificios con sistema de concreto reforzado (CR) sufrieron daños debido a que presentaron la configuración de piso débil.

El 19 de septiembre de 1985 ocurrió un fuerte sismo con epicentro en la costa del Pacífico en México ($M_w=8.1$); las estadísticas de los daños mostraron que cerca del 8% de los edificios dañados presentaron piso débil. 32 años después, ocurrió otro terremoto ($M_w=7.1$) a 120 km de la Ciudad de México, que dañó a más de 1000 edificios. Cerca del 90% fueron construidos antes de 1985, y más del 50%, de un total de 44 edificios que colapsaron, eran estructuras con piso débil. Una de las principales tipologías de los edificios dañados consistía en estructuras donde el uso del primer piso era de estacionamiento y los superiores de departamentos.

La seguridad de los edificios es imprescindible para asegurar la vida de las personas, sobre todo en lugares con alta actividad sísmica. Por desgracia, hoy en día se tiene una gran incertidumbre respecto a los fenómenos sísmicos y la respuesta sísmica de los edificios. La estructuración de edificios con base en marcos de concreto reforzado (CR) en planta baja y muros de mampostería en los demás, es muy común en el sector inmobiliario. Durante los eventos sísmicos de Sichuan (China) en 2008, L'Aquila (Italia) en 2009, Port-au-Prince (Haití) en 2010 y Lorca (España) en 2011 mostraron que este tipo de edificios son altamente vulnerables.

La información que se ha obtenido del evento sísmico del 2017 a partir de la red sísmica de la Ciudad de México es muy valiosa y creó una oportunidad de estudiar la vulnerabilidad de los edificios con pisos flexibles empleando acelerogramas reales.

1.1.2. COMPONENTE VERTICAL

La evaluación de la componente vertical de los movimientos del terreno se ha realizado estudiando relaciones de las intensidades sísmicas, como: desplazamiento, velocidad y aceleración máxima del terreno y/o espectrales, con las componentes horizontales. En general, se ha intentado predecir la intensidad vertical a través de su correspondencia con la intensidad horizontal.

Uno de los primeros estudios realizados fue el de (Newmark, 1973), donde a partir del análisis de 33 registros sísmicos de Estados Unidos, se obtuvieron cocientes que relacionan las componentes verticales con las horizontales. La conclusión de este estudio señala que, en promedio, la aceleración vertical es $2/3$ de la horizontal. Este cociente es el que se ha adoptado en muchos códigos de diseño sísmico en el mundo a falta de más información sobre el tema.

Más tarde, (Rosenblueth, 1977) realizó uno de los estudios precursores donde también se hizo la comparación de la componente vertical con la horizontal. Una de las principales aportaciones de este trabajo fue el establecer por primera vez que la relación de componentes es función del periodo.

Bajo el mismo concepto de relacionar ambas componentes con un cociente, algunas investigaciones establecen que está altamente ligado a la distancia epicentral, donde el cociente aumenta a una menor distancia y crece en distancias más grandes. Algunos otros más mencionan en sus resultados que dicho cociente tiene una alta dependencia del periodo vertical, con valores altos en periodos cortos y valores bajos en periodos altos.

En (Bozorgnia, 1996) se obtiene como resultado que hay una fuerte dependencia entre ambas componentes con la distancia epicentral al sitio, condiciones locales del terreno y periodo de oscilación. Sin embargo, no se reporta relación con la magnitud y el tipo de falla.

(ALAGHEBANDIAN, 2000) estudiaron los efectos de la componente vertical al estudiar marcos de concreto reforzado de seis niveles. Se concluyó que la componente vertical provocó mayor fluctuación de las fuerzas axiales de las columnas. La amplificación fue casi lineal y proporcional a la intensidad de la componente vertical. Las columnas interiores de los pisos inferiores fueron las más afectadas.

En (Alaghebandian, 2000) se analizan marcos de concreto de uno y seis niveles con una y dos crujías. Se compara la respuesta del modelo de masa global con el modelo donde se incorporan masas verticales sometidas a ambas componentes de sismos de campo cercano. A partir de la comparación, se concluyó que existe poca influencia en los desplazamientos y cortantes laterales de piso; sin embargo, se obtuvieron fuertes variaciones en la fuerza axial en columnas.

1.2. OBJETIVOS

El objetivo general de este trabajo es analizar la contribución de la componente vertical de los eventos sísmicos en el colapso de estructuras con planta baja débil.

Para ello, se establecen los siguientes objetivos específicos:

- Describir las características de la componente vertical de los movimientos fuertes del terreno.
- Analizar las recomendaciones reglamentarias respecto a la componente vertical de los temblores.
- Describir los estudios publicados que analizan la influencia de la componente vertical en el colapso de estructuras.
- Determinar la intensidad de la componente vertical respecto a las intensidades horizontales de movimiento del terreno.
- Cuantificar, con base en análisis no lineales, la influencia de la carga vertical en el colapso de estructuras con planta baja débil.

1.3. JUSTIFICACIÓN

La influencia de la componente vertical de los temblores en la respuesta sísmica de estructuras ha sido históricamente poco estudiada. Una importante cantidad de estos estudios ha buscado relacionar la componente vertical con la horizontal. El número de trabajos publicados de análisis no lineal que incluye únicamente las componentes horizontales de los registros sísmicos, supera enormemente a los trabajos que incluye a la componente vertical. Adicionalmente, aunque es de suponerse que existe influencia de la componente vertical en los colapsos observado de edificios con planta baja flexible, no se ha analizado suficientemente para comprender de mejor manera el proceso de colapso de este tipo de estructuras.

Por otro lado, las recomendaciones reglamentarias para la incorporación de la componente vertical en la respuesta dinámica de estructuras suelen ser simples, lo que no necesariamente predice adecuadamente el comportamiento no lineal.

Dado el gran número de edificios existentes con planta baja flexible, es importante comprender mejor su comportamiento y evolución de daño cuando están sometidos a

temblores. Por ello, se espera que el cumplimiento de los objetivos de este trabajo, contribuya a la mitigación del riesgo sísmico de estas edificaciones en beneficio de la sociedad.

1.4. CONTENIDO DE LA TESIS

La tesis se desarrollará de acuerdo con lo siguiente. En el capítulo I, Introducción, se introduce el tema de análisis en forma concisa estableciendo los antecedentes históricos y se describe en forma general el trabajo.

El capítulo II, Estado del arte, analiza estudios hasta ahora publicados respecto al tema de análisis. Adicionalmente, se comenta información reglamentaria relacionada con la componente vertical de los temblores.

El capítulo III, Daños sísmicos en edificios con planta baja débil, se describen los efectos sísmicos en el comportamiento estructural de edificios con planta baja débil.

El capítulo IV, Estadísticas de daños en edificios con planta baja débil en México, se recopilan datos relativos a edificios dañados por la ocurrencia de eventos sísmicos que han ocurrido en el país, para generar información estadística al respecto.

El capítulo V, Selección de registros sísmicos para los análisis, se muestran los registros sísmicos seleccionados para llevar a cabo los análisis no lineales. delimita las fuentes sísmicas que afectan a la zona de la Ciudad de México para recabar registros sísmicos.

El capítulo VI, Selección de los edificios a estudiar y propiedades dinámicas, se describe la manera en que se seleccionan los modelos numéricos de los edificios, y se mencionan los criterios para su diseño.

El capítulo VII, Análisis no lineal de las edificaciones, se realiza el análisis dinámico no lineal paso a paso en el tiempo de los edificios elegidos sometidos a la familia de registros sísmicos seleccionados. Inicialmente los análisis no incluirán a la componente vertical y posteriormente será incluida.

Por último, el capítulo VIII, Conclusiones, se presentan las conclusiones del estudios y se dan recomendaciones y/o sugerencias para trabajo a futuro.

II. ESTADO DEL ARTE

2.1. SISMOLOGÍA

Gracias a la refracción y reflejo que las distintas ondas sísmicas sufren en los límites de las diferentes capas, se reveló que la tierra posee una estructura de capas. Estas capas son las siguientes (ordenadas en forma descendente): corteza superficial, manto, núcleo exterior y núcleo interior. Cada capa presenta diferencias de temperatura a medida que se desciende; es este gradiente de temperatura el que hace que la roca se mueva por convección.

Las ondas sísmicas se producen cuando ocurre un terremoto y son de dos tipos: ondas de cuerpo y ondas superficiales. Las ondas de cuerpo se propagan en el interior de la tierra y ésta, a su vez, se clasifica en dos subtipos: ondas P (compresión) y S (corte). Por otro lado, están las ondas superficiales, las cuales provocan deformaciones de cizallamiento en el material a medida que avanza. Se subdividen en ondas love y Rayleigh. Debido que el material geológico es más rígido cuando actúa a compresión, las ondas P viajan a una mayor velocidad que otras ondas sísmicas y por consiguiente, llegan primero a un lugar.

La teoría de la tectónica de placas establece que el planeta se compone de membranas denominadas placas. La corteza terrestre se compone de seis placas principales (africanas, americanas, antárticas, indias australianas, euroasiáticas y del Pacífico) y alrededor de 14 más pequeñas de tamaño subcontinental (Caribe, Cocos, Nazca, Filipinas, etc.). Algunas de estas placas se muestran en la Figura II-1. Además, existen placas aún más pequeñas que se denominan microplacas, las cuales se originaron a partir del desprendimiento de placas más grandes. Las placas se deforman en las zonas de sus límites. La deformación puede ocurrir de dos formas: lenta de forma continua, la cual se le llama deformación asísmica y su contraparte en forma de terremotos llamada deformación sísmica. La magnitud de un terremoto depende de la cantidad de energía liberada.

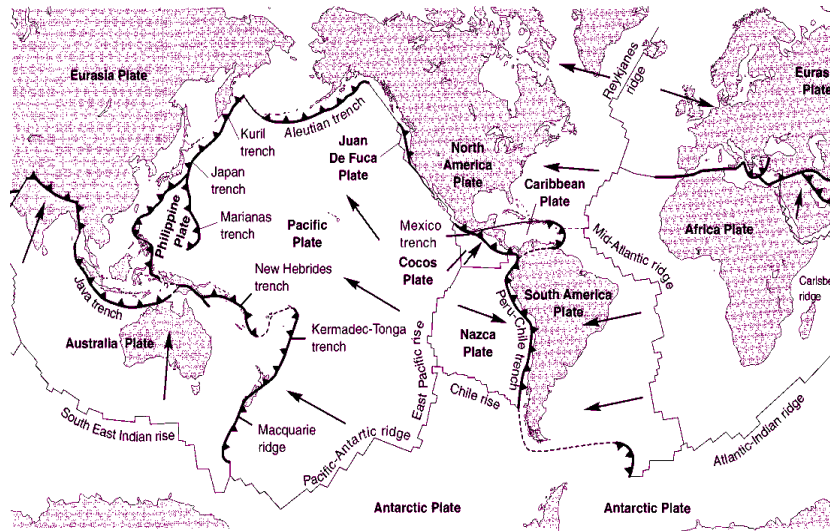


Figura II-1 Principales placas tectónicas, dorsales oceánicas, trincheras y fallas transformadoras de la tierra. Las flechas indican las direcciones del movimiento de la placa. Obtenido de (Kramer, 1996)

Existen tres tipos de límites de placas, donde cada una de ellas presentan características que influyen en la naturaleza de los terremotos. El primer límite se ubica en ciertas áreas donde la roca fundida asciende hacia la superficie, se enfría y convierte en parte de la placa. Este recibe el nombre de cresta.

El siguiente límite se ubica donde el movimiento de dos placas es una hacia otra, llamado subducción. Este límite constantemente se encuentra en los bordes de las masas continentales y producen los terremotos más grandes. Las fallas transformantes son el tercer límite, y ocurren donde dos placas se mueven en forma paralela.

La teoría del rebote elástico explica que la generación de los terremotos se da por la acumulación de energía de las rocas en las fallas y que luego se libera espontáneamente. Esto genera las vibraciones del terremoto, que no es más que las rocas volviéndose elásticamente a su forma original.

El estudio de los eventos sísmicos que ocurren en una falla es de gran importancia para los análisis de peligro y riesgo sísmico. Es más probable que ocurran terremotos a lo largo de porciones de una falla para la cual se ha observado poca actividad sísmica, a menos de que el movimiento de la placa haya ocurrido asísmicamente.

Existen otras fuentes que generan terremotos más pequeños, tales como la actividad volcánica, detonación subterránea de explosivos químicos o nucleares, entre otras.

La ubicación de un terremoto se basa en la estimación de la diferencia de los tiempos de llegada de las ondas P y S en al menos tres sismógrafos. Con esto se estima la distancia epicentral; sin embargo, esta será una distancia radial, por lo que con la ayuda de los tres sismógrafos se obtiene de manera más precisa su ubicación en la intersección de las tres circunferencias que se forman.

La intensidad del terremoto es una medida cualitativa de los efectos de un terremoto en una ubicación. Está relacionado con el tamaño del terremoto, pero también está influenciado por otros factores. Los mapas isosísmicos se utilizan para describir la variación espacial de la intensidad para un sismo dado. Existen múltiples escalas de intensidad, como: Rossi-Forel (RF), Mercalli modificada (MMI), Agencia Meteorológica Japonesa (JMA), etc.

La instrumentación sísmica permite determinar de forma cuantitativa la magnitud de un terremoto. Existen distintos tipos de magnitudes, como lo son:

- La magnitud de Richter: Tiene como principal defecto el no considerar y distinguir los diferentes tipos de onda. En cambio, la magnitud de onda superficial sí se basa en esta amplitud de ondas de Rayleigh.
- Magnitud de onda de cuerpo: Se basa en la amplitud de los primeros ciclos de las ondas P.

Estas magnitudes tienen problemas de saturación, por lo que no reflejan con precisión el tamaño de terremotos muy grandes.

Existen una variedad de instrumentos para medir el movimiento fuerte. Dependiendo de la antigüedad del instrumento, los datos se registran en forma analógica o digital. Cada uno tiene sus propias características de respuesta dinámica que determinan las condiciones para las que es más adecuado.

Desde el punto de vista de la ingeniería sísmica, las características más importantes de un movimiento fuerte del suelo son la amplitud, el contenido de frecuencia y la duración. Estas características influyen significativamente en el daño que provocan los terremotos. Sin

embargo, el contenido de frecuencia o la duración por sí solos no son suficientes para describir con precisión el potencial de daño de un movimiento de tierra.

Algunos de parámetros que describen la amplitud del movimiento del suelo, que son esenciales para describir las características importantes del movimiento fuerte en forma compacta y cuantitativa, son la aceleración máxima, la velocidad máxima y el desplazamiento máximo.

Otros describen el contenido de frecuencias, mostrando la distribución de la amplitud de un movimiento de tierra entre las diferentes frecuencias (espectro de Fourier, espectro de potencia, espectro de respuesta). Los espectros de Fourier y los espectros de potencia muestran directamente el contenido de frecuencia del movimiento en sí y los espectros de respuesta reflejan la influencia del movimiento del suelo en sistemas de un grado de libertad de diferentes períodos naturales.

2.2. SISMOLOGÍA EN MÉXICO

México se encuentra en una de las regiones sísmicamente más activas del planeta. Está situado dentro del área denominada como el cinturón Circumpacífico (Cinturón de fuego), lugar con la mayor concentración de actividad sísmica del mundo.

La mayor parte de la actividad sísmica en México se concentra en la costa occidental de la masa continental. Esto se debe a la interacción de la placa norteamericana con la placa del Pacífico en el noroeste y a la subducción de las placas Rivera y Cocos por debajo de la norteamericana en el sur. En la Figura II-2 se muestra las placas que interaccionan en el territorio nacional con sus respectivos movimientos y velocidades. (Barrientos, 2021)

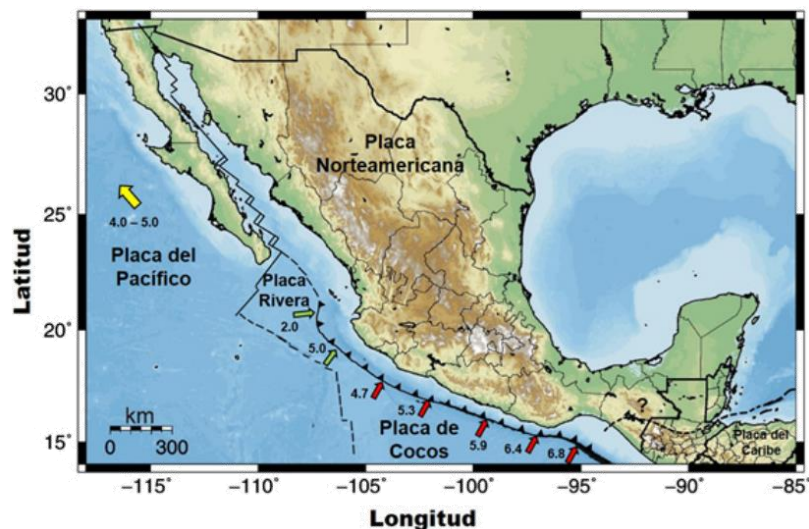


Figura II-2 Placas tectónicas que interaccionan en México. Las flechas indican la dirección del movimiento de cada placa. Los números indican la velocidad en cm/año. Obtenido de (Barrientos, 2021)

En la trinchera Mesoamericana, la placa subducida (Cocos) muestra cambios laterales en el ángulo de subducción, variando de una subducción sub-horizontal por debajo de México central a una pendiente inclinada hacia Chiapas. La placa Rivera, en su parte norte, no muestra evidencia de subducción, a diferencia de su parte sur (límite con la placa de Cocos) donde se observa claramente la subducción de la placa Rivera por debajo de la placa norteamericana (Dañobeitia et al., 2016), comienza con inclinación de 8 grados en el norte, alcanzando un ángulo más inclinado en la parte sur de alrededor de 34 grados. La velocidad de convergencia de las placas también muestra variación. La placa Rivera tiene una velocidad de alrededor de 2 cm/año en su parte norte y alrededor de 5 cm/año en la parte sur, mientras que la velocidad de la placa de Cocos en su lado oeste presenta una velocidad de 4 a 5 cm/año y hacia al este una velocidad de alrededor de 6 a 7 cm/año. (Barrientos, 2021)

Por otra parte, en el Noroeste de la República Mexicana, la interacción entre las placas del Pacífico y norteamericana, se caracteriza por un movimiento lateral-divergente. En esta zona han ocurrido eventos con magnitudes superiores a 7 pero menores a 8. Aún con esto, han sido eventos que han afectado a la población, causando daños severos en la infraestructura urbana. (Barrientos, 2021)

Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima y Jalisco son los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana debido a la interacción de las placas oceánicas de Cocos

y Rivera que subducen debajo de las placas de Norteamérica y del Caribe sobre la costa del Pacífico frente a estos estados. (Servicio Geológico Mexicano, 2017)

A pesar de que las zonas epicentrales se localizan en diversos puntos del Pacífico, la Ciudad de México, aunque no se encuentre sobre la costa, se ha convertido en el receptor sísmico de todos ellos debido a la amplificación del movimiento sísmico de los terrenos blandos de algunas zonas de la ciudad, ya que fue creada en lo que fuera antiguamente un lago. (Servicio Geológico Mexicano, 2017)

El estudio de la actividad sísmica de México comenzó a principios del siglo, sin embargo, los antecedentes históricos de grandes sismos del país fueron registrados en un gran número de documentos. En 1910 se inauguró la red sismológica mexicana y desde esa fecha hasta nuestros días se ha mantenido una observación continua de los temblores cuyos registros se conservan en la Estación Sismológica de Tacubaya y otras instalaciones del Instituto de Geofísica de la UNAM, encargada de operar el Servicio Sismológico Nacional - SSN- y su red de 35 estaciones sismológicas. El SSN reporta en el país, en promedio, la ocurrencia de 4 sismos por día de magnitud $M > 3.0$. (Servicio Geológico Mexicano, 2017)

2.3. PISO DÉBIL

2.3.1. ANTECEDENTES Y ORÍGENES ARQUITECTÓNICOS DE LA PLANTA DÉBIL

La configuración del piso abierto es uno de los más empleados arquitectónicamente desde la primera mitad del siglo pasado en el criterio de diseño arquitectónico de edificios ya que presentan ventajas funcionales y estéticas. La liberación de espacio en la planta baja al remover elementos con grandes proporciones como son los muros crea la posibilidad de que su uso sea destinado a usos comerciales y de servicio de estacionamiento principalmente.

El origen de este tipo de configuración se remonta hasta el siglo XIX, al desarrollarse nuevos materiales de construcción y, por ende, nuevas técnicas constructivas. Una de las más influyentes fue la creación de los sistemas estructurales a base de marcos de concreto armado, que se conforma por losas macizas que distribuyen y trasladan las cargas hacia las columnas y éstas las transmiten hasta la cimentación. El sistema de tabique, roca, mortero y madera se fue desplazando hasta que a principios del siglo XX y fue prácticamente sustituido por este novedoso sistema de ese entonces.

Normalmente, el uso de la configuración del piso abierto se les atribuye a los primeros tres puntos de los “Cinco puntos para una nueva arquitectura”, documento que fue publicado por el arquitecto franco-suizo Le Corbusier en 1926. En él se describen los principios de la arquitectura moderna. Los cinco puntos del documento son: (Guevara-Perez, 2012)

- | | |
|----------------------------------|---------------------------------|
| I. Pilotis (primer piso abierto) | IV. Ventanas en franja |
| II. Planta libre | V. Terrazas-jardín en el tejado |
| III. Fachada libre | |

El primer punto hace referencia al uso de elementos verticales de dimensiones reducidas (pilotes, columnas) para transmitir las cargas hacia el suelo, creando espacios que pueden aprovecharse en usos diversos; el segundo punto plantea la reducción de, básicamente, muros de carga que obstaculizan y entorpecen el uso de espacios; el tercer punto refiere a la limpieza de las fachadas con la eliminación de la estructura perimetral, ofreciendo mayor libertad de conceptualización del diseño.

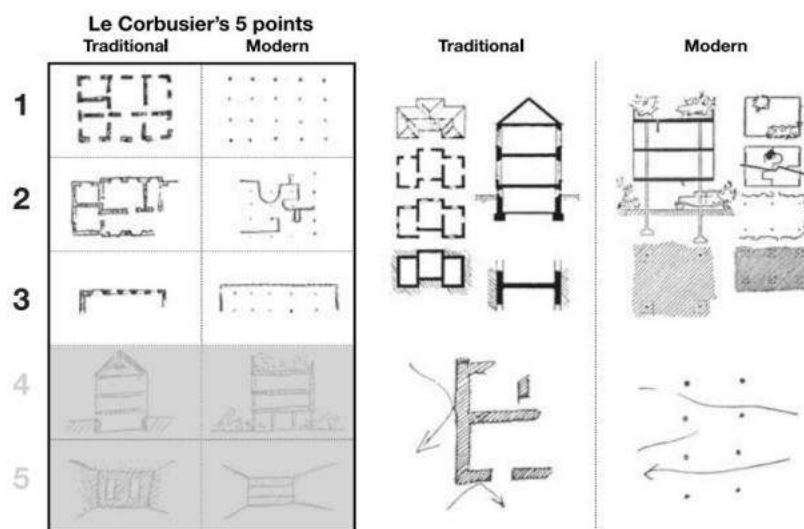


Figura II-3 Comparación de los 5 puntos de la arquitectura tradicional y la moderna por Le Corbusier. Obtenido de (Guevara-Perez, 2012)

En la Figura II-3 se compara de forma esquemática las características de la arquitectura tradicional y la moderna con base en los cinco puntos descritos anteriormente. Se destacan los primeros tres puntos por su influencia en la configuración del piso abierto.

Hoy en día es habitual observar edificios que presentan una planta baja abierta. Claro está que las necesidades u objetivos de uso se han ido modificando o adaptando a lo largo de

los años, y con ello el uso y/o combinación de materiales, pero la raíz de este tipo de configuración sigue permaneciendo prácticamente igual.

2.3.2. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

Un edificio con planta débil o flexible es aquel cuya resistencia y rigidez de un entrepiso es significativamente inferior a la de los demás entrepisos. Por lo regular, este entrepiso se ubica en la planta baja recibiendo el nombre de “planta baja débil o flexible”; sin embargo, también se puede situar en los entrepisos superiores denominados “entrepiso débil o flexible”. La razón de ser de estos edificios recae en cuestiones arquitectónicas, donde dependiendo de las necesidades o concepciones, se eliminan los muros de concreto o mampostería de algún entrepiso (o varios) para tener espacios con mayor abertura. Este cambio de la resistencia de un entrepiso a otro no sólo se da por la eliminación de muros que aportan rigidez y restringen el desplazamiento, sino también por la gran diferencia de altura que puede llegar a presentarse entre entrepisos contiguos, sobre todo en la planta baja.

Asimismo, otra de las razones más relevantes en estructuras vulnerables, son los procesos constructivos deficientes debido a causas como una mala planificación, uso de materiales inadecuados, cambios estructurales del proyecto, mala supervisión, entre otras.

Los eventos sísmicos han demostrado que uno de los principales motivos de grandes daños o incluso colapso de edificios ha sido precisamente las plantas bajas débiles o flexibles. Un edificio típico es aquel donde el uso de las plantas superiores es residencial y la baja para estacionamiento (Figura II-4 a). En México, esta deficiencia estructural se observa con mayor

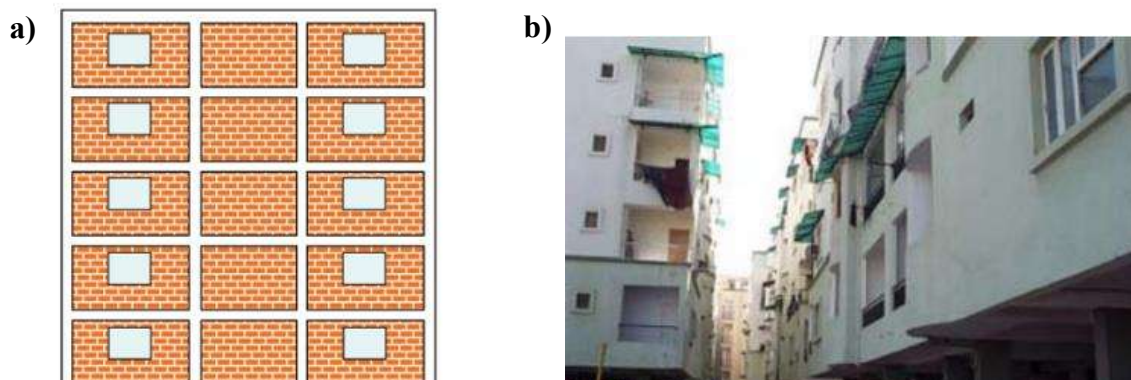


Figura II-4 a) Conceptualización de un edificio de mampostería con planta baja débil o flexible, b) Edificio con planta baja débil o flexible en Gujarat, India. Obtenido de (Miranda, 2005)

frecuencia en estructuras donde los pisos superiores son de mampostería (Figura II-4 b), aunque también existe en estructuras de marcos de concreto o de acero con muros de relleno ligados.

Usualmente los términos piso débil y flexible se usan indistintamente, pero cada uno tiene significado diferente. Un piso débil es aquel cuya capacidad de resistencia es menor respecto a la de otros. Esto se refiere a que la resistencia de falla del piso débil es considerablemente inferior a la de los demás pisos que componen el edificio.

El piso flexible es aquel cuya rigidez es bastante menor que los demás, lo cual se da normalmente por la ausencia de elementos que rigidicen su comportamiento como lo son los muros. Esto significa que la demanda de desplazamientos será mayor en este piso. La tabla 1 muestra de forma resumida las principales diferencias entre el piso débil y flexible.

Tabla II-1 Comparación de principales diferencias entre el piso débil y flexible.

Piso débil	Piso flexible
Capacidad de soportar esfuerzos sin llegar a la falla (resistencia)	Propiedad de oponerse a deformaciones (rigidez)
Depende del módulo de elasticidad del material y del armado de los elementos	Depende del módulo de elasticidad del material y del momento de inercia
Baja resistencia lateral.	Baja rigidez lateral

Como se observa, a pesar de que son conceptos distintos, éstos están estrechamente relacionados debido a que la rigidez y resistencia son propiedades físicas de los elementos dependientes una de otra.

Algunos reglamentos caracterizan ambos problemas de forma separada, imponiendo diferentes restricciones según sea el caso, pero existen otros que los consideran como uno solo, tal es el caso del Manual de Obras Civiles de la CFE, 2015.

2.3.3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO

El desplazamiento máximo de una estructura bajo cargas laterales es un parámetro muy importante para la evaluación de daños. En una estructura regular, donde la distribución de los pesos, resistencia y rigidez de los entrepisos es proporcional, los desplazamientos se distribuyen homogéneamente. Mientras mayor sea la altura de un entrepiso, mayor será su desplazamiento. En las edificaciones, los desplazamientos laterales se incrementan hasta la azotea.

En cambio, las estructuras con planta baja débil o flexible tienen un comportamiento lateral totalmente distinto. El hecho de que la planta baja no posea elementos que rigidicen y tenga menor resistencia que las plantas superiores hace que la demanda de desplazamientos sea considerablemente más grande en este nivel. Esto provoca que la mayor parte de la energía histerética sea absorbida por el piso inferior, significativamente más flexible, mientras que la demanda de disipación de energía en los pisos superiores, más rígidos, sea mucho menor. Por ello, las columnas de este piso estarán sujetas a grandes deformaciones, lo que se traduce a daños significativos que puedan llevar al colapso.

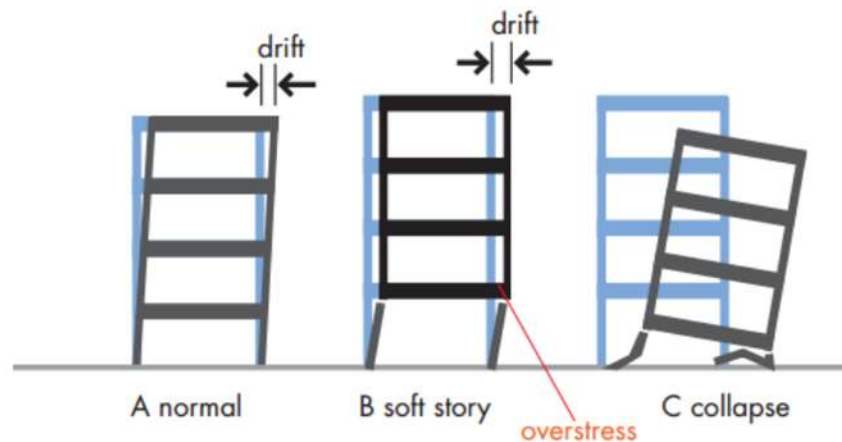


Figura II-5 Desplazamientos laterales de una estructura regular y una con planta baja débil. Obtenido de (Castillo, 2017)

En la Figura II-5 se observan los desplazamientos típicos de una estructura regular (izquierda), en el centro a una estructura con planta baja débil o flexible con desplazamientos significativos en la planta baja y a la derecha el colapso de la misma.

Los componentes no estructurales rígidos limitan la capacidad de deformación de las columnas, modificando el desempeño estructural del edificio a las fuerzas horizontales. En un edificio regular las fuerzas cortantes aumentan hacia la base, donde a cada entrepiso se le va sumando la fuerza cortante de los entrepisos superiores. Las fuerzas actuantes en cada entrepiso tienden a distribuirse a lo largo de la altura de la estructura (Figura II-6).

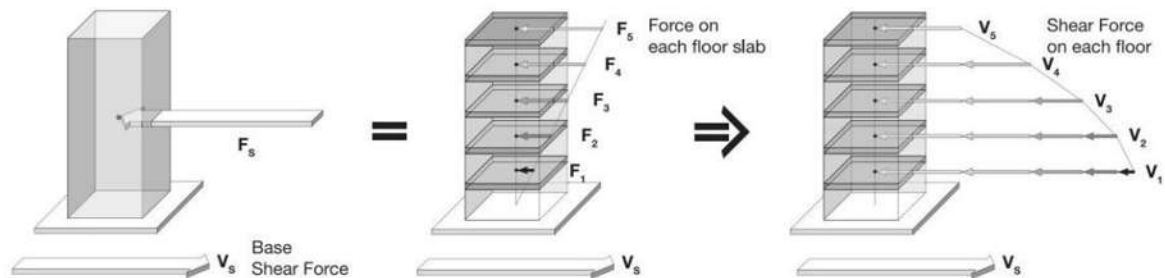


Figura II-6 Fuerzas laterales y fuerzas cortantes generadas en edificios debido al movimiento del suelo. Obtenido de (Guevara-Perez, 2012)

En el caso de los primeros pisos débiles o flexibles de doble altura, las columnas son muy flexibles no solo por la ausencia total o parcial de muros sino por su altura significativamente mayor en relación con las de los pisos superiores. Esta configuración es uno de los modelos característicos del diseño moderno para edificios de oficinas, hoteles y hospitales, en los que el acceso al público en general tiene una gran importancia. Otra variante de esta configuración se puede encontrar en el uso de columnas de diferentes alturas en una esquina del edificio para darle más importancia a ese espacio.

2.3.4. INFLUENCIA DE LOS EFECTOS P- Δ

El colapso de una estructura sometida a una excitación sísmica es consecuencia de la drástica reducción sucesiva de la capacidad de carga debido a la degradación de las propiedades de los materiales, como lo son la resistencia y la rigidez, así como la influencia de la acción de cargas gravitacionales actuando sobre la estructura deformada lateralmente. A medida que las cargas gravitacionales actúan sobre la estructura deformada, se generan momentos secundarios sobre los elementos. Este fenómeno se le conoce como “P- Δ ”.

Si una estructura se dimensiona de tal forma que las deformaciones en los elementos no superen el límite elástico, normalmente la reducción de la capacidad y rigidez es pequeña y por lo tanto la influencia de los efectos P- Δ no es significativa. Sin embargo, cuando la

estructura tiene un comportamiento inelástico se producen daños en los elementos e incluso puede alcanzar el colapso de todo el sistema.

Para que la estructura se mantenga en el intervalo elástico de comportamiento durante un evento sísmico es necesario que esta sea extremadamente resistente, lo cual se logra al incrementar la resistencia de los materiales y/o dimensiones de los elementos, inclusión elementos rigidizantes, entre otros. Sin embargo, esto se traduce a un incremento considerable el costo de la edificación por lo que económicamente es una solución inviable.

El diseño sismo resistente actual (basado en fuerzas) permite que las estructuras entren al intervalo de comportamiento inelástico en ciertas zonas específicas. Si el diseño estructural es deficiente, en combinación con los efectos $P-\Delta$, la rigidez post fluencia puede volverse negativa, sobre todo si la estructura es muy flexible. Esto ocasiona que los desplazamientos tienden a amplificarse en una dirección y que eventualmente se pueda alcanzar una condición de inestabilidad.

En edificaciones flexibles, los efectos $P-\Delta$ llegan a representar una de las principales fuentes de riesgo durante un sismo. En el caso de columnas cortas y estructuras de mediana altura, los efectos $P-\Delta$ serán pequeños. Sin embargo, en columnas esbeltas o estructuras de gran altura, los efectos se vuelven más significativos. En el diseño de estructuras de gran altura con irregularidad vertical, es muy importante examinar si los efectos $P-\Delta$ son significativos. (Subash, 2017)

En general, los efectos $P-\Delta$ se relacionan con los siguientes parámetros:

- amplitud de la carga axial P .
- rigidez/esbeltez de todo el sistema estructural.
- esbeltez de un elemento estructural.

Fundamentalmente, existen dos tipos distintos de efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$.

Los efectos $P-\Delta$ se producen por el efecto de las cargas vertical que actúa sobre la estructura desplazada lateralmente. Los momentos secundarios se incluyen en la estructura igual a la carga vertical total P multiplicada por el desplazamiento estructural Δ (Figura II-7). (Subash, 2017)

Los efectos $P-\delta$ se deben al efecto de la carga axial en un elemento individual deformado por flexión entre sus nodos extremos. Se inducen momentos adicionales entre los dos nudos del elemento proporcionales a la carga axial P multiplicada por la deflexión δ . Por lo general, $P-\delta$ solo se vuelve significativo en valores de desplazamiento grandes o en columnas muy esbeltas. (Subash, 2017)

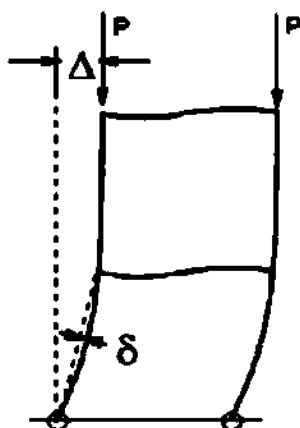


Figura II-7 Efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$. Obtenido de (Subash, 2017)

En el trabajo realizado por (PALANKAR) se estudia precisamente los efectos $P-\Delta$ en estructuras con pisos blandos. La estructura en cuestión corresponde a un edificio soportado por marcos de concreto reforzado de quince niveles. La ubicación del piso blando se varía considerando relaciones de posición relativa H/h (H : altura total del edificio, h : altura desde borde superior del edificio hasta el borde superior del piso blando) y se evalúan considerando e ignorando dichos efectos. Como resultado se obtuvo que cuando la relación de la posición relativa es 1.19, es decir que el piso blando se ubica en el segundo nivel, se obtienen el máximo aumento de las derivas de piso (bajo la consideración de los efectos $P-\Delta$) con un valor del 15.94% (Figura II-8).

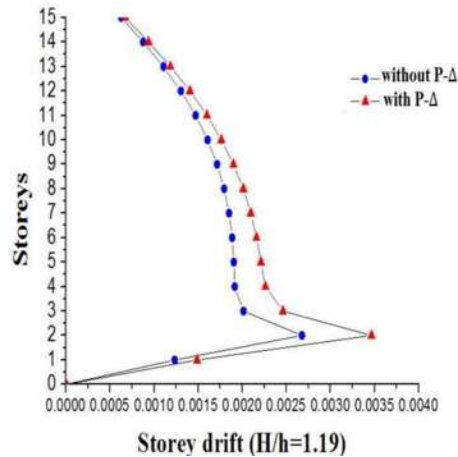


Figura II-8 Variación de la deriva de entrepiso con y sin los efectos P-Δ para la relación de posición relativa 1.19. Obtenido de (PALANKAR)

Estos resultados nos indican que cuando se consideran los efectos P-Δ en estructuras con la presencia de piso débil, los desplazamientos, derivas de entrepiso y momentos actuantes en columnas aumentan de forma considerable.

2.3.5. INFLUENCIA DEL SUELO

Durante la propagación de una señal sísmica, esta sufre modificaciones debido a la influencia de condiciones tanto geográficas como topográficas. Estas modificaciones consisten específicamente en modificaciones en su contenido de frecuencias, amplificaciones e incremento de la duración de la misma. A esto se le denomina efectos de sitio.

Las irregularidades del terreno que provoca estos efectos pueden ser tanto superficiales (como lo son las montañas o valles) como subsuperficiales (fallas o cuencas).

Un ejemplo de la amplificación de las ondas ocurre en los suelos con grandes depósitos de sedimento blando, donde predominan materiales como las arenas sueltas o las arcillas blandas. Estos materiales tienen una baja velocidad de sus partículas lo que ocasiona incremento de la velocidad de propagación de las ondas debido a que son inversamente proporcionales.

Existen dos mecanismos que producen la amplificación de las señales sísmicas: la amplificación geométrica y la dinámica. La amplificación geométrica se refiere a aquellos incrementos debido a la diferencia de resistencia entre dos medios de contacto. Por otro lado, la amplificación dinámica hace referencia a los incrementos de las propagaciones debido a

la diferencia que existe entre las frecuencias del sedimento y de las ondas sísmicas. A esto también se le conoce como efecto de resonancia. (Rodríguez Segurado, 2005)

Otro fenómeno que ocasiona un potencial daño a las estructuras es la licuefacción, lo cual ocurre en suelos arenosos con una alta saturación de agua. Gracias a la generación de esfuerzos de las ondas sísmicas, estos suelos pierden firmeza y comienzan a fluir que se traduce a desplazamientos o hundimientos.

La instrumentación sísmica ha mejorado considerablemente el entendimiento de la correlación entre la intensidad de un sismo y las condiciones geológicas y topográficas.

Las amplificaciones de las ondas producen impactos importantes en el comportamiento de las estructuras, particularmente en aquellas con la presencia de planta baja débil. En estas estructuras los efectos son muy notables, producto de la concentración de la deformación de toda la estructura en el primer nivel, donde las cargas verticales sobre las columnas son muy altas.

2.3.6. VULNERABILIDAD

Los eventos sísmicos son sin duda alguna uno de los fenómenos naturales más importantes que existen debido al alto impacto que tiene sobre la sociedad por las pérdidas humanas, económicas, patrimoniales y sociales que producen. A pesar de los avances en la ingeniería sísmica, en la medición, evaluación, análisis y diseño de las estructuras que se encuentran en los reglamentos de construcción en los últimos 70 años, las pérdidas humanas y económicas se han incrementado. Esto puede relacionarse directamente con el aumento de la población mundial. Como ejemplo, en (Kassem, 2020) se muestran los siguientes datos de algunos sismos importantes: en el sismo de Haití del 2010 el número de decesos se estimó de entre 46,000 y 316,000; un año después, el sismo de Tohoku, Japón provocó 20,475 muertos. Además de esto, las pérdidas económicas se estimaron en 140,000 millones. En (Calvi, 2006) se menciona que el sismo de Northridge en 1994 provocó una pérdida económica cercana a 14,000 millones de dólares.

Una gran cantidad de estructuras sísmicamente vulnerables son las que presentan planta baja débil y/o flexible. Si se disminuye el número de este tipo de estructuras irregulares, se tendría una disminución de pérdidas económicas y humanas esperadas.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura relaciona los daños esperados con la intensidad de los movimientos del terreno. El objetivo de una evaluación de vulnerabilidad es obtener la probabilidad de un nivel de daño esperado en un tipo de estructura, considerando un escenario sísmico. Los diversos métodos para la evaluación de la vulnerabilidad que se han propuesto en el pasado para su uso en la estimación de pérdidas se pueden dividir en dos categorías principales: empíricos o analíticos (Calvi, 2006).

Por su parte, un modelo de evaluación del riesgo sísmico no sólo se centra en las potenciales pérdidas económicas que producen los temblores, sino también en la mitigación de riesgos en las estructuras. Su uso podría incrementar las acciones de diseño en los códigos sísmicos, sin embargo, este incremento se justifica si se reducen las pérdidas esperadas.

Su implementación implica la compilación de bases de datos de la actividad sísmica, las condiciones del suelo, las ecuaciones de predicción del movimiento del suelo, la existencia de estructuras y sus características de vulnerabilidad (Calvi, 2006).

2.3.6.1. MÉTODOS EMPÍRICOS

Estos métodos, como su nombre lo dicen, se basan en la observación donde se recopila información de campo sobre los parámetros importantes de la estructura que podrían influir en su vulnerabilidad, como lo son la configuración en planta y en elevación, elementos estructurales y no estructurales, tipo y calidad de los materiales, entre otros. Estos métodos son una excelente opción para la evaluación preliminar de estructuras, por lo que es posible caracterizar de forma rápida los índices de vulnerabilidad de una gran cantidad de edificaciones y así priorizar aquellas que tienen o pueden tener mayores afectaciones durante un sismo. Sin embargo, la principal desventaja es que, debido a que depende esencialmente de la observación, la interpretación puede estar sesgada por el personal evaluador.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) ha desarrollado varias pautas para la evaluación de riesgos y el reacondicionamiento de edificios estructurales. Uno de estos es el FEMA 154, conocido como método de detección visual rápida. Este método es el primer paso en una evaluación antes de usar un procedimiento de evaluación detallado. Estas herramientas de evaluación son ampliamente utilizadas en diferentes países y aceptadas como una herramienta eficaz para la evaluación del riesgo.

2.3.6.2. *MÉTODOS ANALÍTICOS*

En estos métodos se realiza una caracterización de una estructura implementando características y propiedades con un alto nivel de detalle y sometiéndola a movimientos del suelo.

Su implementación se basa en la obtención de niveles de desempeño de una estructura bajo la simulación numérica por computadora durante un evento sísmico. Debido a que la filosofía actual de diseño permite el ingreso al intervalo inelástico, los análisis deben ser no lineales. Dentro de estos análisis los más conocidos son los análisis estáticos no lineales (Pushover) y los análisis dinámicos no lineales paso a paso en el tiempo. De forma resumida, la metodología consiste en la caracterización de la estructura cuando se somete a cargas y posibles movimientos del suelo, para posteriormente cuantificar la respuesta estructural teniendo en cuenta la variabilidad en el movimiento del suelo y la incertidumbre en la respuesta de la estructura.

En (Fredrick, 2015) se realiza una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura de cinco niveles con piso blando, utilizando análisis Pushover. Para establecer el primer piso blando, el autor aumentó al doble su altura, respecto a los niveles superiores para posteriormente comparar los resultados con una estructura regular (las alturas iguales en todos los niveles). Como resultado se obtuvo que, en la estructura regular, el daño se distribuye de una forma más uniforme en comparación con la estructura con primer piso blando (Figura II-9). Las fuerzas se concentran mayormente en el primer nivel debido a que hay una considerable reducción de la rigidez, provocando la formación de articulaciones plásticas en las columnas de este piso.

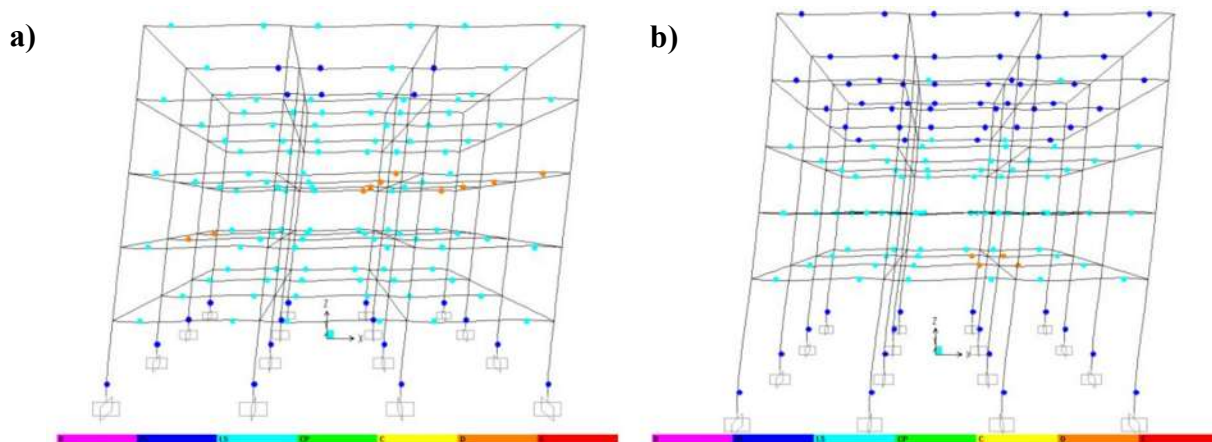


Figura II-9 Formación de articulaciones plásticas para a) estructura regular, b) estructura con primer piso blando. Obtenido de (Fredrick, 2015)

2.4. EVENTOS SÍSMICOS HISTÓRICOS

La humanidad se ha visto sometida a muchas catástrofes ocasionadas por sismos de gran magnitud. Las enormes pérdidas humanas y económicas han propiciado que los reglamentos sísmicos vayan cambiando constantemente con el objetivo de mitigar los riesgos.

Lamentablemente, aun con el desarrollo progresivo de la ingeniería estructural y sísmica, todavía se presentan muchos daños en las estructuras durante eventos sísmicos de magnitud importante. Diversos factores contribuyen, entre otros: malas estructuraciones, uso de materiales inadecuados, corrupción, aplicación inadecuada de los reglamentos, entre otros.

A continuación, se hará una breve descripción de algunos de los eventos sísmicos que más han influenciado el desarrollo de la ingeniería estructural.

2.4.1. SISMO DE MICHOACÁN DE OCAMPO, MÉXICO. 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

El jueves, 19 de septiembre de 1985, a las 7 horas 19 minutos, en la ciudad de México ocurrió un sismo de 8.1 grados de magnitud en escala de Richter, con una réplica al día siguiente de magnitud menor.

La máxima amplificación espectral en los suelos blandos de la ciudad de México se presentó para un periodo de 2.0 segundos y los edificios que colapsaron tenían entre 6 y 15 niveles. Se generó un fenómeno de resonancia del movimiento del suelo con las edificaciones que causó grandes daños.

Según los datos obtenidos por (Meli Piralla, 2019), cerca de un 8% de los edificios que sufrieron daño considerable tuvieron un piso débil, predominando el uso de edificios multifamiliares.

El sismo tuvo su mayor impacto en las zonas de Tlatelolco, Roma Sur y Norte y en la Taxqueña. En esta última está próxima la frontera entre la zona del lago y la de transición.

Los edificios localizados en esquina tienen frecuentemente fachadas hacia las calles cubiertas de cancelería, mientras que los muros en el interior eran de mampostería. La rigidez de los marcos de concreto sin tener muros ligados era bastante menor que la de los marcos con muros, generando una importante torsión que eventualmente produjo colapsos, como el que se muestra en la Figura II-10.



Figura II-10 Colapso de edificio con piso débil y de esquina durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Obtenido de (Colunga, 2004)

El edificio que se muestra en la Figura II-10 se ubicó a una distancia epicentral aproximada de 378 km, por lo que de principio se infiere que la componente vertical no fue un factor relevante (Figura II-11). Sin embargo, el tipo de suelo en la Ciudad de México es de tipo lacustre con altas concentraciones de arcilla comprensible, lo que provocó amplificaciones muy importantes del movimiento.

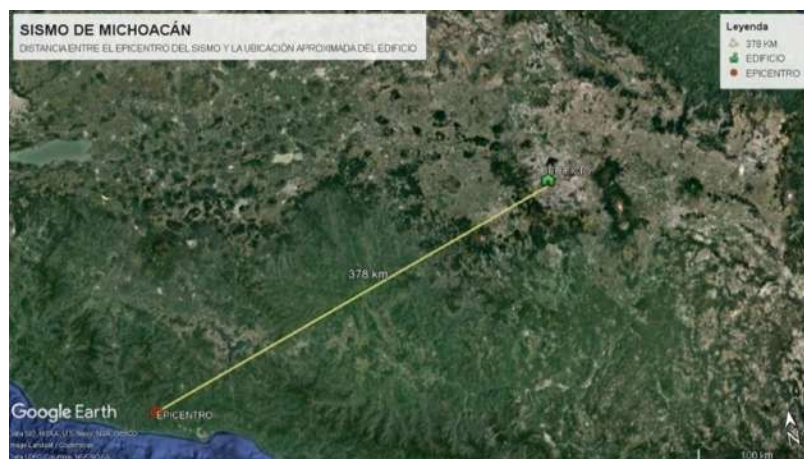


Figura II-11 Distancia entre el epicentro del sismo de Michoacán y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior. Obtenido de (Google Earth, s.f.)

2.4.2. SISMO DE LOMA PRIETA, CAL. 17 DE OCTUBRE DE 1989.

El 17 de octubre de 1989, alrededor de las 5:04 p.m., se suscitó un sismo con una magnitud de 7.1 en la escala de Richter, en Loma prieta, San Francisco. El sismo se sintió en un área de aproximadamente 1,000,000 km². El epicentro se localizó a 15 km hacia el noreste de Santa Cruz y a 95 km al sureste de San Francisco. Se originó a una profundidad de 18.4 km en las montañas al sur de Santa Cruz en un segmento de la falla de San Andrés.

El sismo fue registrado en más de 130 instrumentos operados por la USGS (*United States Geological Survey*) y la División de Minería y Geología de California. Esto hace que sea uno de los sismos mejor documentados de esa época. Debido a que ocurrió en una zona bastante poblada del país, ha sido uno de los sismos con mayores pérdidas económicas de la historia.

Los costos estimados en temas de daño físico a las estructuras, fue de alrededor de seis billones de dólares. Cerca de 4,000 personas resultaron heridas y hubo 62 decesos, mayormente causado por el colapso de la estructura de la autopista Cypress en Oakland.

Invariablemente, este sismo provocó el daño a muchas edificaciones y más a aquellas que presentaban alguna(s) irregularidad(es), donde se destaca el primer piso débil.



Figura II-12 Edificio con planta baja débil con severos daños debidos al sismo de Loma Prieta, Cal. en 1989. Obtenido de (Choshiro TAMURA, 1990)

El edificio mostrado en la figura II-12 se ubicó a una distancia epicentral de aproximadamente 97 km (Figura II-13). Existen varios factores relacionados con las aceleraciones verticales, como son los efectos de sitio y tipo de estructura, entre otros. Sin embargo, el más significativo es la distancia epicentral debido a que mientras más pequeña sea ésta sus efectos son mayores. Es común ver que las aceleraciones verticales son significativamente más grandes en periodos muy pequeños.

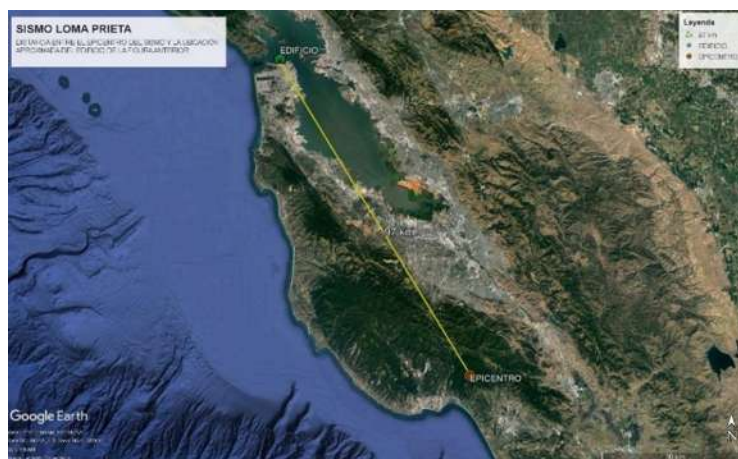


Figura II-13 Distancia entre el epicentro del sismo de Loma Prieta y la ubicación aproximada del edificio de la figura II-12. Obtenido de (Google Earth, s.f.)

2.4.3. SISMO DE NORTHRIDGE, CAL. 17 DE ENERO DE 1994

Durante las primeras horas de la mañana del 17 de enero de 1994, se suscitó un sismo que golpeó el área metropolitana de Los Ángeles, California. Se produjo bajo el valle de San

Fernando con una magnitud de momento $M_w=6.7$, a una profundidad focal de 19 km. Tiene como origen una falla normal con rumbo sur-suroeste. Tras el movimiento principal se produjeron una serie de réplicas de gran intensidad, ocurriendo ocho con $M_w>5.0$ y 48 réplicas de $4<M_w<5$ entre el 17 de enero y el 30 de septiembre de 1994.

El sismo cobró la vida de 60 personas, más de 9000 heridos y los daños se estimaron en alrededor de \$20,000 millones de dólares. Las características del movimiento del terreno se obtuvieron con base en los registros sísmicos de distintas estaciones en áreas cercanas bajo la administración de CSMIP (*California Strong Motion Instrumentation Program*), LADWP (Los Angeles Department of Water and Power), entre otros. Fue precisamente en las estaciones ubicadas en CSMIP y LADWP donde se obtuvieron las aceleraciones máximas. En CSMIP se registraron aceleraciones máximas del terreno de 0.89g y 0.61g de la componente horizontal y vertical, respectivamente; en los registros de LADWP las aceleraciones máximas fueron de 0.84g y 0.85g de la componente horizontal y vertical, respectivamente.

Los daños ocasionados a las edificaciones se debieron a bastantes factores, entre los que destacaron las configuraciones estructurales sismo resistentes indebidas, como la planta baja débil (Figura II-14). Asimismo, edificios de concreto reforzado construidos con reglamentos antiguos sufrieron fallas en las columnas debido a fuerzas cortantes bastante elevadas.



Figura II-14 Pequeño edificio de vivienda que falló debido al piso débil durante el sismo de Northridge. Obtenido de (Páez, 2017)

La distancia desde el epicentro a la ubicación del edificio mostrado en la imagen anterior fue de tan solo 11.10 km aproximadamente, por lo que las aceleraciones de la componente vertical muy probablemente tuvieron influencia en el colapso de la edificación (Figura II-15).



Figura II-15 Distancia entre el epicentro del sismo de Northridge y la ubicación aproximada del edificio de la figura II-15. Obtenido de (Google Earth, s.f.)

2.4.4. SISMO DE ADANA–CEYHAN, TURQUÍA. 27 DE JUNIO DE 1998

El sábado, 27 de junio de 1998 a las 4:56 pm hora local, las ciudades de Adana y Ceyhan fueron sorprendidas por un sismo con epicentro a aproximadamente 25 km al sureste de Adana. Según los datos de (Adalier, 2001), La magnitud en la escala de Richter fue de $M_L=5.9$, en magnitud de onda superficial $M_s=6.3$ y magnitud de momento $M_o=3.3 \times 10^{18}$ Nm. Fue tal la intensidad que se sintió en lugares como Chipre, Siria, Jordania e Israel.

El mayor daño se produjo en un radio de 40 km del epicentro. El sismo dejó un saldo de 145 decesos, más de 1500 heridos y daños en aproximadamente 30,000 edificios. De esta cantidad, unos 10,000 se derrumbaron, otros 9,000 sufrieron daños graves-moderados y 20,000 tuvieron daños leves. Las pérdidas fueron alrededor de mil millones de dólares. Ceyhan y los pueblos circundantes tuvieron la mayor cantidad de daños estructurales y pérdidas humanas.

Los daños no solo se atribuyeron a la magnitud del sismo, sino a otros factores geotécnicos como la amplificación de sitio y la licuefacción.

Las edificaciones que presentaron mayor daño, incluso colapso, se debieron principalmente a errores de diseño y a sistemas estructurales deficientes. Dentro de estas, las patologías más significativas observadas por (Adalier, 2001) fueron: la mala estructuración, vigas con rigidez mayor que las columnas que ocasionaron articulaciones plásticas en las columnas, contribuyendo al colapso; refuerzo transversal insuficiente y, por último, la falta de continuidad y regularidad, donde predominó la planta baja débil. Muchas fallas se debieron a esta irregularidad vertical, ya que en Turquía es común construir estructuras de varios niveles donde la planta baja tiene aberturas para estacionamiento o comercios. El colapso casi vertical de las estructuras que no presentaron desplazamientos laterales significantes fue un indicador claro de la presencia de una planta baja débil.

La Figura II-16 muestra como un edificio de departamentos de seis niveles con planta baja débil (posiblemente para uso de estacionamiento) colapsó de forma prácticamente vertical.



Figura II-16 Colapso de edificio de departamentos con planta baja débil en la ciudad de Ceyhan, Turquía por el sismo de 1998. Obtenido de (Adalier, 2001)

Las aceleraciones de la componente vertical seguramente influyeron en el comportamiento de colapso del edificio, ya que la distancia epicentral fue de aproximadamente 31 km (Figura II-17).

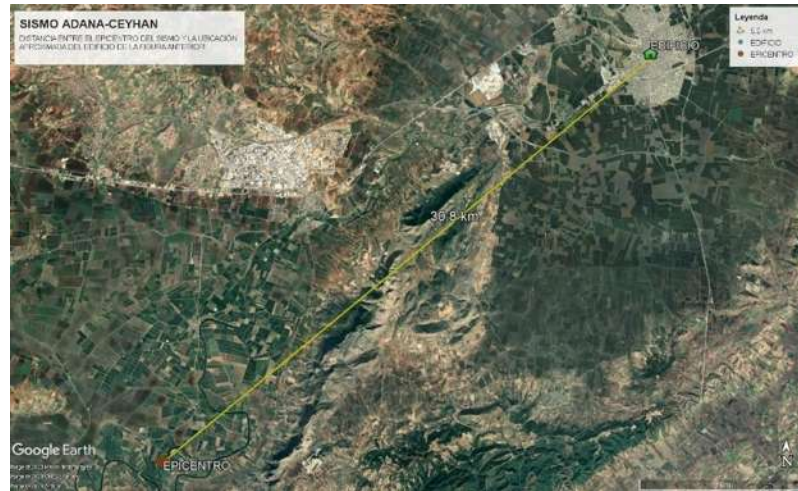


Figura II-17 Distancia entre el epicentro del sismo de Adana-Ceyhan y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior. Obtenido de (Google Earth, s.f.)

2.4.5. SISMO DE L' AQUILA, ITALIA. 06 DE ABRIL DE 2009

El día lunes, 6 de abril de 2009, un sismo de magnitud 6.3 golpeó la región de Abruzzo con un epicentro a 6 km de la ciudad de L'Aquila. El sismo se generó debido a una falla normal, siendo el tercero más grande registrado por instrumentos de movimiento del suelo en la zona desde 1972. El sismo principal fue registrado por 55 estaciones de la Red Nacional de Acelerometría (*Rete Accelerometrica Nazionale*, RAN), las cuales se ubicaron en un intervalo de distancia del epicentro de entre 4.8 y 278 km. La aceleración máxima del terreno registrada fue de 613.8 cm/s^2 en la componente Este-Oeste de la estación AQV.

En la Figura II-18 se muestra los espectros de respuesta elásticos de las cuatro estaciones más cercanas al epicentro, de las componentes horizontales (E-W y N-S) y de las componentes verticales (Z). En estas figuras se observa que las aceleraciones espectrales más grandes de las componentes horizontales se ubican en la zona de periodos cortos ($<0.5 \text{ s}$). Asimismo, las componentes verticales muestran valores de aceleración espectral bastante grandes, en una zona todavía menor de periodos (alta frecuencia).

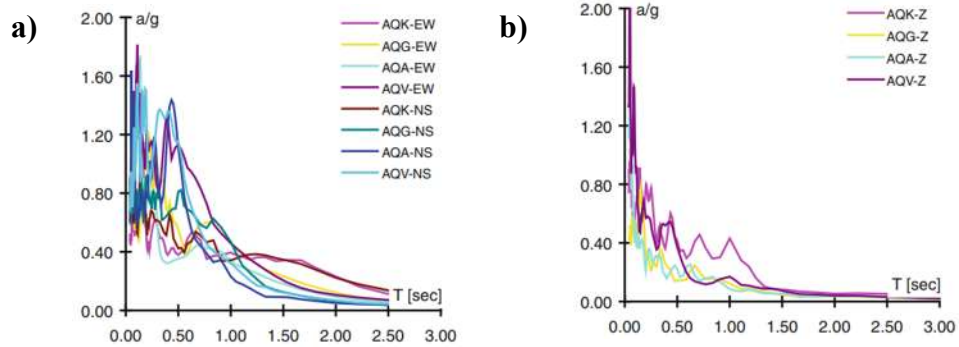


Figura II-18 Espectros de respuesta elásticos de las estaciones sísmicas más cercanas al epicentro del sismo de L'Aquila. a) componentes horizontales; b) componente vertical. Obtenido de (Ricci, 2011)

Los valores registrados superan el valor esperado para un periodo de retorno de 475 años del código antiguo italiano así como de la versión más reciente, publicada aproximadamente un año antes del sismo.

Algunos fallas estructurales se debieron a irregularidades en planta y elevación, como se observa en la Figura II-19. El edificio tiene irregularidad en elevación debido a la presencia de entradas libres en la planta baja para uso de estacionamiento, por lo que el edificio mostró un mecanismo de piso blando.



Figura II-19 Colapso de edificio debido a la presencia de primer piso blando debido al sismo de L'Aquila. Obtenido de (Ricci, 2011)

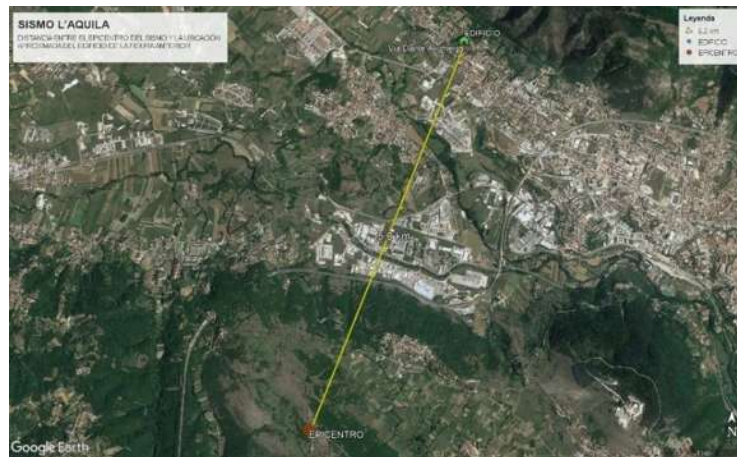


Figura II-20 Distancia entre el epicentro del sismo de L'Aquila y la ubicación aproximada del edificio de la figura II-19. Obtenido de (Google Earth, s.f.)

Este edificio mostrado, al estar a una distancia epicentral aproximada de 5 km, las aceleraciones verticales seguramente influyeron en su colapso (Figura II-20). Además, siendo un edificio de pequeña altura, tiene un periodo corto de vibración, que podría estar cercano a la máxima amplificación de la componente vertical de los eventos cercanos que tuvieron aceleraciones espectrales con un pico máximo de 2g.

2.4.6. SISMO DE MORELOS-PUEBLA. 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

El día 19 de septiembre de 2017, alrededor de las 13:14 (hora del centro) un sismo con una magnitud de momento $M_w=7.1$ se suscitó entre los estados de Morelos y Puebla, específicamente a 12 km al sureste la localidad de Axichiapan, Morelos. Este evento tuvo como origen el mecanismo de falla normal en la placa subducida de Cocos. Fue sentido en los estados de Morelos, Puebla, Guerrero, Michoacán, Oaxaca, Estado de México y la Ciudad de México; los daños más significativos se presentaron en los estados de Morelos, Puebla y la Ciudad de México. La distancia epicentral del sismo con la capital del país fue de aproximadamente 120 km. De forma extraordinaria, este sismo ocurrió el mismo día que el de 1985, aunque cabe aclarar que sus características independientes no presentan relación alguna por ser fenómenos aleatorios impredecibles al día de hoy.

Factores como la cercanía del epicentro con zonas altamente pobladas, los efectos de sitio y tipo de ruptura, fueron fundamentales para las características aceleraciones de diversos sitios. En especial, los daños en la Ciudad de México, donde los edificios que sufrieron mayores afectaciones fueron de pequeña a mediana altura (entre 4 y 8 niveles).

Más de 1000 edificaciones sufrieron daños y se tiene un registro de 44 que presentaron colapso. La mayoría de estos edificios tenían como uso de departamentos. Una de las tipologías más recurrentes que mostraron daños considerables e incluso el colapso fueron aquellos con planta baja débil. El común denominador de estos edificios era que tenían un estacionamiento en la planta baja y en los niveles superiores departamentos (Figura II-21). Las zonas de la Ciudad de México donde se concentraron la mayor cantidad de daños fueron en los suelos blandos y de transición (tipo III y II, respectivamente).

De las edificaciones dañadas, cerca del 90% fueron construidas con los reglamentos existentes antes de 1985. Además, más del 50% de los edificios colapsados tenían como característica el primer piso débil.

El sismo fue registrado por un total de 65 estaciones en la Ciudad de México, donde las aceleraciones máximas del suelo oscilaron entre 0.05 y 0.19g.



Figura II-21 Edificio residencial con primer piso débil ubicado en Balsas 18, Miravalle. (a) antes del 19 de septiembre de 2017; (b) después del 19 de septiembre de 2017. Obtenido de (Galvis, 2017)

El edificio que se muestra en la Figura II-21 se ubicó a una distancia de 115 km aproximadamente, lo que inicialmente conduce a pensar que la componente vertical no fue uno de los motivos de su colapso (Figura II-22). Sin embargo, la edificación se encontraba en un suelo lacustre con altas concentraciones de arcilla comprensible, lo que provoca amplificaciones de intensidades de onda. Gracias a los registros obtenidos de las diferentes

estaciones, será interesante analizar si los mecanismos de colapso fueron influenciados por la componente vertical.

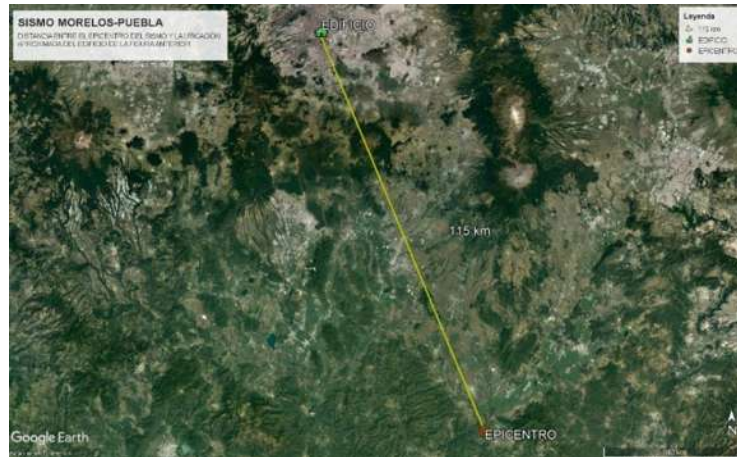


Figura II-22 Distancia entre el epicentro del sismo de Morelos-Puebla y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior. Obtenido de (Google Earth, s.f.)

2.5. COMPONENTE VERTICAL

Durante la ocurrencia de un sismo, los movimientos del suelo se dispersan en todas las direcciones y presentan intensidades diversas y aleatorias debido a la propagación de ondas a través del terreno, cuyas propiedades mecánicas varían en su trayecto. Estas ondas generan desplazamientos horizontales, verticales y también angulares; estos últimos no son registrados por los acelerógrafos.

En el análisis sísmico común, se suelen considerar únicamente las componentes horizontales del movimiento. No se considera la componente vertical ya que normalmente se asume que contribuye poco a la respuesta sísmica de la edificación y además el análisis es más sencillo de ejecutar.

A pesar de que actualmente la evaluación sísmica y los modelos numéricos de estructuras son cada vez más refinados, existen diferencias en cuanto a la respuesta sísmica esperada. Además de otros factores, las aceleraciones verticales pueden ser responsables de estas diferencias, particularmente en ciertos tipos de estructuras. Adicionalmente, en los sitios cercanos a los epicentros de los temblores, las aceleraciones verticales son considerables e incluso mayores que sus respectivas aceleraciones horizontales.

En edificaciones con planta baja flexible, la deformación lateral de la planta baja hace que resulte importante analizar con modelos no lineales la contribución de la componente vertical. Esto podría ayudar a ampliar el conocimiento respecto al mecanismo de colapso de este tipo de estructuras.

2.5.1. MOVIMIENTOS DEL SUELO

Históricamente, gran parte de los trabajos realizados relacionados con la componente vertical tienen que ver con la obtención de cocientes de la componente vertical entre la horizontal para distintos factores como lo son la aceleración, desplazamiento, velocidad máxima del terreno, entre otros. Algunos trabajos consideran relevante la inclusión de variables como la magnitud, distancia epicentral, periodos y otros lo ignoran.

En la siguiente tabla, se muestra de forma resumida algunos trabajos donde el objetivo era la obtención de los cocientes V/H que se describieron en el párrafo anterior.

Tabla II-2 Cocientes de aceleración vertical a horizontal propuestos por diversos autores. Obtenido de (Perea, 2005)

REFERENCIA	CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS	V/H
Newmark et al., 1973	33 registros de EE.UU.	2/3
Kawashima et al., 1985	Registros del Japón	1/5
Ambrasays y Simpson, 1995	104 registros mundiales, $R < 15\text{km}$, $M > 6$, $A_v > 0.1g$	1.75
Boomer y Martínez, 1996	130 registros, $A_v > 0.2g$	1
Mohammadioun, 1996	Suelos aluviales cercanos a la falla	0.75

En el trabajo realizado por (Jara Díaz, 2022) se describe cómo es el comportamiento de la componente vertical y horizontal para terreno blando y rocoso a partir de un conjunto de cien registros sísmicos seleccionados. En la Figura II-23 se muestran dos gráficas: la primera presenta el periodo contra el cociente de la pseudoaceleración espectral entre la aceleración máxima del terreno para el terreno blando y la segunda para el terreno rocoso. En terreno blando, los valores máximos del cociente para la componente vertical se ubican en periodos

pequeños (aprox. 0.2 seg.) mientras que para la horizontal en periodos más grandes (aprox. 0.5 seg.). Asimismo, los valores del cociente para ambas componentes en el terreno blando sufren ampliificaciones en comparación con el terreno rocoso.

Estos resultados nos dan una idea de que el tomar un valor $V/H=2/3$ no es correcto en algunos casos de eventos sísmicos.

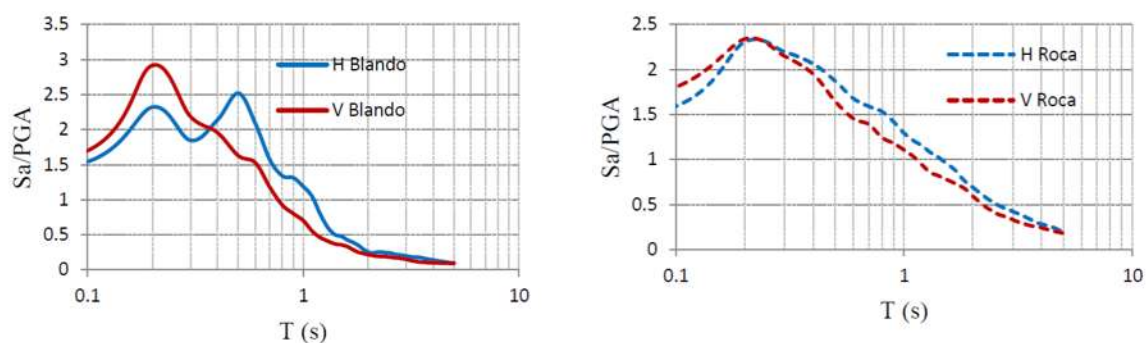


Figura II-23 Variación entre el cociente de la aceleración espectral y la aceleración máxima del terreno Sa/PGA , en función del periodo. Obtenido de (Jara Díaz, 2022)

2.5.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

La importancia de la componente vertical en el comportamiento de las estructuras se comenzó a dar después de mediados del siglo XX. Los estudios han ido avanzando constantemente, pero históricamente han consistido prácticamente en observar cómo es la respuesta tanto elástica como inelástica de forma dinámica, para diferentes estructuras las cuales se someten a las aceleraciones de la componente vertical en combinación con las aceleraciones horizontales y las acciones de las cargas gravitacionales. Algunos autores efectúan estos análisis con modelos que representan sistemas de un grado de libertad (S1GL) y otros más lo hacen con sistemas de varios grados de libertad (SVGL).

En general, la mayoría de los estudios analíticos dirigidos a estudiar la influencia estructural bajo la acción del componente sísmico vertical se han enfocado al estudio del comportamiento de edificios de acero, edificios de concreto reforzado y otros estudios al comportamiento de vigas de puentes.

Es importante mencionar que han sido pocos los estudios dedicados a estudiar el comportamiento de las estructuras bajo la influencia de la componente sísmica vertical donde

se relacionen directamente con un trabajo de forma experimental o con observaciones de campo.

Dentro de los diversos estudios, algunos autores afirman que la componente vertical no es significativa para su análisis, mientras otros han mostrado que puede influir negativamente en el comportamiento estructural.

La siguiente tabla muestra un resumen de estudios analíticos dirigidos para estudiar la influencia estructural bajo la acción del componente vertical de los movimientos del terreno; se enfatiza en esta tabla el porcentaje del amortiguamiento crítico considerado en la dirección vertical de los análisis dinámicos. (Perea, 2005)

Tabla II-3 Resumen de trabajos analíticos dirigidos a estudiar la influencia estructural bajo la acción de la componente vertical. Obtenido de (Perea, 2005)

REFERENCIA	BASES O MODELOS	ξ	COMENTARIOS
Jennings y Husid (1968) *	Sistemas de un grado de libertad	2%	Los resultados no muestran una influencia significativa del componente sísmico vertical.
Iyengar y Shinozuka (1972) *	Voladizos verticales	1%	En voladizos, se alteran considerablemente las deflexiones laterales en el extremo libre, y las fuerzas cortantes y momentos flectores en el extremo restringido.
Anderson y Bertero (1973)	Marco de una sola bahía sin refuerzos de 10 pisos		Incremento en las demandas de ductilidad local de las vigas de los pisos superiores, de las columnas de los pisos inferiores, y de las columnas de pisos superiores.
Cheng y Oster (1974)	Sistemas de varios grados de libertad		Incremento de desplazamientos laterales en estructuras con frecuencia fundamental baja o cercana a la mitad de la frecuencia vertical asociada con la máxima amplitud del espectro de Fourier.
Rosenblueth (1975)			Los análisis realizados mostraron la aparición de aceleraciones verticales en los pisos de edificios altos, las cuales son funciones moderadamente crecientes de la altura. Son máximas las aceleraciones en edificios de altura intermedia y resultan poco mayores en estructuras de concreto que en metálicas.
Iyengar y Saha (1977) *		1%	Altera las deflexiones laterales y las envolventes de momentos y cortantes máximos en voladizos, con aumentos en unos casos y reducciones en otros.

Goel (1977)	Sistemas de varios grados de libertad (edificio de acero)			Incremento considerable de las demandas de ductilidad para columnas y en menor grado para vigas y contravientos; los desplazamientos laterales permanecen relativamente inalterados.
Tani y Soda (1977) *	Sistemas de un grado de libertad	10%		El efecto P-Δ es despreciable.
López y Chopra (1978)	Sistemas de un grado de libertad			Incremento de las demandas de ductilidad locales de la estructura; los desplazamientos laterales no son afectados significativamente.
Tani y Soda (1980)	Edificios de concreto reforzado			Incrementos en carga axial en columnas hasta del 50%; los desplazamientos laterales máximos, cortantes en columnas, y otras respuestas, aumentaron o disminuyeron en alrededor del 20%.
Kikuchi y Yoshimura (1984)	Edificios de concreto reforzado	5%		Amplificación importante de las fuerzas axiales en las columnas interiores de los pisos inferiores.
Sovero (1986)	Edificios de concreto reforzado	5%		Los valores del factor de reducción por ductilidad vertical pueden oscilar entre 1 y 2.
Papaleontiou y Roeset (1993)	Edificios de acero			Para marcos de acero de 4, 10, 16 y 20 niveles, los incrementos en carga axial en columnas de entrepisos superiores son del 72, 85, 76 y 64%; para columnas del primer entrepiso son del 56, 52, 24 y 21%.
Papazoglou y Elnashai (1996)	Vigas de puentes			La capacidad a momento y ductilidad en columnas de concreto reforzado se reduce debido a fluctuaciones en la carga axial.
Yamanouchi y Hasegawa (1996)	Edificios de acero			Existe influencia en las respuestas locales, pero ninguna en las respuestas globales de edificios.
Esteva (1996)	Edificios de concreto reforzado			No influye significativamente en la respuesta global, sólo en la respuesta local de los miembros sometidos principalmente a flexión.
Elnashai (1997)	Observaciones de campo	2%		La aportación del componente vertical en columnas es del orden de 25% al 40% del total de la fuerza axial.
Reyes-Salazar y Haldar (2000)	Edificios de acero			Los incrementos de momentos en columnas son despreciables, no así con la carga axial, la cual se incrementa considerablemente.

Kehoe y Attalla (2000)	Edificio de concreto reforzado y edificio de acero con losas de concreto reforzado	Las fuerzas inducidas en los elementos estructurales son mucho menores que las correspondientes a los efectos de la carga de gravedad, excepto en estructuras de concreto de gran claro.
Alaghebandian, Otani y Shiohara (2000)	Edificios de concreto reforzado	Los desplazamientos y cortantes laterales de piso son ligeramente afectados por el componente vertical del movimiento, pero se tienen fuertes variaciones en la carga axial en columnas.

En (Elnashai, 2019) se describen algunos daños sísmicos de estructuras donde la componente vertical es un factor determinante. En la Figura II-24, la imagen de la izquierda es un edificio de estacionamiento del CSUN donde los marcos interiores colapsaron durante el sismo del 17 de enero de 1994 en Northridge. En la imagen de la derecha se observa como una columna de acero sufrió una fractura prácticamente horizontal debido a la amplificación de fuerzas axiales durante el sismo de Hyogo-ken Nanbu (Japón) del 17 de enero de 1995.

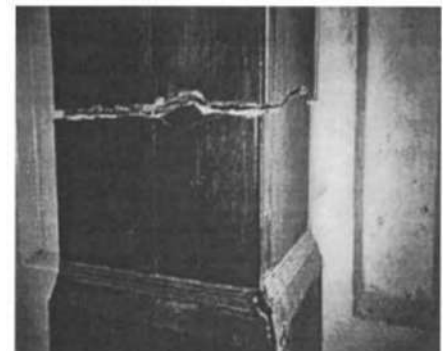
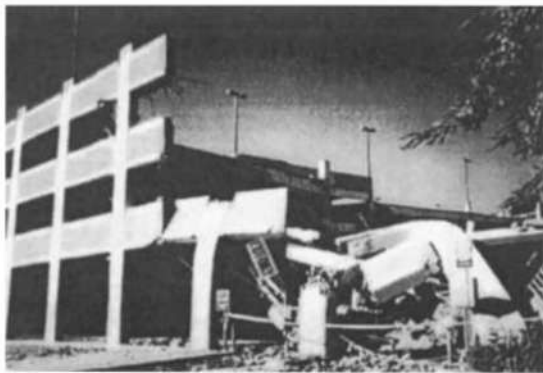


Figura II-24 Daños provocados por la componente vertical a estructuras en eventos sísmicos. Obtenido de (Elnashai, 2019)

2.5.3. RELACIÓN CON LOS EFECTOS P- Δ

La componente sísmica vertical tiene marcada influencia sobre la demanda de fuerza axial que experimentan las columnas interiores de los edificios, incrementando sus amplitudes y la cantidad de ciclos de carga, que guardan fuertes similitudes con el registro sísmico vertical. Este fenómeno no sucede en las columnas externas. Sus efectos dependen de la cercanía del evento, de la magnitud, de la amplitud de aceleraciones del evento sísmico

y de la relación V/H . Evidentemente, esto puede llegar a alterar el período de vibrar vertical y modificar las características de diseño de la sección, resultando en una mayor demanda que puede provocar la falla por fatiga en las columnas. (Vilera, 2008)

Como la componente vertical genera mayor demanda de fuerza axial a las columnas interiores y los efectos $P-\Delta$ generan incremento en los momentos de la columnas y, por ende, mayores desplazamientos laterales, aquellas estructuras con algún tipo de irregularidad vertical (como lo es el piso débil) y se encuentren situadas en sitios próximos a fuentes sísmicas importantes, pueden verse sometidas a grandes demandas.

Para dar una idea de esto, en (Vilera, 2008) se evalúa cómo influye la componente vertical sísmica en la respuesta dinámica de un edificio regulares de acero de tres, nueve y 18 niveles para distintos registros sísmicos. Uno de los resultados más interesantes es el que se muestra en la Figura II-25, donde el factor de amplificación de la fuerza axial para las columnas internas del edificio de nueve niveles se ve incrementado a medida que la distancia epicentral se reduce, sin embargo, también depende de las amplitudes de aceleraciones de cada registro. Esto se demuestra al observar que los cocientes V/H del sismo de Loma Prieta y de CapeMendocino son casi iguales.

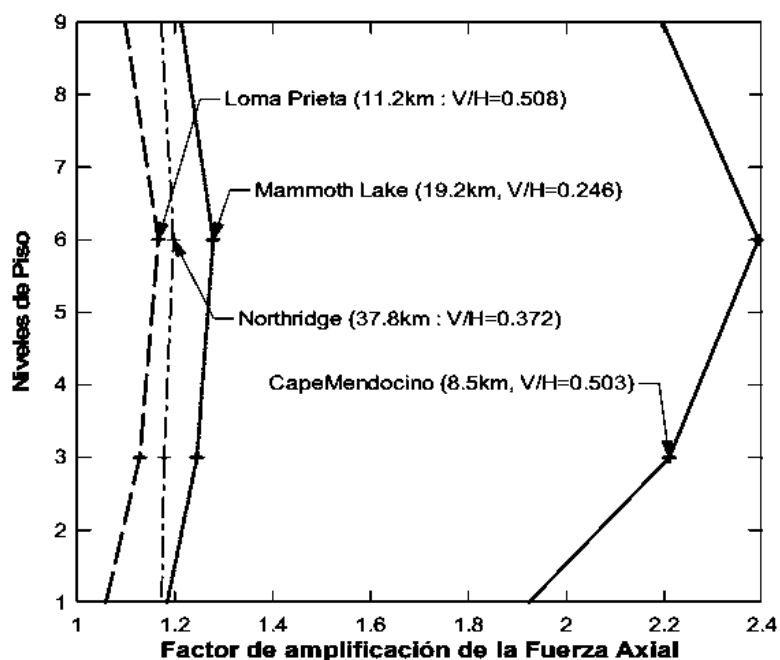


Figura II-25 Amplificación de la fuerza axial, en columnas internas del edificio de nueve niveles. Obtenido de (Vilera, 2008)

2.5.4. CORRELACIÓN ENTRE COMPONENTES

Como ya se ha mencionado, una gran cantidad de trabajos enfocados en la componente vertical, son relacionados con la horizontal para crear relaciones V/H. Normalmente las normativas que consideran los efectos de esta componente lo hacen con una relación $V/H=2/3$ obtenido del estudio de Newmark en 1973. Sin embargo, este valor puede estar subestimando a la componente vertical en ciertos sismos, principalmente aquellos con distancias epicentrales pequeñas.

El terremoto de Northridge en California (1994), produjo relaciones de V/H tan altas como 1.79, y el terremoto de Hyogo-Ken Nanbu en Japón (1995), también registró relaciones de V/H elevadas que alcanzaron a 1.63. (Vilera, 2008)

En la Figura II-26 se observa que a medida que la distancia epicentral es menor y que la magnitud del sismo es mayor, existe un incremento de la relación V/H, caso contrario cuando la distancia epicentral va aumentando. A partir de los 30 km de distancia, los valores de V/H decrecen bastante hasta estar incluso por debajo de los $2/3$.

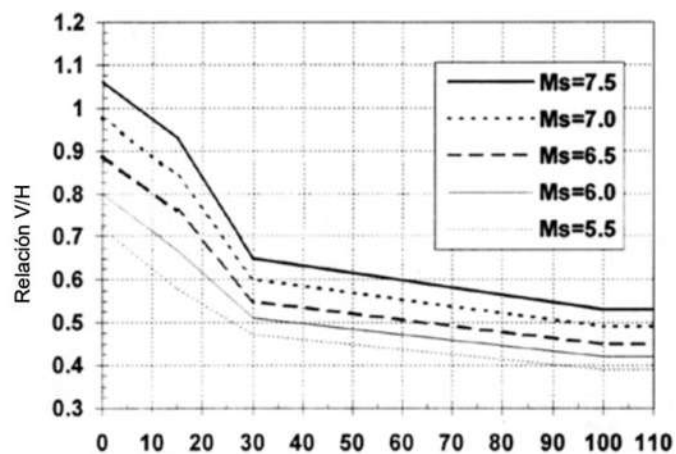


Figura II-26 Relación V/H respecto a la distancia epicentral. Obtenido de (Vilera, 2008)

Otros resultados muestran que la relación espectral V/H es fuertemente dependiente del período y la distancia epicentral. A altas frecuencia, la relación espectral V/H excede significativamente el valor de relación $V/H=2/3$ para distancias epicentrales inferiores a 40 km. A distancias más cercanas a la fuente de origen del sismo, más alto es el valor de excedencia. Para períodos grandes, la relación V/H demuestra ser más bajo, tal como muestra la Figura II-27. (Vilera, 2008)

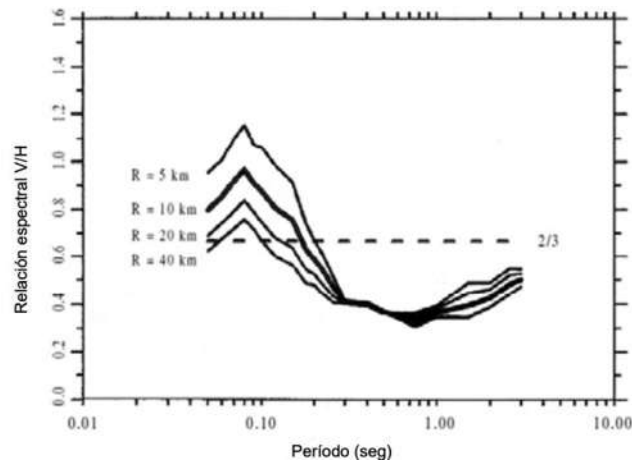


Figura II-27 Relación espectral V/H respecto al período para Northridge. Obtenido de (Vilera, 2008)

2.6. CONSIDERACIONES EN REGLAMENTOS, NORMATIVAS Y MANUALES

Los reglamentos o normativas correspondientes al diseño estructural tienen metodologías con el objetivo de preservar la seguridad y el confort de las edificaciones, con base a criterios bien definidos. Estas metodologías se sustentan con una gran cantidad de información recabada de forma experimental y analítica a lo largo del tiempo. Hoy en día existe un gran número de reglamentos en todo el mundo para los requisitos de seguridad y servicio de las edificaciones. A continuación, se comenta el contenido de algunos reglamentos tanto nacionales como internacionales que incluyen las consideraciones acerca de la planta baja débil.

2.6.1. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, DISEÑO POR SISMO (CFE-2015).

En la sección 3.3.2, *Condiciones de regularidad*, se enlista un total de once condiciones de regularidad. Una edificación se considera regular si cumple con todas, irregular si no cumple con una o hasta tres condiciones y fuertemente irregular si cumple con las cuatro condiciones que se menciona en el punto 3.3.2.3 *Estructuras fuertemente irregulares*.

Dentro de las condiciones de regularidad, aquella que describe la planta baja débil es la número diez, la cual establece lo siguiente:

“La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.”
(MOC-DS, 2015)

Si la estructura no es regular, el manual menciona que es necesario reducir las fuerzas sísmicas por ductilidad, es decir que el factor de reducción por ductilidad (Q') debe multiplicarse por el factor de corrección por irregularidad (α) que se indica en la tabla 3.2 (Figura II-28).

FACTOR CORRECTIVO α	TIPO DE IRREGULARIDAD
0.9	Cuando no se cumpla una condición de regularidad enumeradas del 1 al 9 del inciso 3.3.2.1
0.8	Cuando no se cumplan dos o más condiciones de regularidad, o no se cumpla con la condición 10 o 11 de regularidad del inciso 3.3.2.1
0.7	Estructuras fuertemente irregulares

Figura II-28 Factor correctivo por irregularidad α . Obtenido de (MOC-DS, 2015)

2.6.2. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO, DISEÑO POR SISMO 2023

En la sección 2.2 *Irregularidad estructural*, se estipula la penalización de diseño y distorsiones límite para las estructuras que sean clasificadas como irregulares según sea lo indicado en las secciones 5.4 (Correcciones para estructuras irregulares), 5.5 (Correcciones para estructuras fuertemente irregulares por torsión), 5.6 (Correcciones para estructuras fuertemente irregulares en elevación), 5.7 (Corrección por concentraciones de sismo resistencia) y 5.8 (Otras irregularidades). La clasificación de la estructura se realiza de la siguiente manera:

- 1) **“Regular**, cuando no cae en ninguno de los casos bajo consideración en 5.4, 5.5, 5.6 y 5.8
- 2) **Irregular**, cuando caiga en cualquiera de los casos indicados en 5.4 y 5.8
- 3) **Fuertemente irregular**, cuando caiga en cualquiera de los casos indicados en 5.5 y 5.6.” (NTC CDMX-Sismo, 2023)

En el capítulo 5 *ESTRUCTURAS IRREGULARES*, se define las irregularidades que presentan las estructuras con sus respectivas modificaciones. Las secciones aplicables a este trabajo son las siguientes:

Sección 5.3.2 *Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral*. Un estructura tiene esta irregularidad cuando “la rigidez lateral de un entrepiso es 15 por ciento menor que la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien 30 por ciento mayor que la rigidez del entrepiso inmediatamente superior” (NTC CDMX-Sismo, 2023). Un ejemplo esquemático se muestra en la Figura II-29.

Como comentario, la norma menciona lo siguiente:

“Una reducción brusca en la rigidez lateral de una estructura causa fuertes concentraciones de distorsiones de entrepiso en el nivel donde se produce la reducción de rigidez. Es aún más grave cuando la reducción de rigidez lateral se produce en niveles inferiores o en niveles intermedios que cuando la reducción de rigidez lateral ocurre en pisos superiores. Es por esto que la nueva edición de esta Norma se especifica un porcentaje menor cuando la reducción de rigidez lateral es hacia abajo que cuando es hacia arriba.” (NTC CDMX-Sismo, 2023)

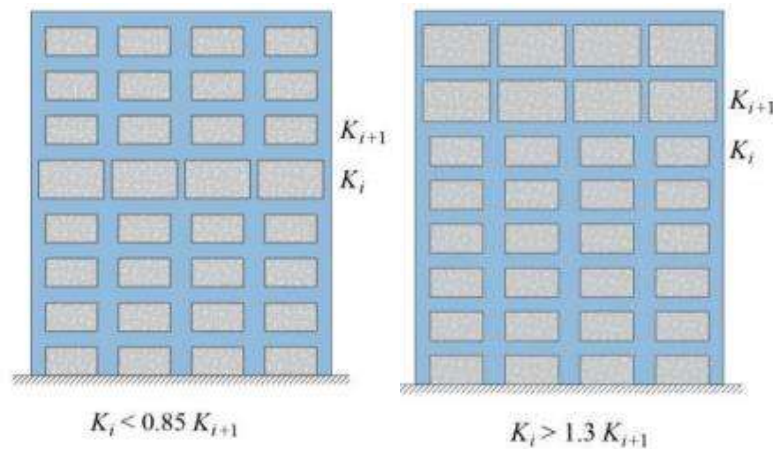


Figura II-29 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral. Obtenido de (NTC CDMX-Sismo, 2023)

Sección 5.3.3 *Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral*. Esta irregularidad se presenta cuando “la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 50 por ciento de la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien menor que 50 por

ciento del promedio de rigideces laterales de los niveles inmediatamente inferior y superior a un entrepiso” (NTC CDMX-Sismo, 2023). Lo citado anteriormente se muestra en la Figura II-30.

Los comentarios de esta irregularidad se indican a continuación:

“Uno de los tipos de irregularidad más grave que puede ocurrir en una estructura es cuando existe una reducción brusca de más del 50 por ciento de la rigidez lateral respecto a entrepisos superiores o respecto a entrepisos inferiores. Cuando se produce una reducción de rigidez lateral de este tipo en sismos severos se concentran las distorsiones de entrepiso en dicho nivel en el que se pueden producir daños estructurales graves. Esta situación es la que se conoce como entrepiso blando/débil que ha resultado no sólo en daños estructurales muy graves sino también el derrumbe de miles de estructuras. El/la Proyectista debe hacer todo lo posible por evitar este tipo de irregularidad. En esta edición, el comité redactor de la Norma modificó esta sección para abarcar no sólo el caso del entrepiso débil/flexible en planta baja sino también en pisos intermedios.” (NTC CDMX-Sismo, 2023)

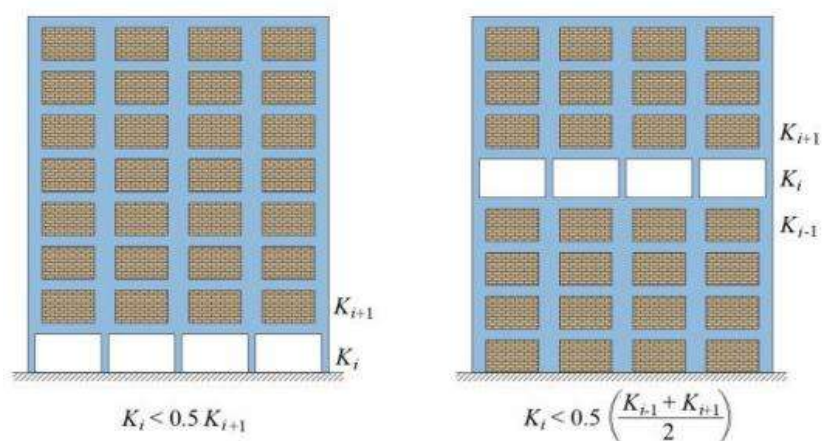


Figura II-30 Ejemplos de fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral. Obtenido de (NTC CDMX-Sismo, 2023)

En caso de que la estructura sea catalogada con una fuerte irregularidad en elevación, la norma presenta, en la sección 5.6, criterios para su corrección que se resumen en la Tabla II-3:

Tabla II-4 Corrección para estructuras fuertemente irregulares en elevación. Obtenido de (NTC CDMX-Sismo, 2023)

INCISO	CONDICIONES	CORRECCIÓN (REDUCCIÓN DE γ_{MAX})
5.3.3. 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 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 por ciento de la rigidez del nivel superior o menor que el 40 por ciento del promedio de las rigideces del nivel inferior y superior, se llevará a cabo una revisión usando un análisis paso a paso no lineal	$\gamma_c = 0.33\gamma_{max}$ Utilizar $Q'=1$ Realizar un análisis paso a paso no lineal

2.6.3. EUROCODIGO 8 (EN 1998-1:2004)

El Eurocódigo 8 presenta, a diferencia de los anteriores, ciertos criterios para establecer de forma independiente la irregularidad tanto en planta como en elevación de una estructura en la sección 4.2.3 *Criterios de regularidad estructural*. En caso de que se presente alguna de estas irregularidades, será necesario modificar el tipo de modelado (plano o espacial), el

análisis elástico lineal (fuerzas laterales o modal espectral) y el factor de comportamiento sísmico reducido cuando exista irregularidad en elevación.

En la sección 4.2.3.3 se presentan los *Criterios para la regularidad en elevación*. El criterio número tres corresponde a la planta baja flexible, lo cual menciona lo siguiente:

“Tanto la rigidez lateral como la masa de cada planta deberán mantenerse constantes o reducirse gradualmente, sin cambios bruscos, desde la base hasta la cima de un edificio concreto.” (1998-1, 2004)

En el criterio número cuatro se hace referencia a la planta baja débil, lo cual menciona lo siguiente:

“En edificios aislados, la relación entre la resistencia real de la planta y la resistencia requerida por el análisis no debe variar desproporcionadamente entre plantas adyacentes. En este contexto, los aspectos especiales de los pórticos rellenos de mampostería se tratan en el apartado 4.3.6.3.2.” (1998-1, 2004)

Si la estructura se cataloga con una irregularidad en elevación (como planta baja débil o con planta baja flexible), se estipula lo siguiente:

“Para los edificios no regulares en elevación, los valores reducidos del factor de comportamiento vienen dados por los valores de referencia multiplicados por 0,8.” (1998-1, 2004)

2.6.4. ASCE/SEI 7-16

Al igual que el Eurocódigo, esta normativa presenta ciertos criterios para establecer de forma independiente la irregularidad tanto en planta como en elevación de una estructura en la sección 12.3.2 *Clasificación irregular y regular*.

Para la clasificación como una estructura irregular vertical, el ASCE menciona lo siguiente: *“Las estructuras que tengan uno o más de los tipos de irregularidad listados en la Tabla 12.3-2 serán designadas como que tienen una irregularidad estructural vertical. Tales estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico listadas en la Tabla 12.3-2 deberán cumplir con los requerimientos de las secciones referenciadas en dicha tabla.”* (7-16, 2016)

Para la planta baja flexible, los criterios 1a y 1b de la tabla 12.3-2 mencionan lo siguiente:

“1a. Rigidez-Irregularidad de entrepiso flexible: La irregularidad por ausencia de rigidez o flexibilidad de un entrepiso está definida que existe donde en algún entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% del entrepiso superior o menor al 80% del promedio de rigideces de los tres entrepisos superiores”. (7-16, 2016)

1b. Rigidez - Irregularidad extrema del piso: Se considera que existe una irregularidad de rigidez extrema en los pisos en los que la rigidez lateral es inferior al 60% de la del piso superior o inferior al 70% de la rigidez media de los tres pisos superiores.” (7-16, 2016)

Además, existen 2 excepciones:

“1.- Las irregularidades de tipo 1a, 1b o 2 en la tabla 12.3-2 no aplican donde la relación de distorsiones relativas de entrepiso bajo el diseño de fuerzas sísmicas laterales no excede de 130% del entrepiso inmediato superior. Los efectos de torsión no necesitan ser considerados en los cálculos de las distorsiones relativas de entrepiso. La relación de distorsiones relativas de entrepiso para los dos últimos niveles de la estructura no requiere ser evaluada” (7-16, 2016)

“2.- Las irregularidades verticales estructurales del tipo 1a, 1b y 2 en la Tabla 12.3-2 no requieren ser consideradas para estructuras de un solo entrepiso en cualquier categoría de diseño sísmico o para edificios de dos entrepisos asignados a la categoría de diseño sísmico B, C o D.” (7-16, 2016)

III. DAÑOS SÍSMICOS EN EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL

El daño, en términos generales, es el nivel de pérdida de integridad de bienes, objetos o personas causados por factores externos. Desde la ingeniería estructural, el daño que sufre un edificio causado por fenómenos naturales en el que destacan los sismos, se mide puntualmente por los desplazamientos o deformaciones que sufre la misma. Esto quiere decir que para que la estructura comience a tener daños, esta debe presentar deformaciones permanentes (entra a la zona inelástica); el grado o nivel de daño es directamente proporcional con la cantidad de deformación de la estructura.

A lo largo del tiempo para distintos eventos sísmicos, se han descrito informes después del sismo donde revelan las deficiencias de las estructuras de forma cualitativa y se identificaron los patrones de daño más recurrentes. Es por ello que se creó la necesidad de cuantificar e interpretar estos daños.

Gracias a la inclusión de las propiedades no lineales de los materiales, la caracterización del comportamiento y daño de los elementos paso a paso refleja resultados más realistas y acordes con lo que sucede en la realidad cuando se sobrepasa los límites elásticos. Los resultados se extrapolan para representar el comportamiento global de la estructura. Es por ello que actualmente existen índices de daño, que permiten cuantificar el daño local y global de la estructura. A pesar de ello, debido a la extensa variedad de las propiedades, tipos estructurales y acciones aplicadas, evaluar cuantitativamente el daño es complejo y aún no existe un criterio unificado.

3.1. SUSCEPTIBILIDAD AL DAÑO DE ELEMENTOS

Para poder cuantificar el daño de toda una edificación, es necesario desagregar los elementos que la componen y que son susceptibles a recibir diferentes intensidades de daño. En (Díaz, 2003) se enlistan en cuatro clases de elementos, los cuales se muestran a continuación:

Elementos estructurales: elementos que componen los sistemas resistentes de cargas verticales (gravitatorias) y cargas laterales (Díaz, 2003).

Elementos arquitectónicos: Elementos que normalmente se emplean para la división de espacios y/o relacionados con la estética. A pesar de que su diseño, distribución y construcción no está intencionalmente relacionado con el sistema resistente de la estructura o edificio, su interacción con el mismo es importante y no debe ser ignorada (Díaz, 2003).

Instalaciones: elementos que suministran diferentes servicios (Díaz, 2003).

Contenidos: elementos que están dentro del edificio, pero no son parte de la estructura, tales como: mobiliario, artículos de decoración, entre otros (Díaz, 2003).

El estudio de la respuesta de los diferentes elementos de una estructura (estructurales o no estructurales) expuestos a la acción sísmica, ha permitido establecer los principales parámetros relacionados con el daño de las estructuras. De esta forma se ha identificado que los componentes estructurales son susceptibles a la deriva de entrepiso, mientras que los componentes no estructurales pueden ser susceptibles a la deriva de entrepiso y a la aceleración (Díaz, 2003).

3.2. REPRESENTACIÓN DE LOS DAÑOS

La forma de representar el(los) daño(s) de las estructuras dependen tanto del modelo utilizado como de la clase de estudio que se desea realizar. A continuación, se describen las tres representaciones de los daños más empleadas mostradas en (Díaz, 2003):

Representaciones mecánicas: implican la definición de un modelo teórico que permita describir el comportamiento del mecanismo estructural a través de los índices de daño. Los parámetros de daño pueden dividirse en dos clases principales: (a) parámetros basados en el nivel alcanzado por la demanda de un cierto recurso (deformación, resistencia, disipación de energía, etc.) y (b) parámetros basados en la degradación de ciertas variables físicas (rigidez, frecuencia fundamental, etc.) (Díaz, 2003).

Representaciones físicas: son representaciones directas que no requieren de un modelo analítico ya establecido. Se basan en descripciones cualitativas del daño por medio de palabras de diagnóstico (ligero, moderado, severo entre otras). Su inconveniente, desde el punto de vista de la interpretación del daño radica en la ambigüedad en la definición de los estados, conduciendo de esta forma a incertidumbres en las operaciones de campo a la hora de valorar los daños en una estructura mediante una simple palabra. (Díaz, 2003)

Representaciones orientadas a pérdidas: estas requieren la definición de modelos de pérdidas que expresen los daños por medio de relaciones de daño, las cuales cuantifican el valor relativo de una pérdida como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición. Igualmente, existen también relaciones de daño funcional, que expresan la degradación de alguna función en el sistema dañado. Estas representaciones son las que se utilizan con más frecuencia, debido a su relación con una especie de contexto socio-económico (Díaz, 2003).

3.3. CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS

Los daños se discretizan de acuerdo con el nivel de deterioro de la estructura, para la obtención de niveles de daño. Esta discretización se realiza de forma cualitativa y cuantitativa según sea el efecto que produce un sismo. Actualmente existen diversas escalas de estado de daño propuestas por diferentes autores, y metodologías que intentan describir de la mejor manera la naturaleza del daño sufrido por las estructuras (de Anda Gil, 2020).

A continuación, se describen algunos de los métodos de clasificación más reconocidos para su uso. Sin embargo, es importante hacer énfasis en que el método elegido para implementar en este documento es el índice de daño de Park y Ang (Park, 1985), el cual se expone de forma detallada en el capítulo siete del documento.

3.3.1. CLASIFICACIÓN DE ATC-13 (1985).

El ATC-13 (*Applied Technology Council, 1985*) realiza una estimación de los daños ocasionados por una acción sísmica que es caracterizada por la escala de intensidad de Mercalli Modificada (EMM). Este porcentaje se expresa en factor de daño. Con este método se desarrollan matrices de probabilidad de daño, con las cuales se puede estimar las pérdidas económicas que se espera para un edificio ante un sismo. Esto se logra multiplicando los factores de daño de la estructura por el valor estimado que implica el reemplazo de la misma.

La Tabla III-1 muestra la clasificación ATC-13, donde se plantean siete estados discretos de daño con sus respectivos factores de daño (de Anda Gil, 2020).

Tabla III-1 Clasificación de Estados de Daño. Obtenido de (de Anda Gil, 2020)

ESTADO DE DAÑO	FACTOR DE DAÑO (%)	FACTOR CENTRAL (%)
Ninguno	0	0
Suave	0-1	0.5
Ligero	1-10	5
Moderado	10-30	20
Fuerte	30-60	45
Mayor	60-100	80
Destrucción	100	100

3.3.2. CLASIFICACIÓN EERI

La EERI (*Earthquake Engineering Research Institute*) es una guía de evaluación de daño donde se realiza un levantamiento en el que se incluyen edificios con y sin daño. La EERI propone una escala de cinco estados discretos de daño que incluyen daños no estructurales, el tiempo que permanece fuera de operación la estructura y el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes. En la Tabla III-2 se presenta los estados discretos de EERI (de Anda Gil, 2020).

Tabla III-2 Definición de daños de acuerdo a la EERI. Obtenido de (de Anda Gil, 2020)

ESTADO DE DAÑO	FACTOR DE DAÑO (%)	DESCRIPCIÓN
Ninguno	0	Sin daño
Ligero	0-5	Daños menores en elementos no estructurales. La estructura continúa funcionando con normalidad en menos de una semana.
Moderado	5-25	Daños no estructurales considerables y daño estructural ligero, se producen pequeños daños estructurales. La estructura puede estar cerrada hasta por 3 meses. El riesgo de pérdidas humanas es mínimo
Severo	25-50	Los daños estructurales aumentan y daño no estructural excesivo. Es posible que la estructura deba permanecer

		cerrada por un periodo largo de tiempo. Existe un alto riesgo de pérdidas humanas.
Colapso	50-100	Más económico demoler que reparar. Colapso de la
total	>100	estructura

3.3.3. CLASIFICACIÓN HAZUS

La clasificación se divide en cuatro estados de daño: Leve, Moderado, Severo y Completo. Estos estados de daño son similares a los propuestos por EERI (1994), excepto que las descripciones varían para cada tipo de edificio, según el tipo del sistema estructural y material. En la Tabla III-3 se resume los estados de daño de la metodología HAZUS (1999) (de Anda Gil, 2020).

Tabla III-3 Clasificación de estado de daño según la metodología HAZUS (1999). Obtenido de (de Anda Gil, 2020)

ESTADO DE DAÑO	FACTOR DE DAÑO (%)	DESCRIPCIÓN
Leve	2	Presencia de pocas y muy pequeñas grietas en los extremos de elementos estructurales. Evidentes grietas en elementos no estructurales
Moderado	10	Grietas evidentes en elementos estructurales con pérdida de recubrimiento en algunos casos. La mayoría de los muros de mampostería exhibe grandes grietas diagonales y horizontales
Severo	50	Falla en algunos elementos estructurales o en sus conexiones. La estructura presenta una deformación lateral permanente.
Completo	100	Desplazamiento lateral excesivo. Representa el colapso parcial o total de la edificación

3.4. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL SÍSMICO

En décadas pasadas, las metodologías o procesos para la evaluación de estructuras bajo el diseño sísmico sólo se centraban en que la estructura no colapsara bajo la acción de movimientos del suelo. Sin embargo, no sólo en sismos de gran intensidad la estructura estará susceptible a daños que pueden llegar a ser significativos, ya que sismos con menor intensidad, pero mayor frecuencia pueden generar resultados similares. Esto quiere decir que la seguridad o integridad de una estructura diseñada para buen comportamiento ante sismos intensos no garantiza que sea buena para otros de naturaleza más frecuente y de menor intensidad. Debido a esto, se han establecido metodologías de evaluación basadas en relacionar la intensidad sísmica esperada con múltiples niveles de desempeño de la estructura; aquí es donde nace el diseño basado en desempeño sísmico. Los niveles de aceptación de los niveles de daño dependen de la frecuencia en que ocurren ciertos daños y las consecuencias que representan para los usuarios de las estructuras y la sociedad.

El diseño que se basa en el desempeño establece cómo debe ser el dimensionamiento y detallado tanto de elementos estructurales como no estructurales bajo cierto nivel de acciones sísmicas donde la estructura pueda tener daño, pero no mayor a estados límites previamente establecidos, es decir, que tenga un desempeño predecible.

3.4.1. NIVELES DE DESEMPEÑO

Un nivel de desempeño describe una condición límite de daños que se considere satisfactoria para una estructura determinada y un movimiento del terreno determinado. La condición límite se describe mediante el daño físico dentro del edificio, el nivel de amenaza a la seguridad de la vida de los ocupantes creada por el daño y la capacidad de servicio del edificio después del sismo (ATC-40, 1996).

A continuación, se describirá los conceptos asociados a los niveles de desempeño sísmico de las estructuras que se establecen en el ATC-40 y FEMA 356.

3.4.1.1. Niveles de desempeño de ATC-40

Los niveles de desempeño se presentan como una combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural. Los niveles de desempeño

estructurales reciben nombres y designaciones numéricas, mientras que los niveles de desempeño no estructurales reciben nombres y designaciones alfabéticas.

Niveles de desempeño estructural

Esta clasificación se conforma por un total de cinco niveles. Tres niveles son estados de daño discretos que pueden utilizarse directamente en procesos de evaluación y rehabilitación, estos son: ocupación inmediata (SP-1), seguridad de vida (SP-3) y estabilidad estructural (SP-5). Los otros dos niveles representan una referencia más directa a la amplia variedad de niveles que serían deseables para la evaluación o rehabilitación. Estos son: control de daños (SP-2) y seguridad limitada (SP-4).

Niveles de desempeño no estructural

Esta clasificación se conforma por un total de cuatro niveles de estados de daño discretos, los cuales son: operacional (NP-A), ocupación inmediata (NP-B), seguridad de vida (NP-C) y reducción de riesgos (NP-D).

Niveles de desempeño del edificio (global)

Las combinaciones de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural forman un nivel de desempeño del edificio para describir completamente el estado de daño límite deseado. Los cuatro niveles de desempeño globales se enlistan a continuación:

Operacional, 1-A: Este nivel se relaciona con la funcionalidad. Los daños hacia la estructura son limitados, por lo que su ocupación sigue siendo segura, se requiere sólo reparaciones menores, las cuales no se consideran invasivas para los ocupantes. Asimismo, los daños a los sistemas no estructurales y a los contenidos relacionados con la funcionalidad son menores y no pondrán en peligro las funciones del edificio (ATC-40, 1996).

Ocupación inmediata, 1-B: A pesar del aumento de los daños al edificio, aun se espera que este sea razonablemente utilizable, pero sin garantizar la funcionalidad de todos los servicios (ATC-40, 1996).

Seguridad de vida, 3-C: En este nivel se pretende alcanzar un estado de daños que presente una probabilidad muy baja de amenazas a la seguridad de la vida, ya sea por daños

estructurales o por caída o vuelco de componentes no estructurales del edificio (ATC-40, 1996).

Estabilidad estructural, 5-E: Este nivel de daño sólo afecta a la estructura principal del edificio o al sistema de soporte de cargas verticales y sólo requiere estabilidad bajo cargas verticales. Es posible que no se disponga de margen contra el colapso en caso de réplicas. Además, se pueden producir caídas internas o externas de revestimientos, acabados no estructurales o incluso daños estructurales que pongan en peligro la vida (ATC-40, 1996).

En la tabla III-4 se muestra de forma esquemática la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural para formar los niveles de eficiencia del edificio (global).

Tabla III-4 combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural para formar los niveles de eficiencia del edificio (global). Obtenido de (ATC-40, 1996)

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1 (Ocupación inmediata)	SP-2 (Control de daños)	SP-3 (Seguridad de vida)	SP-4 (Seguridad limitada)	SP-5 (Estabilidad estructural)	SP-6 (No aplicable)
NP-A (Operacional)	1-A Operacional	2-A	NR (No recomendable)	NR (No recomendable)	NR (No recomendable)	NR (No recomendable)
NP-B (Ocupación inmediata)	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR (No recomendable)	NR (No recomendable)	NR (No recomendable)
NP-C (Seguridad de vida)	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
NP-D (Reducción de riesgos)	NR (No recomendable)	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E (No aplicable)	NR (No recomendable)	NR (No recomendable)	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

3.4.1.2. Niveles de desempeño de FEMA-356

Similar a lo mencionado en el ATC-40, el desempeño de un edificio se compone de una combinación de los niveles de desempeño tanto de los elementos o componentes estructurales como no estructurales. Estos niveles de desempeño del edificio son estados de daño discretizados que se eligieron entre un espectro infinito de posibles estados de daño. Los elegidos en esta norma representan casos con consecuencias que son fáciles de identificar. Entre ellas se incluye la capacidad para reanudar operaciones con normalidad, fiabilidad de ocupación y el riesgo para la seguridad de las personas.

Niveles de desempeño estructural

Esta clasificación se conforma por un total de seis niveles de desempeño. Cuatro niveles son estados de daño discretos y otros dos son intermedios. Estos son: ocupación inmediata (S-1), control de daños (S-2), seguridad de vida (S-3), seguridad limitada (S-4), estabilidad estructural (S-5) y no recomendado (S-6).

Niveles de desempeño no estructural

Esta clasificación se conforma por un total de cinco niveles de estados de daño discretos, los cuales son: operacional (N-A), ocupación inmediata (N-B), seguridad de vida (N-C), reducción de riesgos (N-D) y no recomendado (S-6). Los componentes no estructurales que se incluyen en la norma corresponden a componentes arquitectónicos como tabiques, revestimientos exteriores y techos; y componentes mecánicos y eléctricos, así como el mobiliario.

Niveles de desempeño del edificio (global)

Estos niveles se obtienen a partir de la combinación tanto de los mencionados del desempeño estructural como no estructural, donde se genera un desempeño global del edificio. Cada nivel de desempeño se designa con dos elementos, el primero es un alfanumérico con un número que representa el desempeño estructural y el segundo una letra que representa el desempeño no estructural. Los cuatro niveles de desempeño globales se enlistan a continuación:

Operacional, 1-A: Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales del edificio deberán estar en el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1) y los componentes no estructurales deberán estar en el nivel de desempeño operativo no estructural (N-A). Se espera que estos edificios sufran daños mínimos o nulos en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio es apto para su ocupación y uso normales, aunque posiblemente en un modo ligeramente deteriorado (FEMA 356, 2000).

Ocupación inmediata, 1-B: Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales del edificio deberán estar en el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1) y los componentes no estructurales deberán estar en el nivel de desempeño de ocupación inmediata (N-B). Se espera que estos edificios sufran daños mínimos o nulos en sus elementos estructurales y sólo daños menores en sus componentes no estructurales. Aunque sería seguro el volver a ocupar un edificio inmediatamente después de un terremoto de gran magnitud, es posible que los sistemas no estructurales no funcionen (FEMA 356, 2000).

Seguridad de vida, 3-C: Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales del edificio deberán estar en el nivel de desempeño de seguridad de vida (S-3) y los componentes no estructurales deberán estar en el nivel de desempeño de seguridad de vida (N-C). Los edificios que alcanzan este nivel pueden sufrir daños importantes en sus componentes estructurales y no estructurales. Además, pueden ser necesarias reparaciones antes de que el edificio vuelva a ser habitado, y la reparación puede considerarse económicamente inviable (FEMA 356, 2000).

Prevención de colapso, 5-E: Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales del edificio deberán estar en el nivel de desempeño de prevención de colapso (S-5) y los componentes no estructurales ya no son considerados. Los edificios que alcanzan este nivel pueden suponer un riesgo significativo para la seguridad de las personas debido al fallo de componentes no estructurales. Sin embargo, dado que el edificio en sí no se colapsa, es muy posible que se evite la pérdida de vidas humanas. Muchos edificios que alcancen este nivel supondrán pérdidas económicas completas (FEMA 356, 2000).

En la Tabla III-5 se indican las posibles combinaciones de los Niveles de desempeño del Edificio

Tabla III-5 Combinaciones de los niveles de desempeño del edificio. Obtenido de (FEMA 356, 2000)

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	S-1 (Ocupación inmediata)	S-2 (Control de daños)	S-3 (Seguridad de vida)	S-4 (Seguridad limitada)	S-5 (Prevención de colapso)	S-6 (No aplicable)
N-A (Operacional)	1-A Operacional	2-A	No recomendable	No recomendable	No recomendable	No recomendable
N-B (Ocupación inmediata)	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	No recomendable	No recomendable	No recomendable
N-C (Seguridad de vida)	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
N-D (Reducción de riesgos)	No recomendable	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E (No aplicable)	No recomendable	No recomendable	No recomendable	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

3.5. EJEMPLOS DE DAÑOS EN EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL

En este tipo de edificios, los mayores daños se concentran en la planta baja, ya que posee una rigidez menor respecto a los niveles superiores, comúnmente derivado de la diferencia de sistemas estructurales con la eliminación de muros en la planta baja para obtener el mayor espacio disponible. En (Jiménez, 2004) se muestra unos ejemplos de edificios con planta baja débil que sufrieron daños considerables e incluso colapso tras un evento sísmico, los cuales se describen a continuación:

Durante el sismo de El Salvador del 10 de octubre de 1986, la planta baja de un edificio sufrió la falla total, ya que esta era a base de marcos rígidos de concreto reforzado y los niveles superiores a base de sistema de muros, ocasionando una gran variación de la rigidez en elevación. La Figura III-1 muestra al edificio colapsado.



Figura III-1 Colapso de planta baja de edificio durante el sismo de El Salvador de 1986. Obtenido de (Jiménez, 2004)

Otro caso es el del hospital Olive View tras el sismo de San Fernando, Estados Unidos, en 1971. El edificio constaba de cinco niveles y un sótano. Este presentó discontinuidades considerables en elevación ya que los cuatro niveles superiores fueron construidos a base de muros confinados por marcos rígidos y los dos primeros sólo por marcos rígidos. Además, las formas y armados de las columnas variaron de un nivel a otro. Todo esto provocó discontinuidades en rigidez, resistencia y ductilidad, condicionando su comportamiento durante el sismo. Afortunadamente el edificio no colapsó, pero igualmente tuvo que ser demolido por cuestiones de funcionalidad ya que las columnas de los primeros dos niveles alcanzaron desplazamientos permanentes cerca de los 75 cm. En la Figura III-2 se observa cómo, en la columna de esquina, hubo un déficit en el reforzamiento por confinamiento, ya los estribos tenían separación considerable y de diámetros pequeños.



Figura III-2 Daños en hospital Olive View durante el sismo de San Fernando en 1971. Obtenido de (Jiménez, 2004)

Un último caso es el de un edificio de cuatro niveles, el cual sufrió el colapso de la primera planta durante el sismo de Erzincan, Turquía, en 1992. La razón de esto fue que hubo una discrepancia entre el diseño y el proceso constructivo del mismo. Su diseño contemplaba muros no estructurales en todos sus niveles, sin embargo, durante el proceso constructivo sólo se colocaron en los últimos tres niveles. Esto provocó el cambio de rigidez vertical suficiente para producir el colapso, tal como se muestra en la Figura III-3.

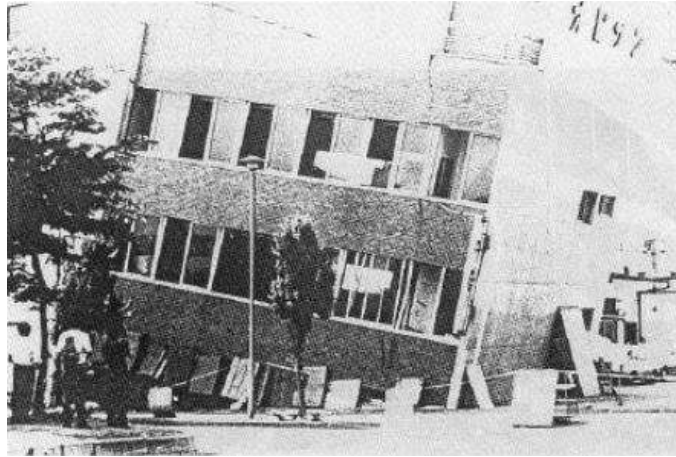


Figura III-3 Colapso de edificio de cuatro niveles durante sismo de Erzincan, Turquía, en 1992. Obtenido de (Jiménez, 2004)

IV. ESTADÍSTICAS DE DAÑOS EN EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL EN MÉXICO

México es uno de los países con mayor actividad sísmica en el planeta. A lo largo de la historia, se han originado una gran cantidad de temblores que han azotado a diversas zonas de la zona centro-sur del país. Algunos de los reportes más antiguos se remontan a la época de la colonia, con evidencias históricas a través de crónicas y periódicos. Con el paso de los años y un número mayor de medios de información, se ha incrementado y detallado más la información de estos eventos.

La Tabla IV-1 muestra un resumen con los principales eventos sísmicos ocurridos en nuestro país desde la época de la colonia, que ocasionaron grandes daños económicos y estructurales.

Tabla IV-1 Algunos de los principales sismos en México desde 1600. Obtenido de (Silva Espada, 2019)

PRINCIPALES SISMOS OCURRIDOS EN MÉXICO			
Año	Magnitud	Epicentro	Descripción
1611	-	Jalisco y Colima	Época de la colonia
1768	-	Oaxaca	Época de la colonia
1776 y 1787	-	Guerrero	-
1845	7.9	Guerrero	Subducción
1858	7.5	Michoacán	Falla normal
1907	7.9	Guerrero	Subducción
1909	7.5	Guerrero	Subducción
1912	7.5	Acambay	Sismo de Acambay. A 80 km de la CDMX.
1932	8.2	Jalisco	Sismo de mayor magnitud del siglo XX
1941	7.7	Michoacán	Se incluye en el reglamento el diseño sísmico de estructuras
1957	7.5	Guerrero	Conocido como "el sismo del Ángel"
1979	7.6	Guerrero	Conocido como "el sismo de la Ibero"
1985	8.1	Michoacán	Aproximadamente el 8% de los colapsos se debieron a la condición denominada "planta baja débil"
2017	7.1	Puebla-Morelos	Aproximadamente el 60% de los colapsos se debieron a la condición denominada "planta baja débil"

Son bastantes los eventos sismos de gran magnitud que han ocurrido en aproximadamente 400 años de historia. Sin embargo, sólo unos cuantos cuentan con información documentada y estadísticas de interés para este trabajo. Ejemplo de estos, son los temblores ocurridos en los años 1957, 1987 y 2017. Los mayores daños se han concentrado en la zona del valle de México debido a las condiciones del suelo, que provocan amplificaciones de las ondas sísmicas. En esta región del país, se ha colocado una gran instrumentación sísmica para el constante monitoreo de los movimientos del terreno.

4.1. PRINCIPALES SISMOS CON AFECTACIONES AL VALLE DE MÉXICO

4.1.1. SISMO DE 1957

El 28 de julio de 1957 ocurrió el sismo llamado “temblor del Ángel” debido a que la escultura sufrió daños al caerse la columna de la independencia. Su epicentro se ubicó en las costas de Guerrero. Los daños se concentraron en la zona del valle de México dejando una gran cantidad de pérdidas humanas y edificios altamente dañados o colapsados. La amplificación de las ondas sísmicas, por las características del suelo blando, fue una de las razones de los daños. Adicionalmente, los reglamentos sísmicos de la época eran muy distintos a los actuales.

En la Figura IV-1 se muestran los edificios que sufrieron colapso parcial de niveles superiores o total, a los que se atribuye planta baja débil, a través del visualizador de inmuebles con daños en México (ERN, 2018).

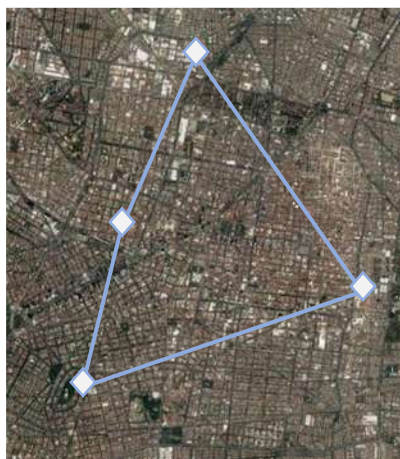


Figura IV-1 Ubicación de edificios los cuales sufrieron el colapso parcial o total debido a la planta baja débil durante el sismo de 1957 en la Ciudad de México. Obtenido de (ERN, 2018)

De acuerdo con la información recabada en (Máximo, 2017), se reportó que aproximadamente fueron 1000 edificios dañados (incluyendo daños en bardas y estructuras con grietas en acabados) y ocurrieron cerca de 100 colapsos. La Tabla IV-2 muestra algunos edificios que sufrieron colapso y que tenían piso flexible.

Tabla IV-2 Edificios colapsados debido a la planta baja débil durante el sismo de 1957. Obtenido de (Máximo, 2017)

USO	SISTEMA ESTRUCTURAL	OBSERVACIONES	ESTRUCTURA
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del Instituto Politécnico Nacional.	Marcos de concreto reforzado. La planta baja no tenía ningún muro.	El modo de falla fue producto del mecanismo de piso débil en la planta baja. No hubo pérdidas humanas pues el sismo ocurrió en horario fuera de clases.	
Edificio principal de la Escuela Superior de Comercio y Administración del Instituto Politécnico Nacional.	Marcos de concreto reforzado. La planta baja no tenía ningún muro.	El modo de falla fue producto del mecanismo de piso débil en la planta baja.	

A pesar de no contar con información más completa, lo mostrado proporciona una idea de lo importante que fue la planta débil en el deficiente comportamiento de las estructuras durante el sismo. Tras lo sucedido en este sismo, se hicieron evidentes las carencias del reglamento publicado en 1942 para que las estructuras mostraran un correcto comportamiento sísmico.

4.1.2. SISMO DE 1985

Este es un sismo histórico debido a la inmensa cantidad de pérdidas tanto humanas como en infraestructura. La mayor concentración de los daños se ubicó en la delegación Cuauhtémoc del aquel entonces Distrito Federal. En esta zona existía bastante actividad comercial, hotelera y de servicios públicos que se traducían en mayor densidad poblacional.

En la Tabla IV-3 se muestran algunos ejemplos de estructuras con planta débil que tuvieron un deficiente comportamiento sísmico (Máximo, 2017).

Tabla IV-3 Ejemplos de estructuras con planta débil que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Obtenido de (Máximo, 2017)

USO	SISTEMA ESTRUCTURAL	OBSERVACIONES	ESTRUCTURA
Edificios multifamiliares.	Estructura de marcos de concreto reforzado.	Estructuración irregular en planta o en elevación. El piso débil causó daños importantes en algunas estructuras.	
Edificios destinados a bodegas y locales	Losas reticulares y columnas de concreto reforzado.	Los daños fueron causados por columnas débiles en los entrepisos.	
Edificios.	Estructura de marcos de concreto reforzado.	Estructuración con piso débil causó daños importantes en algunas estructuras. La resistencia de los elementos verticales como muros y columnas, elementos que transmiten las fuerzas laterales en un determinado nivel o	

piso, como las del sismo, difieren del inferior o superior en 20 % o más.

Según (Máximo, 2017), los edificios más afectados tenían entre 5 y 15 niveles y su periodo fundamental fue cercano al del suelo, provocando amplificaciones del movimiento de los edificios.

Otro trabajo donde se analizan los efectos del sismo de 1985 es el realizado por (Meli Piralla, 2019). Aquí, se realizó una revisión y análisis estadístico detallado de los datos de un informe realizado el 30 de septiembre de 1985.

Para hacer el levantamiento, clasificaron en 17 zonas a la ciudad donde se tenían reportes de edificios con daños y posteriormente realizaron brigadas (Figura IV-2 a). Asimismo, identificaron la zona con la mayor densidad de daño (Figura IV-2 b).

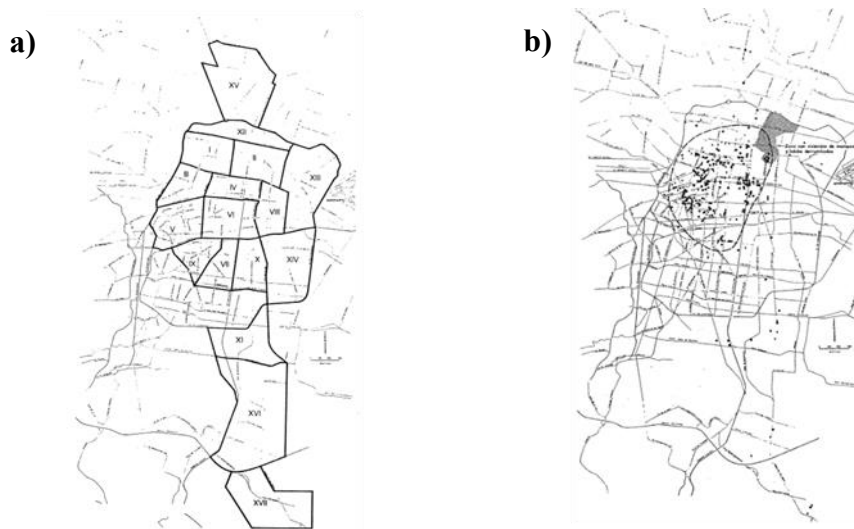
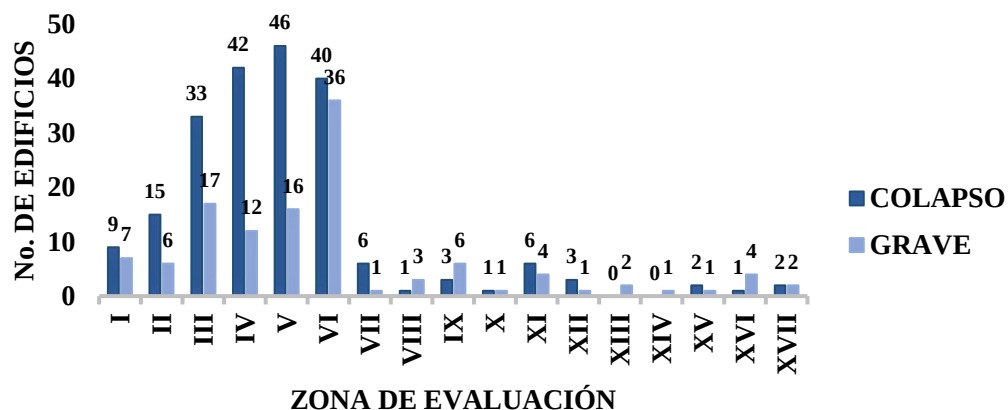


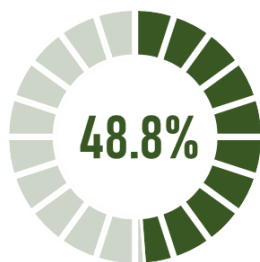
Figura IV-2 a) Zonificación de la ciudad para evaluación de daños. b) Zona con mayor densidad de daño. Obtenido de: (Meli Piralla, 2019)

A partir del análisis de un total de 330 edificios, el autor obtuvo información estadística sobre daños en edificaciones para cada zona, características que influyeron en la falla, modos de falla, entre otros. A continuación, se hace un resumen con los datos más relevantes para fines de este trabajo:

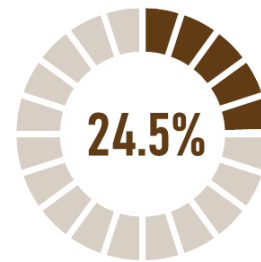


Gráfica IV-1 Edificios con daños graves y colapso según la zona de evaluación. Información obtenida de: (Meli Piralla, 2019)

La Gráfica IV-1 muestra que la mayor concentración de daños graves y colapsos se localizó entre las zonas III-VI, donde actualmente corresponde según el tipo de suelo de la Ciudad de México como la zona III (suelo blando). De la gráfica anterior se obtiene los siguientes datos relevantes (Figura IV-3):



El **48.8%** de los edificios que sufrieron colapso se localizaron entre las zonas III-VI.

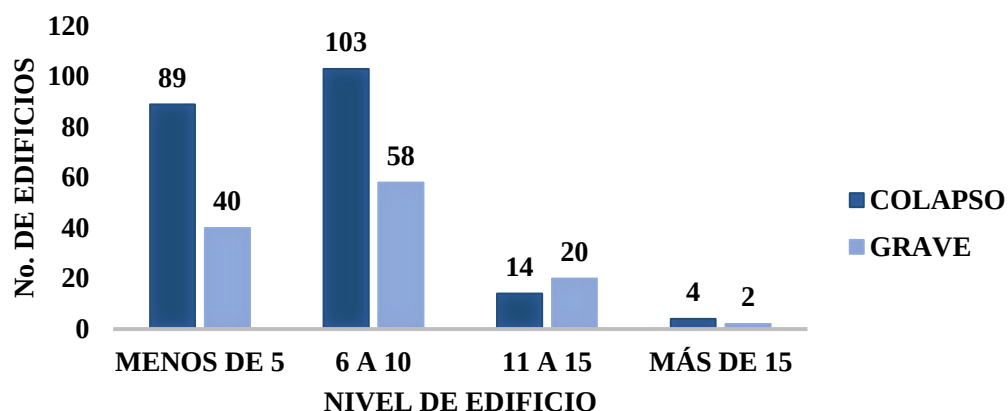


El **24.5%** de los edificios que sufrieron daño grave se localizaron entre las zonas III-VI.

Figura IV-3 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y daño grave entre zonas III-VI para el sismo de 1985. Obtenido de (Meli Piralla, 2019)

En la Gráfica IV-3 se observa que la mayor cantidad de edificios con daños graves o colapsos tenían de seis a diez niveles. Los resultados de la gráfica proporcionan una idea de cómo se distribuyó los efectos del sismo respecto del número de niveles, haciendo énfasis en

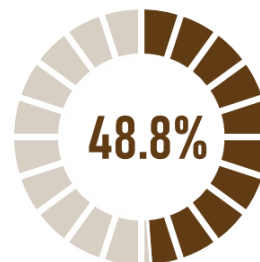
los porcentajes que se muestran. La Figura IV-4 muestra los porcentajes de los niveles donde los edificios tuvieron mayores afectaciones y/o colapsos.



Gráfica IV-3 Edificios con daños graves y colapso según el número de niveles. Información obtenida de: (Meli Piralla, 2019)



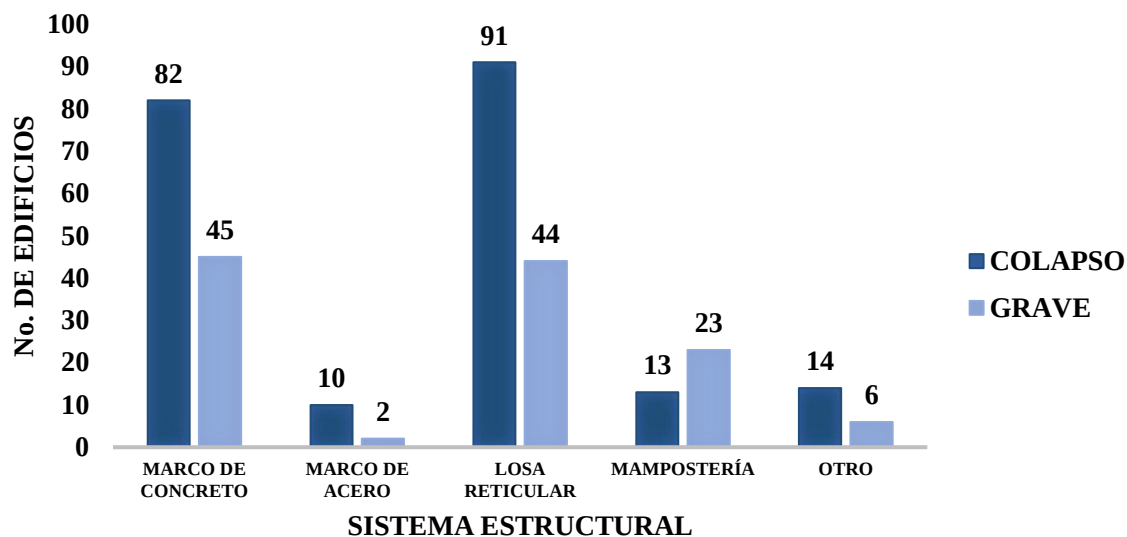
El **87.9%** de los edificios que sufrieron daño grave o colapso tenían entre uno a diez niveles.



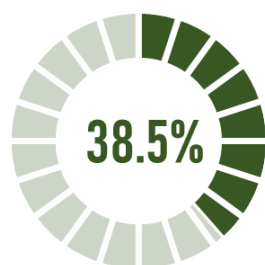
El **48.8%** de los edificios que sufrieron daño grave o colapso tenían entre seis a diez niveles.

Figura IV-4 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y/o daños graves respecto al número de niveles para el sismo de 1985. Obtenido de (Meli Piralla, 2019)

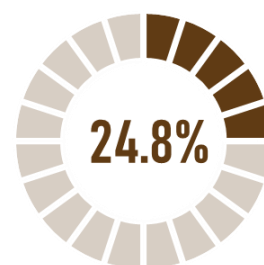
Los edificios soportados en marcos de concreto y losa reticular fueron lo que recibieron mayor daño y colapso (Gráfica IV-5). A partir de la siguiente grafica se obtuvieron los porcentajes mostrados a continuación. La Figura IV-5 indica los porcentajes de los edificios a base de marcos de concreto que presentaron daños graves o colapso.



Gráfica IV-5 Edificios con daños graves y colapso según el sistema estructural. Información obtenida de: (Meli Piralla, 2019)



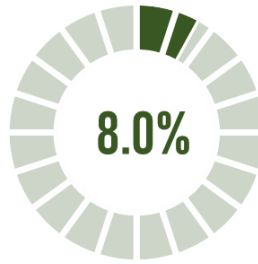
El **38.5%** de los edificios que sufrieron daño grave o colapso tenían como sistema estructural marcos de concreto.



El **24.8%** de los edificios que tenían como sistema estructural marcos de concreto sufrieron el colapso.

Figura IV-5 Porcentaje de edificios a base de marcos de concreto que sufrieron colapso y/o daños graves para el sismo de 1985. Obtenido de (Meli Piralla, 2019)

Dentro de las características que influyeron en la falla de los edificios se encuentran: asimetría en rigidez, edificios de esquina, primer piso débil, columnas cortas, problemas de cimentación, daños previos por sismo, fallas en pisos superiores e intermedios, entre otros. La Figura IV-6 muestra que el 8% de los edificios que resultaron con daños graves o colapso tenían el primer piso débil.



El **8%** de los edificios que sufrieron daño grave o colapso tenían el primer piso débil.

Figura IV-6 Porcentaje de edificios con daños graves o colapso con el primer piso débil para el sismo de 1985. Obtenido de (Meli Piralla, 2019)

4.1.3. SISMO DE 2017

Este es sin duda uno de los sismos más desastrosos de la historia moderna de México debido a que bastantes estructuras resultaron dañadas y varias presentaron colapso, además de los heridos y víctimas fatales.

La mayoría de las edificaciones con sistema de planta baja débil tuvieron mal o pésimo comportamiento durante el sismo y los mayores daños se concentraron en la zona III (suelo blando) y en la zona II (suelo de transición), según el sistema de visualización (ERN, 2018) (Figura IV-8).

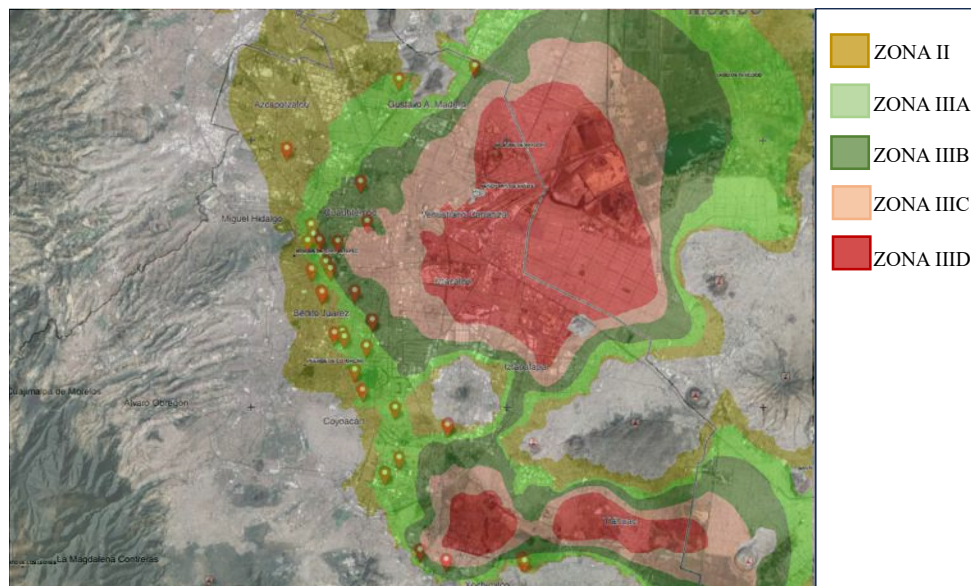


Figura IV-7 Ubicación de edificios con colapso parcial o total debido a la planta baja débil durante el sismo de 2017 en la Ciudad de México. Obtenido de (ERN, 2018)

En la tabla IV-4 se detallan algunos de los edificios que tuvieron colapso parcial o total por la estructuración de planta baja débil en la Ciudad de México, obtenidos del sistema interactivo de visualización (ERN, 2018).

Tabla IV-4 Edificios con planta baja débil que presentaron colapso parcial o total en el sismo de 2017 en la Ciudad de México. Obtenido de (ERN, 2018)

USO	SISTEMA ESTRUCTURAL	OBSERVACIONES	ESTRUCTURA
Habitacional (departamentos).	Muros de mampostería confinada.	El modo de falla fue producto del mecanismo de piso débil en la planta baja. Se estima que se construyó en 1967.	
Habitacional (departamentos).	Estructura de marcos de concreto reforzado.	El modo de falla fue producto del mecanismo de piso débil en la planta baja e irregularidad en planta. Se estima que se construyó en 1975.	
Escuela (colegio Rébsamen).	Estructura a base de columnas y losa plana de concreto.	Se produjo el colapso de los dos pisos inferiores debido a la falta de muros en la planta baja. Se le atribuye la planta baja débil y efecto de golpeteo.	

Taller mecánico.	Muros de mampostería confinada.	Se produjo el colapso del primer piso débil y ocasionando el aplastamiento del segundo.	
Habitacional (departamentos).	Estructura a base de columnas y losa plana de concreto.	Varios muros y marcos de la parte trasera del edificio colapsaron, lo que provocó colapso parcial del primer piso débil.	
Habitacional (departamentos).	Estructura de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería.	Se produjo el colapso del piso inferior debido a la falta de muros en la planta baja. Se le atribuye la planta baja débil y efecto de golpeteo.	
Habitacional (departamentos).	Muros de mampostería confinada.	Colapso de la planta baja débil, causando el aplastamiento del segundo nivel debido al peso de los pisos superiores. Además, se le atribuye el efecto de golpeteo e irregularidad en planta.	

Habitacional (departamentos).	Estructura de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería	El modo de falla fue producto del mecanismo de piso débil en la planta baja.	
Habitacional (departamentos).	Estructura de marcos de concreto reforzado.	El modo de falla fue producto del mecanismo de piso débil en la planta baja. También se le atribuye a la irregularidad de planta.	
Habitacional (departamentos).	Estructura a base de columnas y losa plana de concreto.	El modo de falla fue producto del mecanismo de piso débil en la planta baja. También se le atribuye a la irregularidad de planta y efectos de golpeteo.	

De la tabla anterior se concluye que la mayoría de los edificios tenían un uso habitacional (departamentos) y con sistema a base de marcos de concreto y muros de mampostería.

De acuerdo con (Jara, 2020), el sismo reveló que los edificios con piso blando fueron una de las tipologías con mayores daños y colapsos. Estos edificios eran en su mayoría conjunto de departamentos donde la planta baja correspondía a uso de estacionamiento.

Con base a información proporcionada en (Jara, 2020), donde se analizó un total de 284 edificios los cuales presentaron daños severos y estructuras colapsadas, a continuación, se muestra los datos más importantes para este trabajo:

La mayoría de los edificios colapsados tenían entre cuatro y ocho niveles. Los edificios que presentaron daños graves o colapso tenían en su mayoría entre cinco y seis niveles (Figura IV-8).

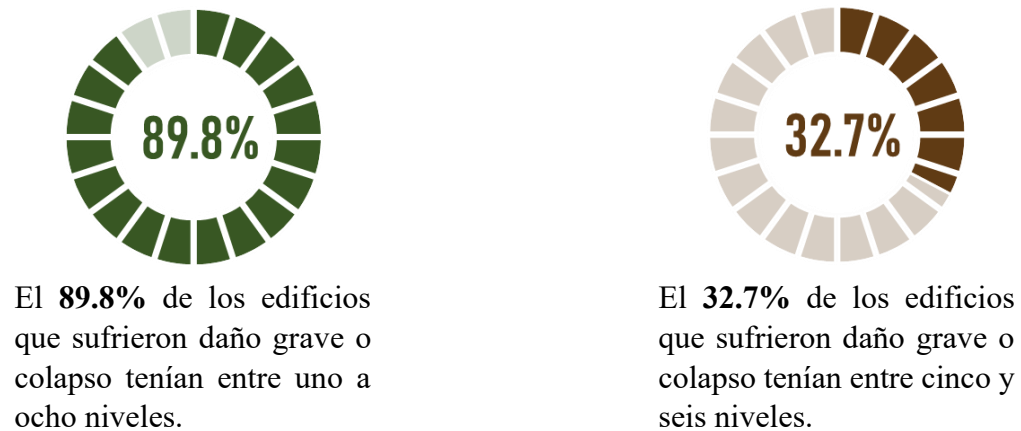


Figura IV-8 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y/o daños graves respecto al número de niveles para el sismo de 2017. Obtenido de (Jara, 2020)

Como ya se mencionó, muchas edificaciones tenían fachadas con características de uso habitacional. En cuanto al sistema estructural, los edificios soportados en marcos de concreto reforzado fueron los más afectados (Figura IV-9).



Figura IV-9 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y/o daños graves respecto al uso y sistema estructural para el sismo de 2017. Obtenido de (Jara, 2020)

La mayoría de las edificaciones se ubicaron sobre suelos tipo III (blandos) y tipo II (transición). Una de las deficiencias estructurales más comunes fue evidentemente el piso débil, como se muestra en la Figura IV-10.

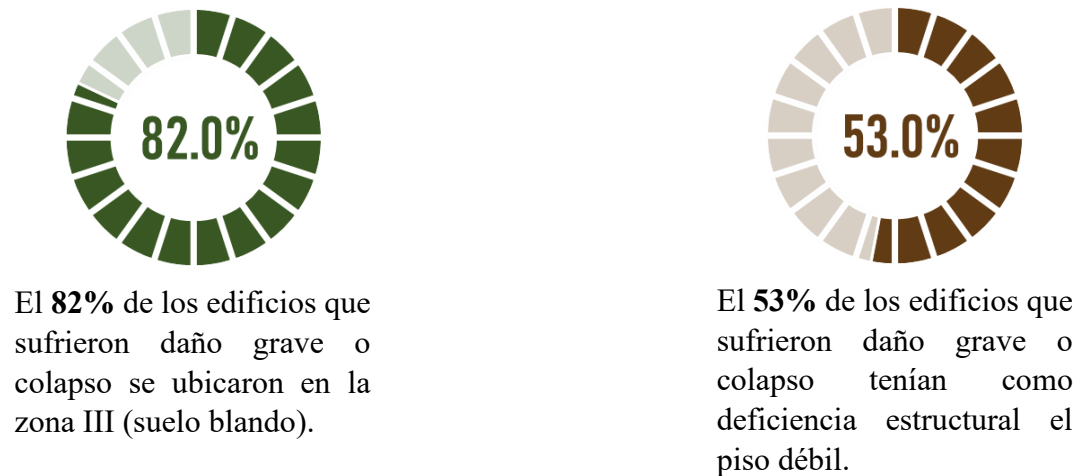


Figura IV-10 Porcentaje de edificios que sufrieron colapso y/o daños graves respecto a la zona y piso débil para el sismo de 2017. Obtenido de (Jara, 2020)

De 44 estructuras colapsadas, más de la mitad eran edificios con piso débil (Figura IV-11).

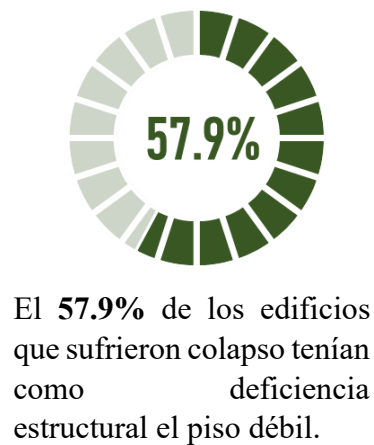


Figura IV-11 Porcentaje de edificios con piso débil que sufrieron colapso para el sismo de 2017. Obtenido de (Jara, 2020)

V. SELECCIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS PARA LOS ANÁLISIS

5.1. ESTACIONES SÍSMICAS EN MÉXICO

A principios del siglo XX, específicamente en abril de 1904 se realizó una reunión en Francia donde acudieron dieciocho países (México entre ellos) con el propósito de mejorar la instrumentación sísmica en el planeta creando la Asociación Sismológica Internacional. Debido a esto, el gobierno mexicano comenzó con la instrumentación del país instalando la primera red sismológica nacional. El 5 de septiembre de 1910 se inauguró la primera estación sísmica, ubicada en Tacubaya, en el entonces Distrito Federal. Su uso quedó a cargo del Instituto Geológico Nacional a su vez dependiente de la Secretaría de Minería y Fomento (Servicio Sismológico Nacional, 2023) .

Más tarde, entre 1920 y 1923 fueron instaladas nueve estaciones sismológicas a lo largo del país, las cuales se ubicaron en las ciudades de Chihuahua, Monterrey, Mazatlán, Zacatecas, Guadalajara, Oaxaca, Veracruz, Mérida y Tacubaya (Fig. V-1).



Figura V-1 Ubicación de las primeras estaciones sismológicas en México. Obtenido de (Servicio Sismológico Nacional, 2023)

En 1929, el ahora Servicio Sismológico Nacional pasó a ser dirigido por la UNAM y en 1948 formó parte del Instituto de Geofísica de la UNAM. Es hasta los años sesenta que se comienza la instalación de sismógrafos electromagnéticos, llegando a tener aproximadamente 20 instrumentos autónomos, con grabación de las señales sísmicas en papel ahumado y fotográfico (Servicio Sismológico Nacional, 2023).

Los primeros registros sísmicos captados fueron a raíz de los sismos del diez de diciembre 1961 y en mayo de 1962, los cuales demostraron la verdadera importancia para comprender de mejor manera el comportamiento de las estructuras y la propagación de las ondas. A pesar de la constante evolución y ampliación de la instrumentación, fueron pocos (siete) los que lograron registrar los movimientos del suelo del sismo de 1985 en la Ciudad de México. Este acontecimiento fue un punto de inflexión para el incremento de forma significativa de estaciones sísmicas, donde se creó la Red Acelerométrica de la Ciudad de México (RACM) en 1987. La red contaba con 78 estaciones bajo la supervisión del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES). En 1989 se crea otra red, la Red de Observación Sísmica (ROS) del Centro Nacional de Prevención de Desastres (Cenapred) con 11 acelerómetros en la Ciudad de México. (Academia Mexicana de Ciencias, 2021)

Al paso de los años hasta la actualidad, la instrumentación ha crecido y actualizado, dando origen a nuevos entes como la Red Sísmica del Valle de México (RSVM) con 28 sismómetros ultrasensibles y 12 acelerómetros. La Red Acelerográfica (RA) del Instituto de ingeniería de la UNAM cuenta con 24 acelerómetros; la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM) tiene cinco acelerómetros. (Academia Mexicana de Ciencias, 2021)

En resumen, en la Ciudad de México existen un total de 149 estaciones sismológicas operantes distribuidas de la siguiente manera:

Tabla V-1 Distribución de las estaciones sísmicas operantes en la Ciudad de México. Obtenido de (Academia Mexicana de Ciencias, 2021)

RED		ACELERÓMETROS
Red Acelerométrica de la Ciudad de México (RACM)		81
Red Sísmica del Valle de México (RSVM)		28
Red Acelerográfica (RA)		24
Red de Observación Sísmica (ROS)		11
Universidad Autónoma Metropolitana (UAM)		5

A nivel nacional, el Servicio Sismológico Nacional cuenta con una red de banda ancha que está integrada por un total de 62 estaciones sísmicas distribuidos en 29 estados de la república, tal como se muestra en la Figura V-2.



Figura V-2 Mapa de estaciones sísmicas del Servicio Sismológico Nacional. Obtenido de (Servicio Sismológico Nacional (SSN), 2023)

5.2. SELECCIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS

En la ciudad de México, el evento sísmico que generó daños importantes y con información documentada de múltiples aspectos y campos fue el ocurrido el 17 de septiembre de 2017. Este sismo ocasionó muchos daños y estragos, en su mayoría en la capital del país, por la gran cantidad de energía liberada, aunado a las condiciones del suelo del valle de México. Los resultados de las múltiples investigaciones han demostrado la vulnerabilidad de muchas estructuras, así como de los reglamentos y malas prácticas durante los procesos constructivos. Cerca del 58% de los edificios colapsados tenían planta baja débil, bastante alto en comparación con otras irregularidades. La distribución de las estaciones sísmicas en la Ciudad de México permitió que este fuese registrado por 68 estaciones (61 operadas por el CIRES y 7 por la RAII-UNAM). Es por ello que, para fines de este trabajo, se analizarán las estaciones anteriormente mencionadas.

En la Figura V-3 se muestra la ubicación de las estaciones operadas por el CIRES y las de la RAII-UNAM en un mapa con la zonificación del suelo de la Ciudad de México.

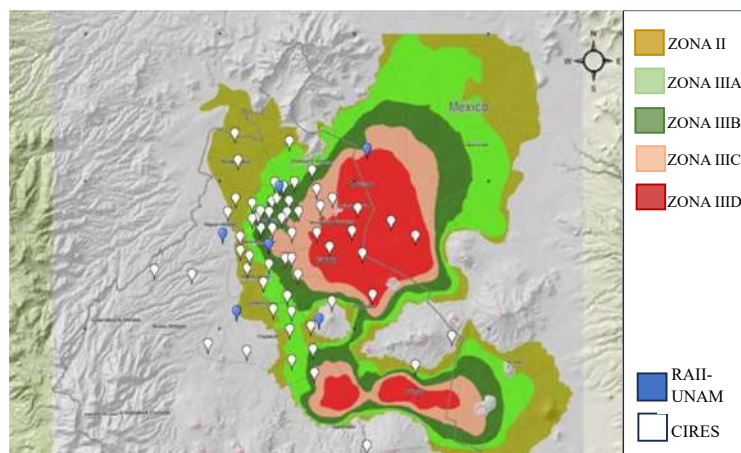


Figura V-3 Ubicación de las estaciones sísmicas en la Ciudad de México en 2017. Obtenido de (ERN, 2018)

En la zona I (suelo firme) y zona II (suelo de transición) se encuentran diez estaciones en cada una, en la zona III (suelo blando) hay 48 estaciones, de las cuales nueve están en la zona IIIa, 17 en la zona IIIB, 13 en zona IIIC y nueve en zona IIID. Lo anterior se muestra en la Tabla V-2 donde se incluyen las claves de identificación de cada estación por zona geotécnica.

Tabla V-2 Estaciones a emplear según zona geotécnica.

INSTITUCIÓN	ZONA GEOTÉCNICA						TOTAL
	ZONA I	ZONA II	ZONA IIIa	ZONA IIIB	ZONA IIIC	ZONA IIID	
CIRES	CE18	AO24	CH84	AL01	AP68	AE02	61
	CP28	AU46	GC38	BL45	BA49	AU11	
	CS78	CO47	IB22	CI05	BO39	CE23	
	FJ74	DR16	JC54	CJ03	CA59	CE32	
	MT50	DX37	LI33	CJ04	CU80	NZ20	
	PA34	EO30	LV17	CO56	DM12	NZ31	
	TP13	ES57	MI15	GA62	HJ72	PD42	
	UI21	GR27	SI53	LI58	JA43	TH35	
		ME52	UC44	PE10	MY19		
				RM48	RI76		
				SP51	VM29		
				TL08	XO36		
				TL55	XP06		
				VG09			
RAII-UNAM	CUP5	LEAC		CCCL		PISU	7
	TACY			PCJR			
				SCT2			

5.3. AJUSTE DE LOS REGISTROS SÍSMICOS

Los registros sísmicos nos proporcionan información del movimiento del suelo. A partir de las aceleraciones es posible obtener velocidades y/o desplazamientos, espectros de respuesta, entre otros. Los registros son indispensables para el cálculo estructural de las edificaciones.

Sin embargo, los datos obtenidos de las estaciones sísmicas no son “limpias” ya que presentan contaminaciones de ruido. Estas perturbaciones son provocadas por múltiples factores como son el tipo de componentes del instrumento, fuentes de vibración ajeno al acelerógrafo causados por causas naturales del ambiente, actividades humanas, entre otros. Además, cuando un instrumento comienza a percibir y tomar lectura de un sismo, normalmente se asumen que este no ha tenido alteraciones de velocidad o desplazamiento previos (es decir que el registro comienza desde cero) siendo que esto puede que realmente no sea cierto.

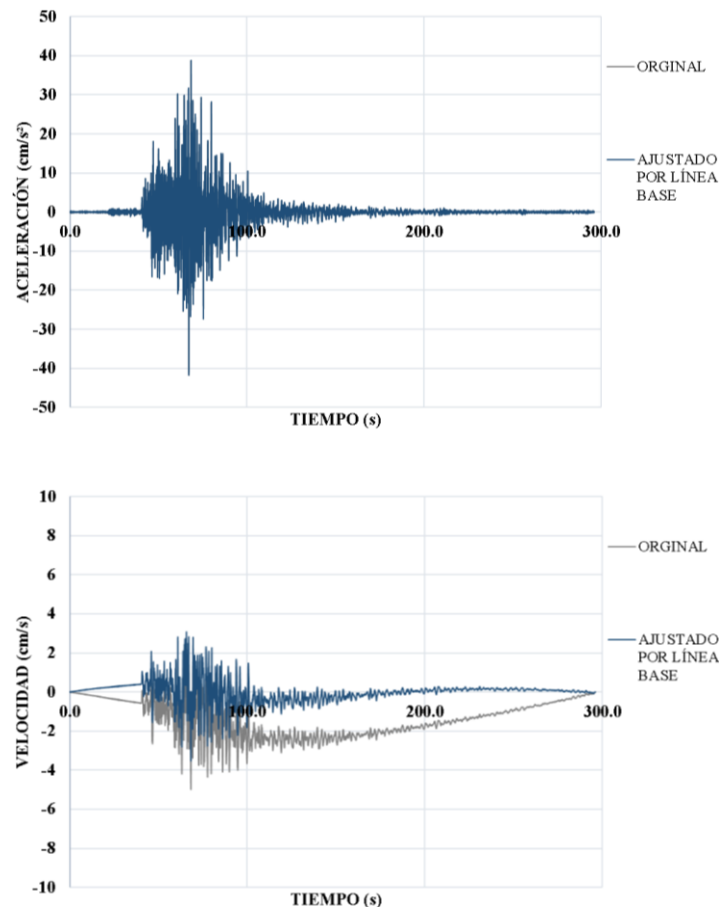
En general, no es posible identificar, separar y eliminar la contaminación que sufren los registros de forma exacta. Existen métodos que nos ayudan a aproximar de forma fehaciente las aceleraciones “limpias” del suelo captadas en los acelerógrafos, es decir, optimizar un equilibrio entre la señal y el ruido de forma aceptable. Los ajustes son prácticamente imperceptibles en las aceleraciones del suelo, sin embargo, cobran sentido al comparar tanto las velocidades como los desplazamientos a partir de la integración de los registros ajustados con los originalmente obtenidos. Los resultados de los ajustes dan una naturaleza más física de las velocidades y desplazamientos a través del tiempo. En general, no es posible saber cuál es el mejor método a emplear para los ajustes, por lo que existe cierto grado de subjetividad. En este trabajo se hará únicamente corrección de línea base en todos los registros sísmicos.

5.3.1. AJUSTE POR LÍNEA BASE

La línea base de referencia de las aceleraciones se puede corregir mediante el uso de polinomios $p(x)$ de n grados que, a su vez, los coeficientes de los mismos son obtenidos por un ajuste de mínimos cuadrados.

Al usar este método, se corrige la línea base en los registros de velocidades y desplazamientos. En otras palabras, el objetivo es que no existan desplazamientos y velocidades residuales al concluir el registro sísmico. Al integrar una vez el desplazamiento constante se obtiene una función lineal, lo que corresponde a un incremento lineal de la velocidad; al realizar una segunda integración el resultado es una función cuadrática, por lo que genera un incremento de forma parabólica del desplazamiento. Con esto, se entiende de mejor manera el por qué este ajuste es muy notorio tanto para las velocidades y desplazamientos, pero casi imperceptible para las aceleraciones.

En la Figura V-4 se muestra las aceleraciones, velocidades y desplazamientos para el registro original como el ajustado por línea base de la componente vertical de la estación UC44, como ejemplo de lo anteriormente mencionado.



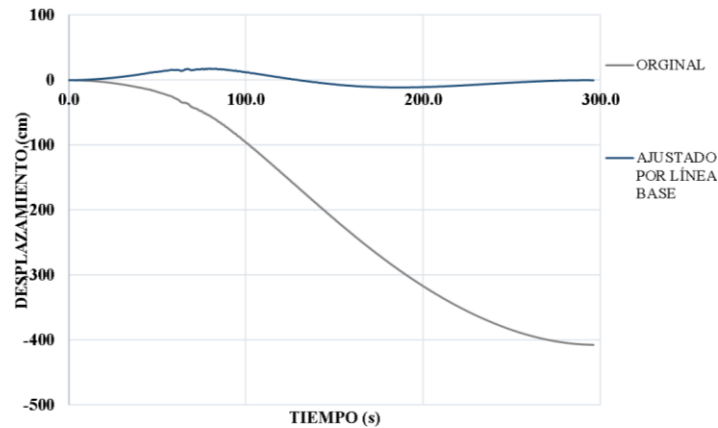


Figura V-4 Ajuste por línea base de la componente vertical de la estación UC44.

5.4. PROCESO DE LOS REGISTROS

Los registros de aceleración nos brindan una enorme cantidad de información a través de la extracción, proceso y transformación de sus datos. Su análisis ayuda a comprender las propiedades del movimiento del suelo, la interacción y su relación con la respuesta sísmica de las estructuras.

5.4.1. ANÁLISIS DE LAS ACELERACIONES MÁXIMAS DEL SUELO (PGA)

Las Tablas V-3 a V-8 y Figuras V-5 a V-10 muestran las aceleraciones máximas del suelo de las tres componentes (N-S, E-O y V), incluyendo la duración del registro para cada estación, agrupadas por zona.

La zona I es donde se presentan las menores aceleraciones máximas. El intervalo de variación de las aceleraciones horizontales y verticales es de 47-133 cm/s^2 y 29-81 cm/s^2 , respectivamente. La estación CP28 registró las mayores aceleraciones de la zona, con 133.44 cm/s^2 de la componente horizontal y 81.15 cm/s^2 de la vertical. La estación TACY tuvo la mayor duración de registro, en el intervalo de 164-177 segundos. Es congruente que en esta zona se encuentren las menores aceleraciones registradas en la ciudad, debido al suelo duro que no ocasiona amplificaciones como las de suelos más blandos.

Para la zona II (transición) el intervalo de aceleraciones horizontales y verticales fue de 62-123 cm/s^2 y 25-53 cm/s^2 , respectivamente. La estación LEAC registró aceleraciones horizontales y duración mayor con 194.82 cm/s^2 y 239-242 segundos.

El intervalo de aceleraciones más grande corresponde a la zona IIIa con valores horizontales y verticales en el intervalo de 104-226 cm/s^2 y 26-84 cm/s^2 , respectivamente. En esta zona, conjuntamente con las zonas II y IIIb, fue donde se concentraron las mayores afectaciones del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Las zonas IIIb y IIIc tuvieron intervalos de aceleraciones máximas horizontales bastante semejantes de 54-124 cm/s^2 y 52-190 cm/s^2 , respectivamente. La estación TH35 (zona IIIc) registró un aceleración horizontal máxima de 189.94 cm/s^2 y la NZ20 (zona IIIc) de 72.30 cm/s^2 en dirección vertical. En contraparte, las aceleraciones verticales de la zona IIIb fueron más moderadas, en el intervalo de 30-54 cm/s^2 . El tiempo de registro fue también semejante en ambas zonas con 49-97 y 50-90 segundos, respectivamente.

La zona IIIc posee aceleraciones máximas horizontales y verticales que van de 52-174 cm/s^2 y 24-86 cm/s^2 , respectivamente. Esta zona, junto a la IIIa, es la que presentó las mayores aceleraciones verticales.

Tabla V-3 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona I.

ESTACIÓN	PGA (cm/s^2)					
	E-O	T (s)	N-S	T (s)	V	T (s)
CE18	51.06	64.04	72.74	65.13	29.67	64.71
CP28	133.44	66.11	90.29	64.90	81.15	65.11
CS78	55.52	65.30	87.01	66.99	57.99	67.59
CUP5	58.83	61.24	55.36	64.43	33.97	64.49
FJ74	91.06	64.86	92.16	62.31	50.05	66.13
MT50	58.27	70.07	47.05	72.24	29.80	65.42
PA34	85.56	60.80	83.25	63.22	59.96	60.66
TACY	62.38	176.19	58.43	164.92	34.62	166.07
TP13	66.58	83.49	60.34	82.76	51.56	84.03
UI21	79.26	88.34	74.69	86.47	35.51	84.84

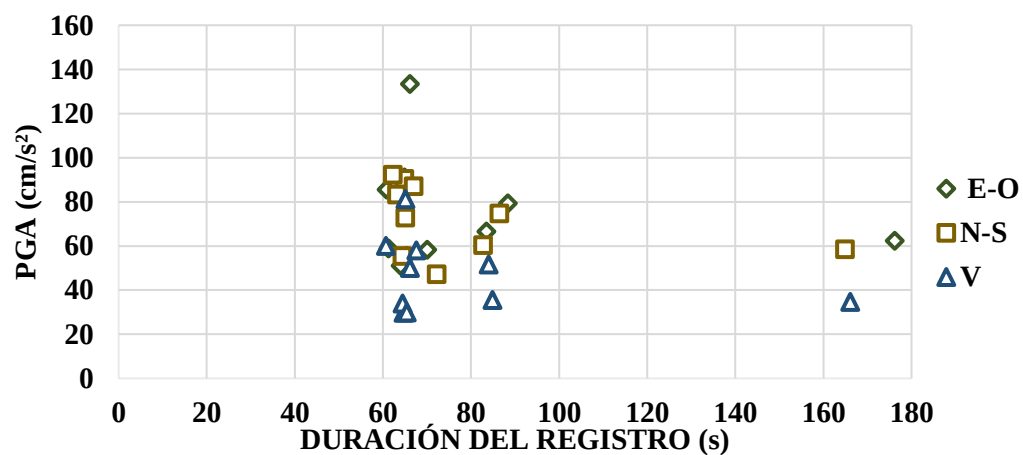


Figura V-5 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona I.

Tabla V-4 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona II.

ESTACIÓN	PGA (cm/s²)					
	E-O	T (s)	N-S	T (s)	V	T (s)
AO24	119.65	75.95	106.39	63.97	47.92	65.53
AU46	94.89	64.88	77.29	69.97	33.44	64.19
CO47	93.96	64.94	71.96	65.38	30.59	70.13
DR16	77.17	73.07	71.01	69.57	25.09	69.56
DX37	123.94	85.88	187.73	84.62	52.37	85.08
EO30	82.13	61.52	67.51	69.66	34.53	63.81
ES57	83.91	66.07	70.50	72.26	28.19	66.44
GR27	119.63	97.45	84.67	86.22	44.77	88.06
LEAC	156.37	239.71	194.82	239.72	49.84	242.05
ME52	72.16	64.54	62.80	60.29	31.71	61.84

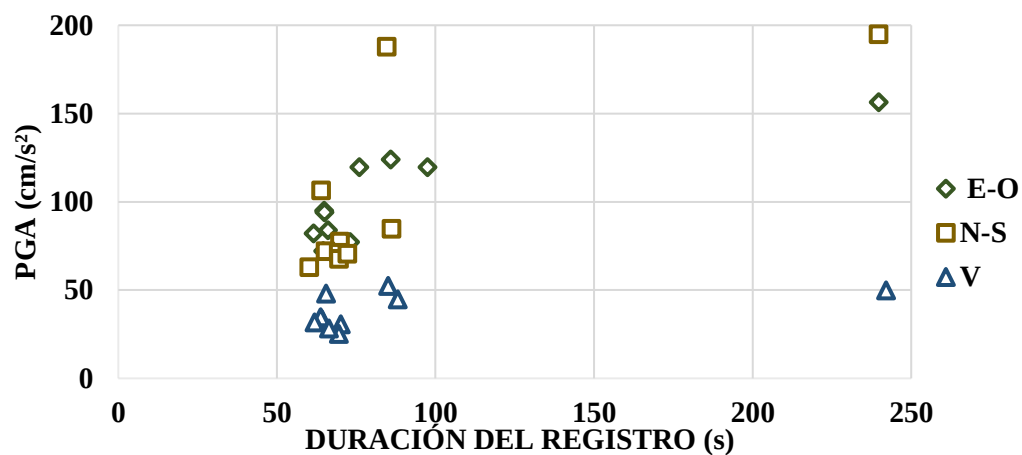


Figura V-6 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona II.

Tabla V-5 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIa.

ESTACIÓN	PGA (cm/s²)					
	E-O	T (s)	N-S	T (s)	V	T (s)
CH84	225.60	68.95	148.96	67.44	83.81	66.57
GC38	124.20	63.50	125.62	74.58	43.17	65.82
IB22	160.88	65.42	119.01	63.66	46.21	63.59
JC54	204.11	65.90	220.27	64.72	59.85	65.56
LI33	113.38	84.72	137.93	86.52	65.26	79.39
LV17	104.14	94.33	123.02	91.03	25.93	86.62
MI15	133.43	65.30	207.19	70.09	55.29	64.39
SI53	177.57	65.51	129.03	65.10	56.78	66.39
UC44	124.93	68.68	125.32	62.77	41.73	67.10

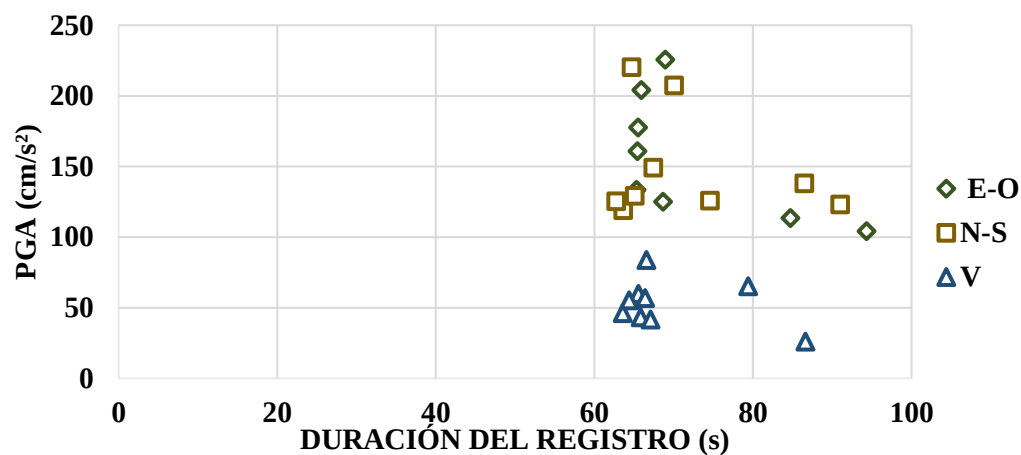


Figura V-7 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIa.

Tabla V-6 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIb.

ESTACIÓN	PGA (cm/s ²)					
	E-O	T (s)	N-S	T (s)	V	T (s)
AL01	108.56	87.02	117.12	84.30	40.19	86.64
BL45	114.47	68.30	102.27	74.05	39.70	66.91
CCCL	73.42	78.75	85.53	76.53	41.00	76.11
CI05	114.24	87.56	113.32	83.42	51.20	88.25
CJ03	98.03	96.89	111.99	89.50	36.39	88.87
CJ04	97.06	96.67	123.93	87.77	34.78	87.15
CO56	53.82	64.42	109.76	63.27	53.82	64.42
GA62	84.03	63.91	97.07	68.08	33.66	65.97
LI58	89.91	70.97	95.81	63.37	51.12	77.26
PCJR	98.66	79.92	94.60	83.91	53.49	75.53
PE10	124.56	70.26	101.41	63.04	31.15	63.84
RM48	78.01	65.46	61.07	70.34	37.85	49.56
SCT2	91.68	91.45	90.33	84.66	41.77	86.15
SP51	100.38	64.32	77.36	67.98	38.50	63.40
TL08	81.21	70.85	82.85	66.93	30.18	68.64
TL55	69.20	86.93	82.46	66.22	33.57	69.15
VG09	101.85	90.43	119.54	83.55	36.45	86.41

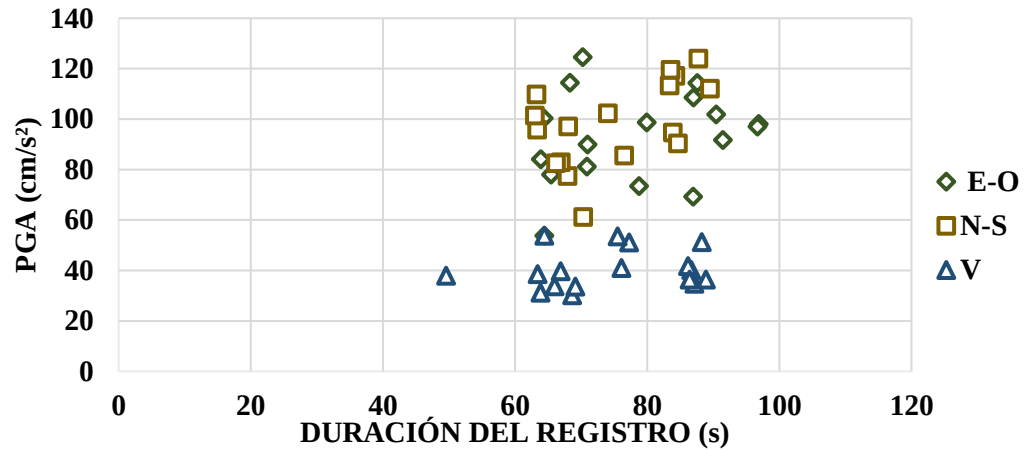


Figura V-8 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIb.

Tabla V-7 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIc.

ESTACIÓN	PGA (cm/s ²)					
	E-O	T (s)	N-S	T (s)	V	T (s)
AP68	133.95	66.56	115.23	65.22	81.40	66.05
BA49	113.16	79.92	88.94	97.93	30.64	83.89
BO39	95.14	95.29	77.91	85.09	24.11	94.05
CA59	89.83	68.87	83.50	69.72	35.62	67.75
CU80	168.30	68.43	144.07	70.11	41.72	61.29
DM12	90.52	69.09	87.54	71.90	41.03	69.61
HJ72	96.40	70.84	90.33	71.92	40.60	71.04
JA43	106.29	68.10	82.88	66.23	47.83	69.18
MY19	111.65	67.79	119.88	65.28	85.39	66.22
RI76	72.66	69.26	52.38	71.71	24.24	66.56
VM29	94.83	97.48	85.24	82.28	35.91	83.35
XO36	173.56	73.11	124.14	74.04	50.53	66.50
XP06	108.19	70.11	81.74	79.57	30.98	67.23

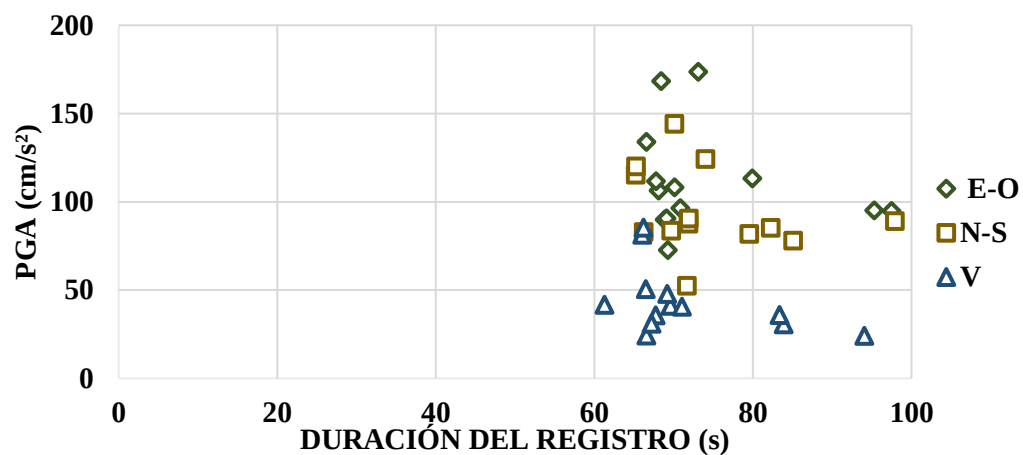


Figura V-9 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIc.

Tabla V-8 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIId.

ESTACIÓN	PGA (cm/s²)					
	E-O	T (s)	N-S	T (s)	V	T (s)
AE02	114.86	65.57	96.18	64.78	42.17	83.98
AU11	90.45	67.75	72.11	78.29	35.17	52.94
CE23	59.99	70.18	52.09	70.09	26.55	50.05
CE32	76.76	69.99	80.39	68.52	35.77	67.82
NZ20	142.01	67.83	145.69	66.09	72.30	71.79
NZ31	97.73	109.09	110.00	89.70	33.64	84.68
PD42	96.26	62.62	83.77	65.26	42.37	63.12
PISU	97.04	81.12	94.74	65.81	24.48	67.61
TH35	186.69	81.25	189.94	88.12	58.99	79.46

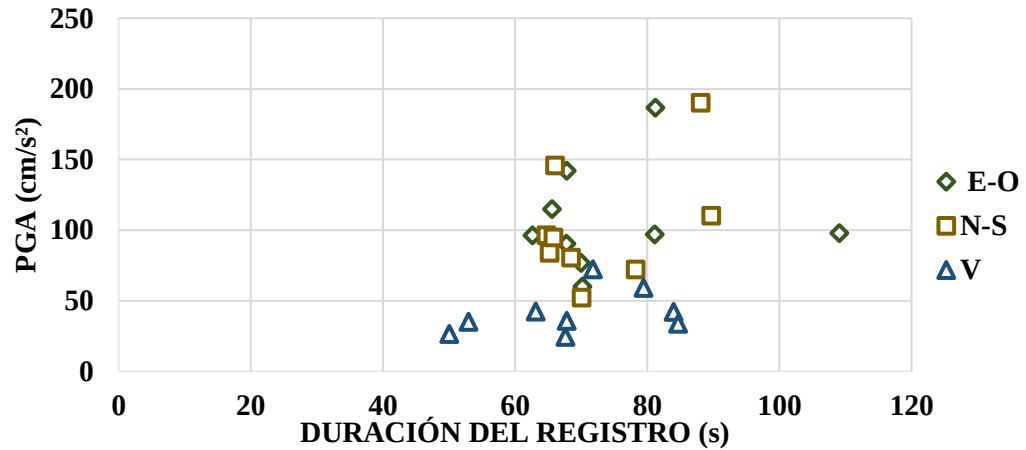


Figura V-10 Aceleraciones máximas del suelo registrados en las tres direcciones para la zona IIIId.

La tabla V-9 muestra un resumen de las tres aceleraciones máximas del suelo por zona y dirección del registro. En la zona IIIa se encuentran las mayores aceleraciones horizontales (E-O y N-S) con 225.60 cm/s^2 y 220.27 cm/s^2 , respectivamente. La mayor aceleración máxima vertical se registró en la zona IIIc, con 85.39 cm/s^2 .

En la tabla V-10 se encuentran las aceleraciones máximas de las estaciones con su respectiva distancia epicentral al sismo, la media geométrica de las aceleraciones horizontales y la relación de aceleraciones máximas V/MG_H . La figura V-11 muestra de forma esquemática las aceleraciones máximas de las tres componentes y la media geométrica de las componentes horizontales por zona geotécnica.

Tabla V-9 Resumen de las tres aceleraciones máximas del suelo en las tres direcciones por zona.

CLAVE	ZONA	DIRECCIÓN	PGA (cm/s ²)
CP28	I	E-O	133.44
FJ74		N-S	92.16
CP28		V	81.15
LEAC	II	E-O	156.37
LEAC		N-S	194.82
DX37		V	52.37
CH84	IIIa	E-O	225.60
JC54		N-S	220.27
CH84		V	83.81

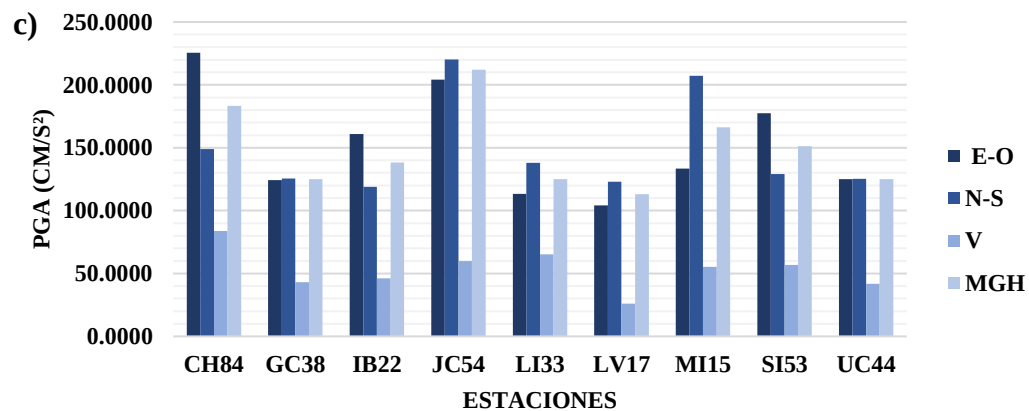
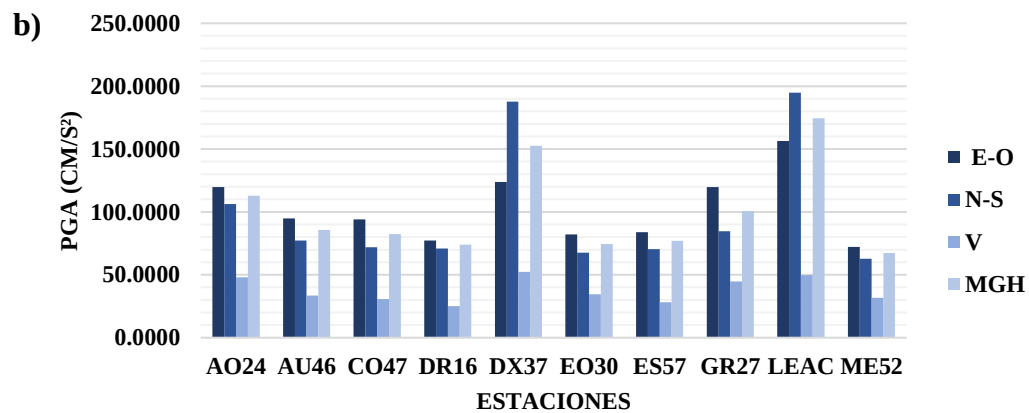
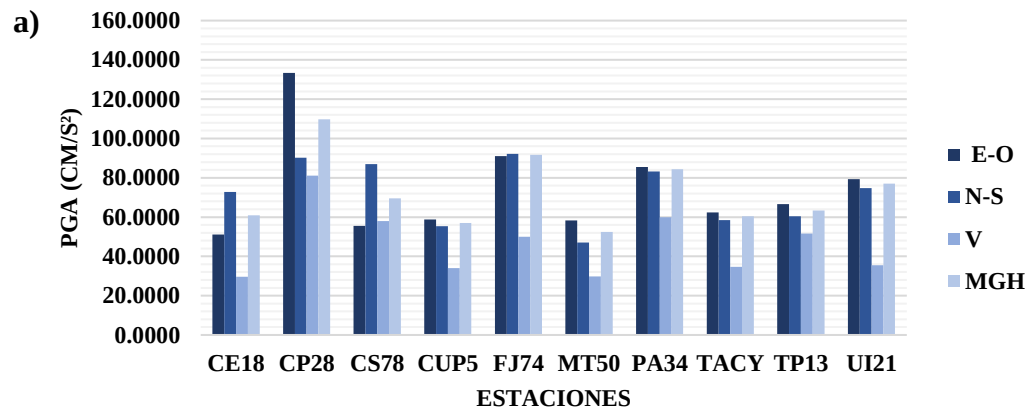
PE10	IIIb	E-O	124.56
CJ04		N-S	123.93
CO56		V	53.82
XO36	IIIc	E-O	173.56
CU80		N-S	144.07
MY19		V	85.39
TH35	IIId	E-O	186.69
TH35		N-S	189.94
NZ20		V	72.30

Tabla V-10 Relación de aceleraciones máximas V/H y distancia epicentral para cada estación.

CLAVE ESTACIÓN	ZONA	DISTANCIA EPICENTRAL (KM)	PGA (cm/s ²)			MG _H	V/MG _H
			E-O	N-S	V		
CE18	I	121	51.0590	72.7356	29.6702	60.9410	0.4869
CP28	I	131	133.4382	90.2898	81.1537	109.7639	0.7393
CS78	I	130	55.5160	87.0055	57.9941	69.4996	0.8345
CUP5	I	122	58.8305	55.3569	33.9698	57.0673	0.5953
FJ74	I	122	91.0565	92.1638	50.0518	91.6085	0.5464
MT50	I	134	58.2667	47.0506	29.8016	52.3592	0.5692
PA34	I	105	85.5625	83.2456	59.9593	84.3961	0.7105
TACY	I	130	62.3791	58.4292	34.6179	60.3719	0.5734
TP13	I	120	66.5800	60.3354	51.5591	63.3808	0.8135
UI21	I	132	79.2607	74.6903	35.5062	76.9416	0.4615
AO24	II	126	119.6518	106.3945	47.9165	112.8286	0.4247
AU46	II	129	94.8917	77.2866	33.4436	85.6379	0.3905
CO47	II	128	93.9559	71.9615	30.5942	82.2265	0.3721
DR16	II	141	77.1740	71.0099	25.0948	74.0278	0.3390
DX37	II	123	123.9411	187.7264	52.3719	152.5353	0.3433
EO30	II	130	82.1321	67.5071	34.5288	74.4614	0.4637
ES57	II	131	83.9105	70.4970	28.1903	76.9119	0.3665
GR27	II	139	119.6337	84.6721	44.7697	100.6461	0.4448
LEAC	II	118	156.3740	194.8221	49.8419	174.5426	0.2856
ME52	II	135	72.1636	62.8033	31.7088	67.3210	0.4710
CH84	IIIa	122	225.5992	148.9596	83.8100	183.3171	0.4572
GC38	IIIa	119	124.1985	125.6242	43.1724	124.9093	0.3456
IB22	IIIa	123	160.8816	119.0129	46.2111	138.3726	0.3340
JC54	IIIa	120	204.1057	220.2667	59.8546	212.0323	0.2823
LI33	IIIa	113	113.3813	137.9305	65.2558	125.0550	0.5218

LV17	IIIa	139	104.1381	123.0165	25.9273	113.1844	0.2291
MI15	IIIa	117	133.4270	207.1935	55.2924	166.2684	0.3325
SI53	IIIa	127	177.5651	129.0294	56.7838	151.3642	0.3751
UC44	IIIa	134	124.9251	125.3195	41.7258	125.1221	0.3335
AL01	IIIb	133	108.5630	117.1154	40.1911	112.7582	0.3564
BL45	IIIb	132	114.4740	102.2731	39.7004	108.2017	0.3669
CCCL	IIIb	133	73.4187	85.5283	41.0016	79.2425	0.5174
CI05	IIIb	132	114.2434	113.3188	51.1969	113.7802	0.4500
CJ03	IIIb	131	98.0309	111.9945	36.3878	104.7803	0.3473
CJ04	IIIb	131	97.0640	123.9278	34.7784	109.6765	0.3171
CO56	IIIb	132	53.8191	109.7619	53.8191	76.8588	0.7002
GA62	IIIb	133	84.0346	97.0687	33.6615	90.3168	0.3727
LI58	IIIb	133	89.9052	95.8086	51.1219	92.8100	0.5508
PCJR	IIIb	131	98.6630	94.6022	53.4900	96.6113	0.5537
PE10	IIIb	127	124.5604	101.4053	31.1484	112.3881	0.2772
RM48	IIIb	133	78.0134	61.0727	37.8507	69.0253	0.5484
SCT2	IIIb	127	91.6775	90.3323	41.7671	91.0024	0.4590
SP51	IIIb	125	100.3807	77.3631	38.4963	88.1236	0.4368
TL08	IIIb	134	81.2083	82.8491	30.1776	82.0246	0.3679
TL55	IIIb	135	69.1960	82.4566	33.5706	75.5359	0.4444
VG09	IIIb	137	101.8462	119.5449	36.4466	110.3413	0.3303
AP68	IIIc	126	133.9489	115.2277	81.3964	124.2362	0.6552
BA49	IIIc	131	113.1613	88.9382	30.6427	100.3213	0.3054
BO39	IIIc	135	95.1433	77.9133	24.1121	86.0983	0.2801
CA59	IIIc	131	89.8338	83.5042	35.6181	86.6112	0.4112
CU80	IIIc	117	168.3013	144.0678	41.7225	155.7138	0.2679
DM12	IIIc	131	90.5161	87.5360	41.0261	89.0136	0.4609
HJ72	IIIc	132	96.4025	90.3341	40.6018	93.3189	0.4351
JA43	IIIc	129	106.2863	82.8842	47.8264	93.8587	0.5096
MY19	IIIc	120	111.6484	119.8772	85.3939	115.6897	0.7381
RI76	IIIc	133	72.6569	52.3821	24.2405	61.6922	0.3929
VM29	IIIc	127	94.8303	85.2377	35.9052	89.9061	0.3994
XO36	IIIc	115	173.5574	124.1411	50.5301	146.7842	0.3442
XP06	IIIc	131	108.1888	81.7374	30.9813	94.0376	0.3295
AE02	IIId	129	114.8625	96.1819	42.1678	105.1080	0.4012
AU11	IIId	127	90.4544	72.1055	35.1677	80.7605	0.4355
CE23	IIId	133	59.9871	52.0916	26.5452	55.9002	0.4749
CE32	IIId	125	76.7587	80.3877	35.7721	78.5522	0.4554
NZ20	IIId	125	142.0106	145.6926	72.2991	143.8398	0.5026

NZ31	IIIId	127	97.7278	110.0041	33.6369	103.6844	0.3244
PD42	IIIId	128	96.2588	83.7673	42.3700	89.7961	0.4718
PISU	IIIId	133	97.0371	94.7419	24.4756	95.8826	0.2553
TH35	IIIId	112	186.6892	189.9389	58.9947	188.3070	0.3133



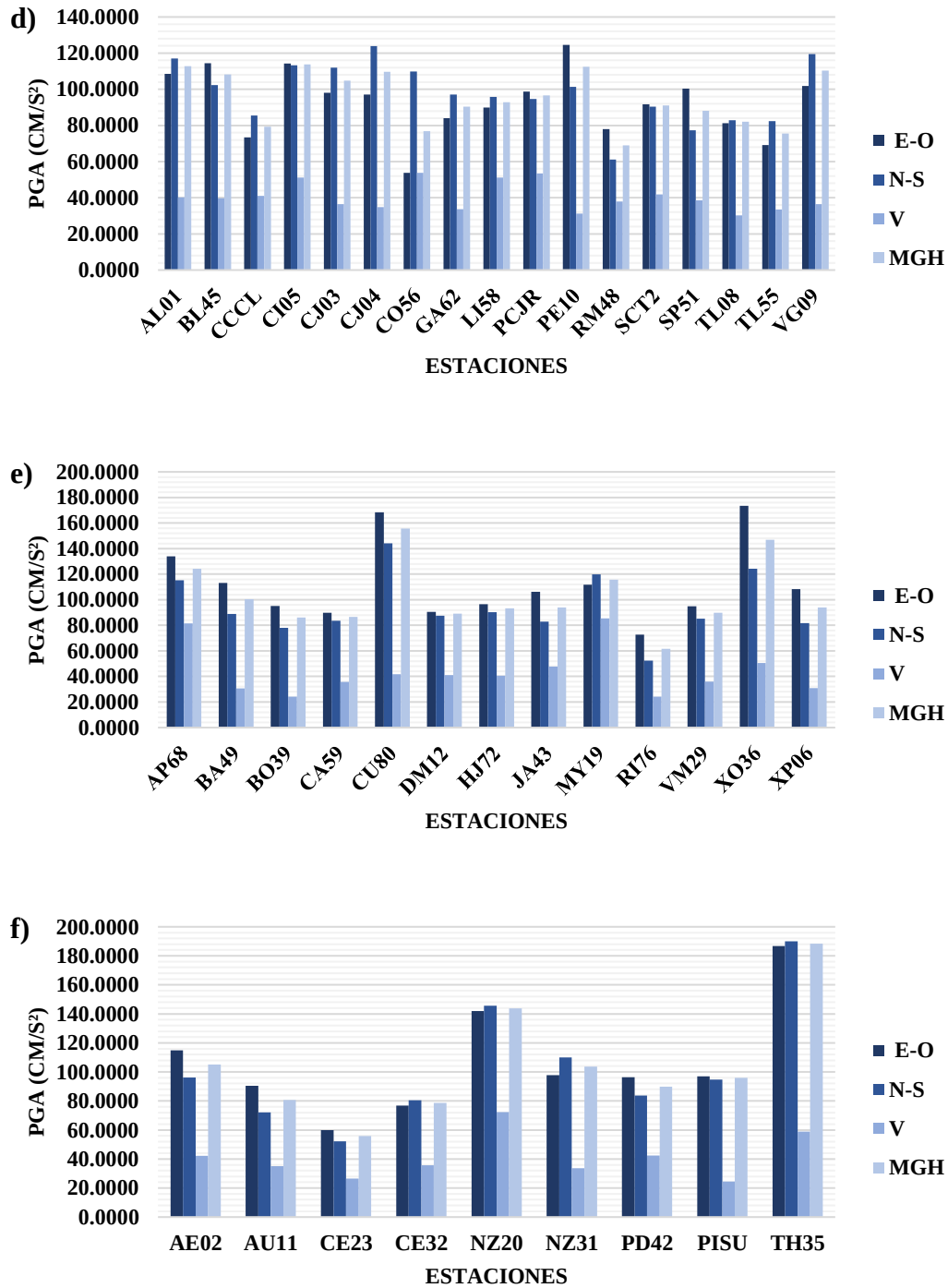
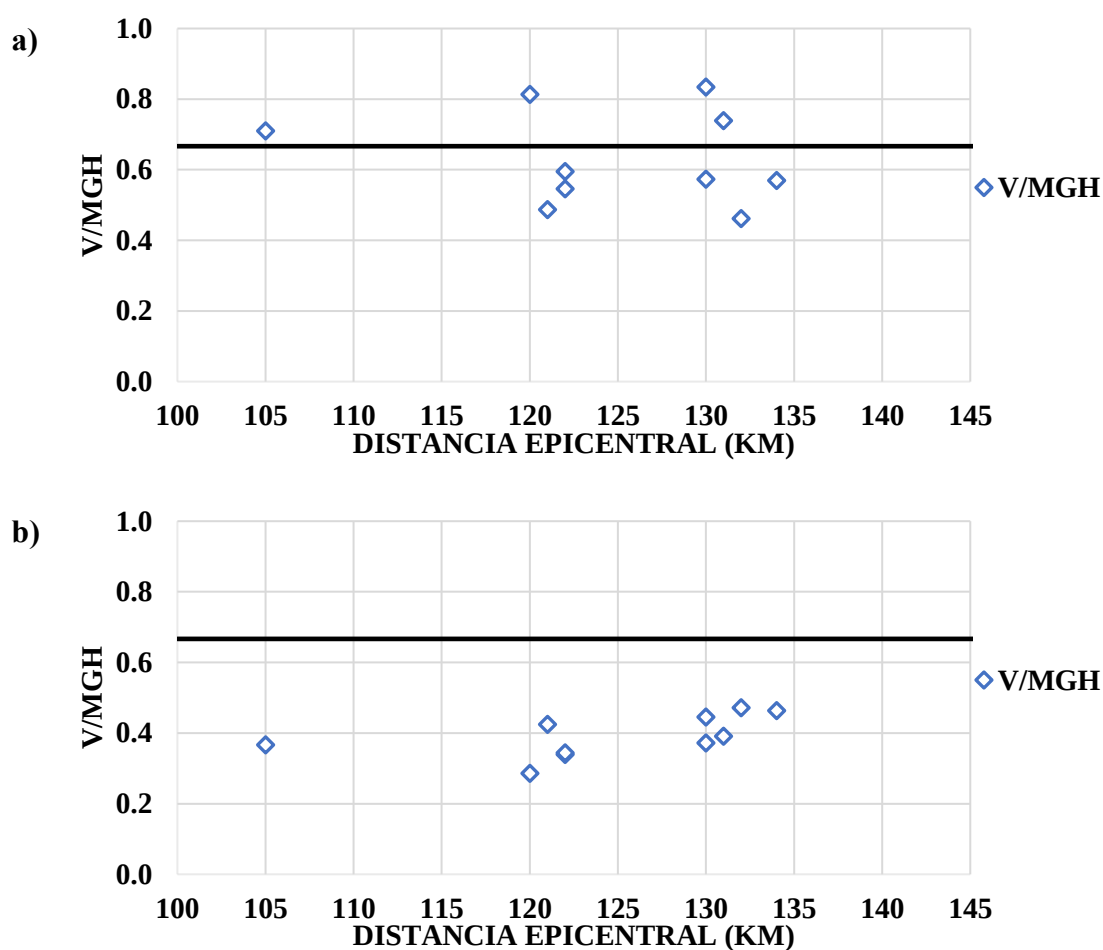


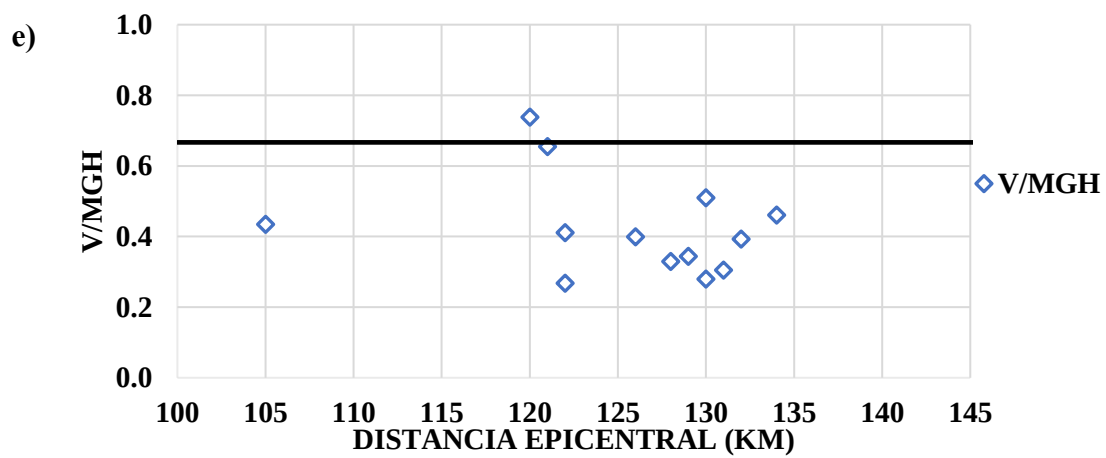
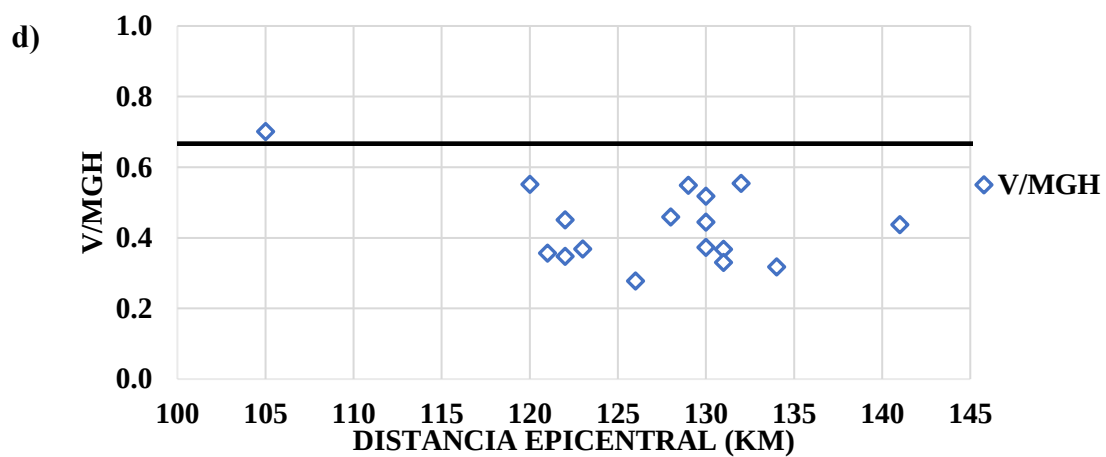
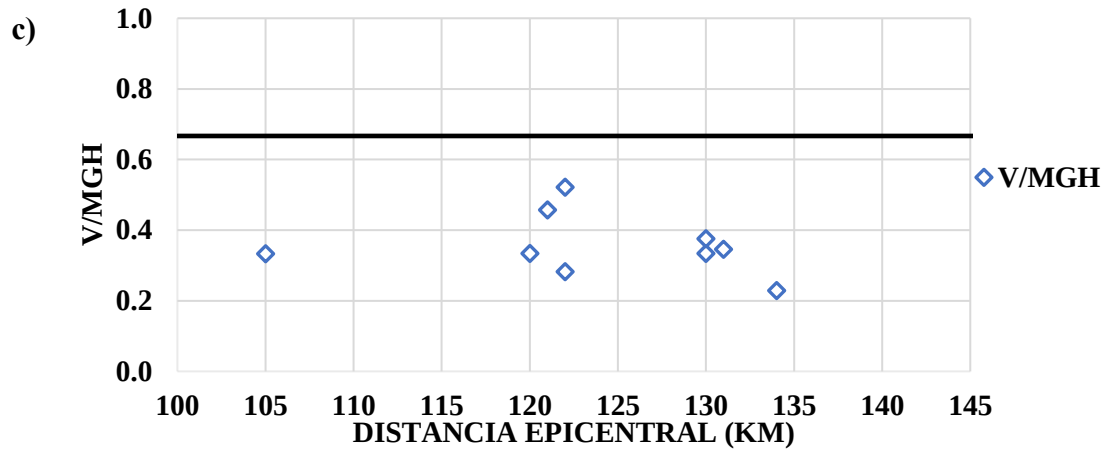
Figura V-11 Comparación de aceleraciones máximas del suelo, a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId.

En total, existieron seis estaciones que excedieron la relación $V/H=2/3$, de las cuales cuatro de ellas se ubican en la zona I (suelo duro). Esto se muestra en la Figura V-12, donde la línea negra horizontal representa el valor de la relación $V/H=2/3$. Esto representa el 8.82%

del total de estaciones y de este porcentaje el 5.88% están en la zona I. Las estaciones que excedieron esta relación V/H se encuentran en la Tabla V-11.

Ahora bien, tomando la media aritmética, desviación estándar y coeficiente de variación de las máximas aceleraciones del suelo por zona, las medias de las componentes horizontales (E-O y N-S) son bastante similares por zona. Las medias de las aceleraciones de la componentes vertical están de 37.85-53.11. Tomando en cuenta las tres componentes, la zona con mayor coeficiente de variación fue la zona IIIId y la menor la zona IIIb. La Tabla V-12 y Figura V-13 muestra la información antes mencionada.





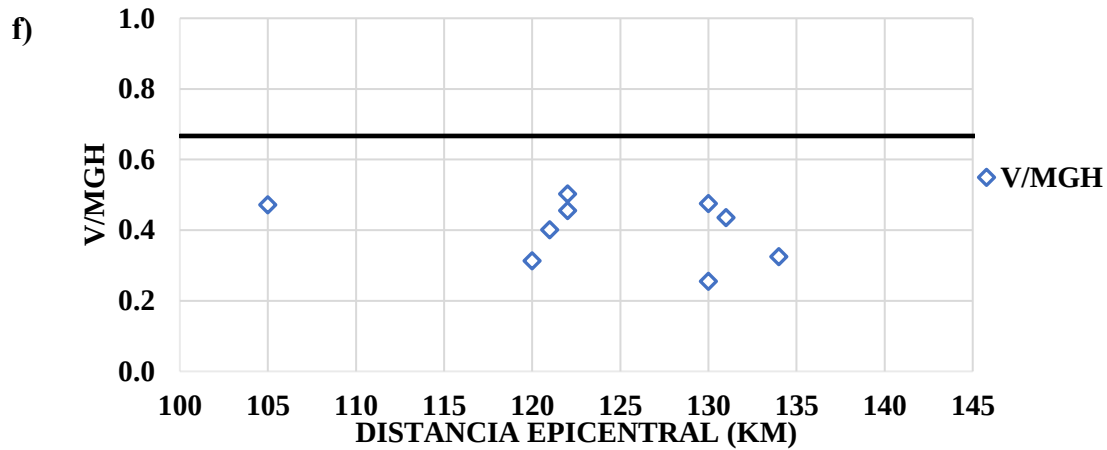


Figura V-12 Relación V/MG_H de las aceleraciones máximas del suelo de las estaciones con sus respectivas distancias epicentrales, a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId.

Tabla V-11 Estaciones que sobrepasaron la relación de $2/3$.

CLAVE	ZONA
CP28	I
CS78	I
PA34	I
TP13	I
CO56	IIIb
MY19	IIIc

Tabla V-12 Media, desviación estándar y Coef. De variación de las tres componentes por zona.

ZONA	$\bar{x}$ (cm/s ²)			σ (cm/s ²)			Coef. De variación (%)		
	E-O	N-S	V	E-O	N-S	V	E-O	N-S	V
I	74.19	72.13	46.43	24.77	16.06	16.78	33.38%	22.26%	36.14%
II	102.38	99.47	37.85	26.67	49.90	9.89	26.05%	50.17%	26.14%
IIIa	152.02	148.48	53.11	42.57	38.19	16.46	28.00%	25.72%	31.00%
IIIb	92.89	98.02	40.28	18.20	16.94	7.67	19.59%	17.28%	19.04%
IIIc	111.88	94.91	43.85	30.02	24.25	19.29	26.83%	25.55%	43.99%
IIId	101.64	96.14	39.02	37.64	41.79	15.43	37.04%	43.47%	39.54%

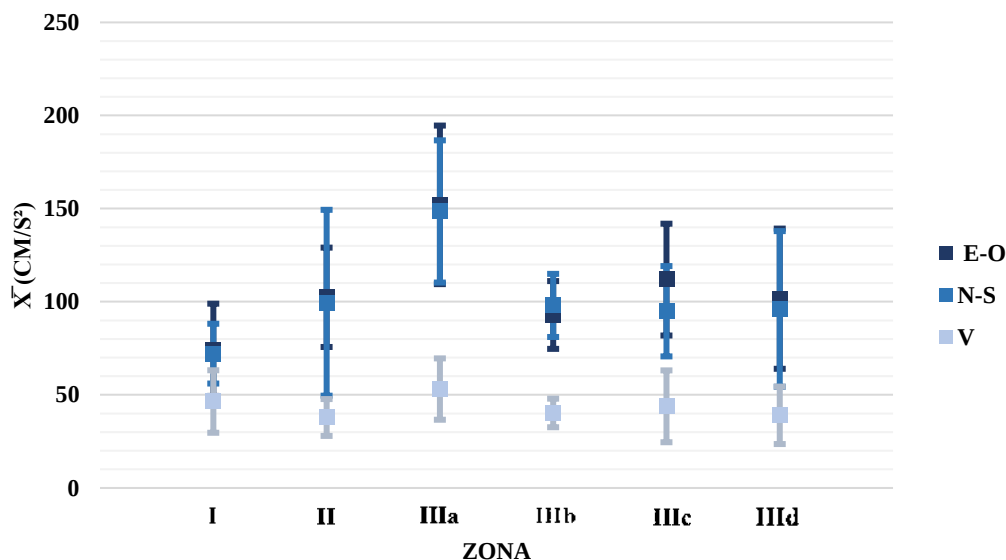


Figura V-13 Media y desviación estándar de las tres componentes por zona.

5.4.2. ESPECTROS DE RESPUESTA

Los espectros de respuesta proporcionan las respuestas máximas de un sistema de un grado de libertad (S1GDL) como función de porcentaje de amortiguamiento estructural. Normalmente se calculan espectros de deformación, pseudovelocidad y pseudoaceleración. El primero se relaciona con los desplazamientos, el segundo con la energía que almacena el sistema durante el sismo y el tercero con las fuerzas cortantes del mismo. En esta sección se desglosa los resultados obtenidos para los espectros de pseudoaceleración.

Las figuras V-14 a V-19 muestran los espectros de pseudoaceleraciones de las tres componentes de cada estación sísmica, por zona, incluyendo la media aritmética y $\pm$ una desviación estándar. De igual manera contienen gráficos con los valores de la relación V/H de la componente vertical respecto a la media geométrica o aritmética (según sea el caso) de las componentes horizontales.

En la zona I, la mayor amplificación se encuentra en la dirección horizontal para periodos en el intervalo de 0.11-1.0 s. Las máximas amplitudes espectrales se encuentran entre 150 y 486 cm/s², mientras que los valores espectrales máximos de la componente vertical están en el intervalo de 0.1-0.6 s, con amplitudes entre 117 y 323 cm/s². Los valores medios oscilan

en el intervalo de 139-192 cm/s^2 y de 80-127 cm/s^2 para la dirección horizontal y vertical, respectivamente. Los cocientes espectrales V/H mayores que 2/3 se ubicaron en el intervalo de periodos de 0.05-0.27 s, con dos picos máximos de 0.784 y 0.789.

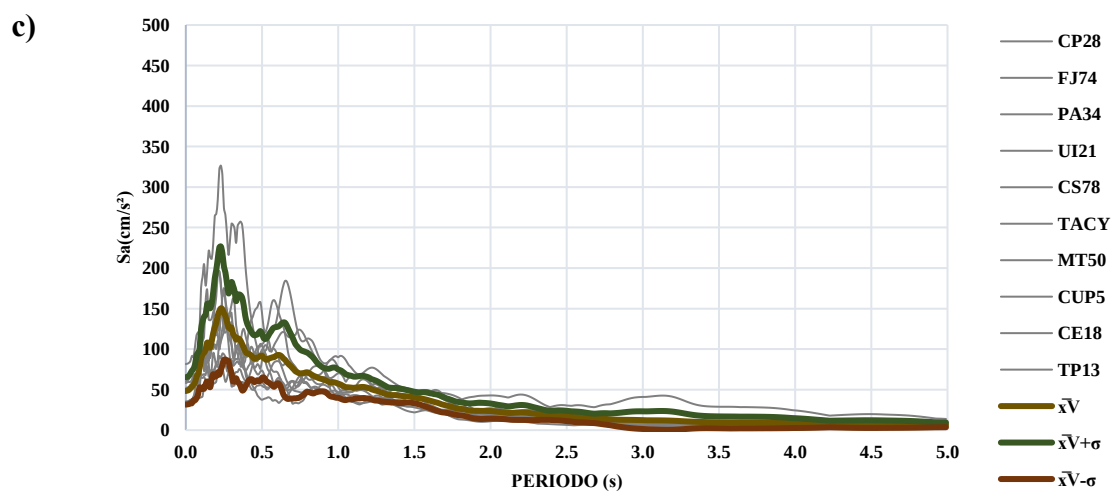
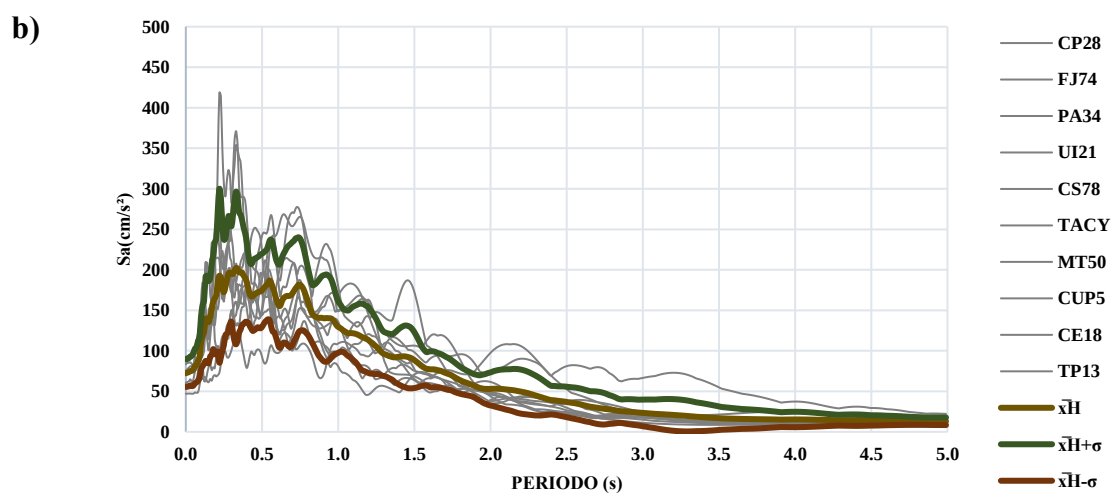
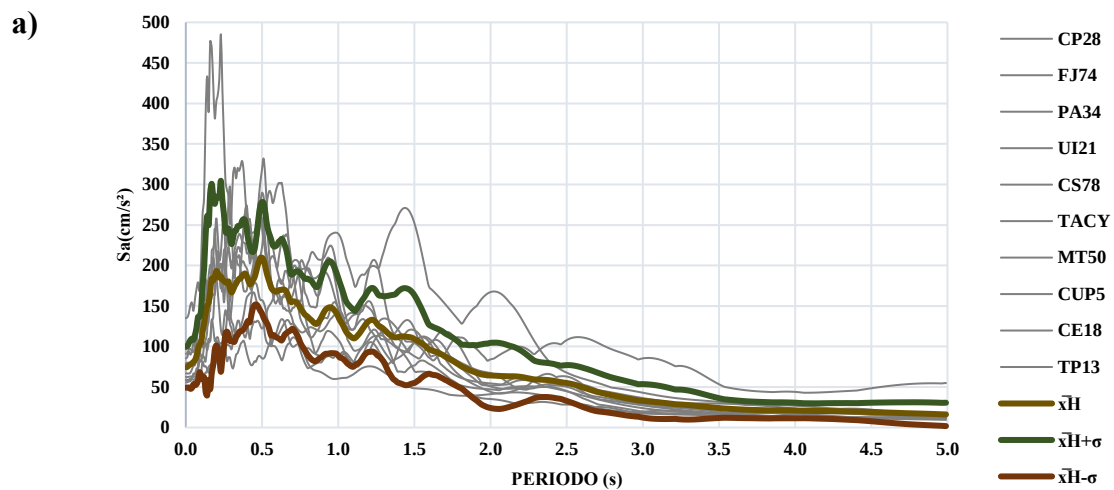
Las amplitudes espectrales de las componentes horizontales se incrementan bastante para la zona II. En este caso, las máximas amplitudes se localizan entre los periodos de 0.5-2.5 segundos, con valores que oscilan en el intervalo 285-1006 cm/s^2 . Las amplitudes espectrales máximas en la dirección vertical varían en el intervalo de 130-222 cm/s^2 , en periodos en el intervalo de 0.2-0.89 s. Lo mismo ocurre con los valores medios que se encuentran en los intervalos de 211-261 cm/s^2 y 89-107 cm/s^2 para las direcciones horizontal y vertical, respectivamente.

Los valores máximos en las direcciones horizontal y vertical se registraron en la zona IIIa; específicamente, la estación CH84 presentó amplitudes espectrales máximas de 1541 y 444 cm/s^2 , respectivamente. Las amplitudes espectrales máximas de la dirección horizontal variaron en el intervalo de 400-1541 cm/s^2 , para periodos de 0.75-1.70 s, y de 217-444 cm/s^2 para periodos entre 0.15 y 0.50 en la dirección vertical.

Las intensidades espectrales disminuyeron en la zona IIIb, con valores máximos de la dirección horizontal en el intervalo de 290-582 cm/s^2 , con periodos entre 0.30-2.50 s y de 212-225 cm/s^2 , con periodos entre 0.28-0.77 segundos.

Finalmente, las zonas IIIc y IIId presentaron amplitudes espectrales y periodos bastante similares. En la dirección horizontal se obtuvieron amplitudes máximas en el intervalo de 350-832 cm/s^2 , con periodos de 0.30-2.80 s y en la dirección vertical las amplitudes máximas fueron en el intervalo de 122-260 cm/s^2 , con periodos de 0.20-2.20 segundos.

Las relaciones espectrales V/H que excedieron el valor de 2/3 se encontraron entre 0.71-0.74, en periodos de 0.13-0.34 s (zonas II, IIIa, IIIc-IIId). En la zona IIIb se alcanzó una relación V/H pico de 0.66. La zona I presentó las máximas relaciones V/H, y es esta misma zona la que tiene las menores intensidades espectrales.



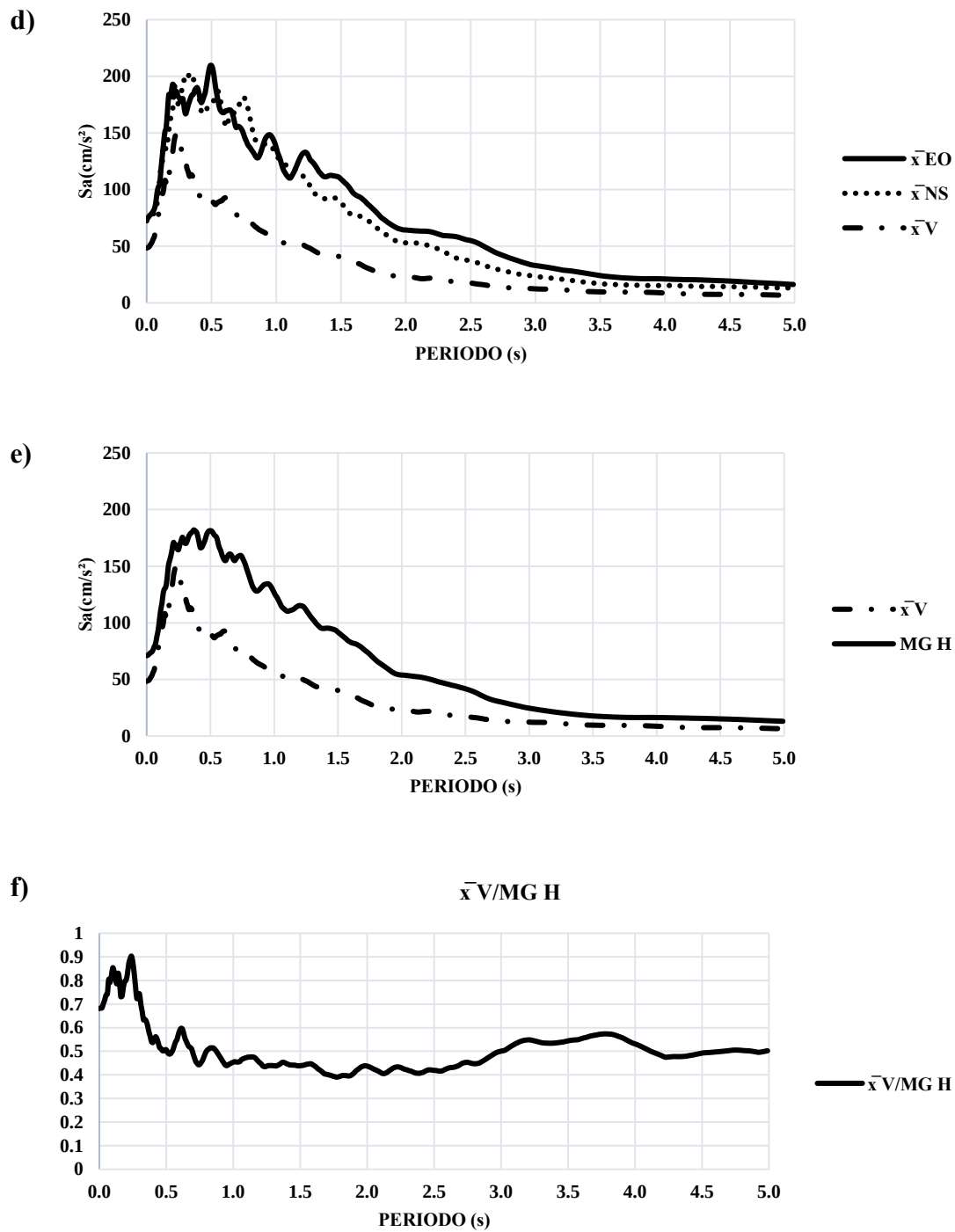
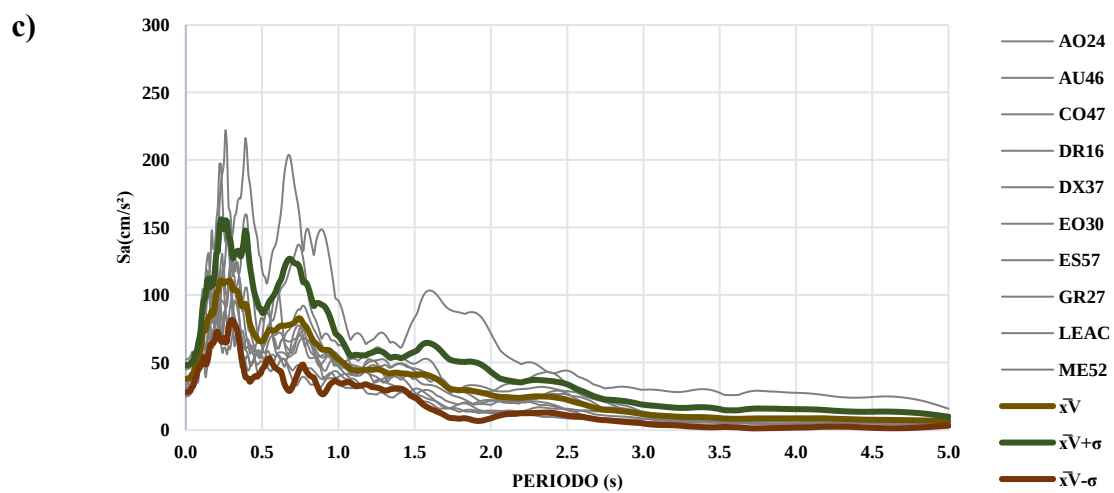
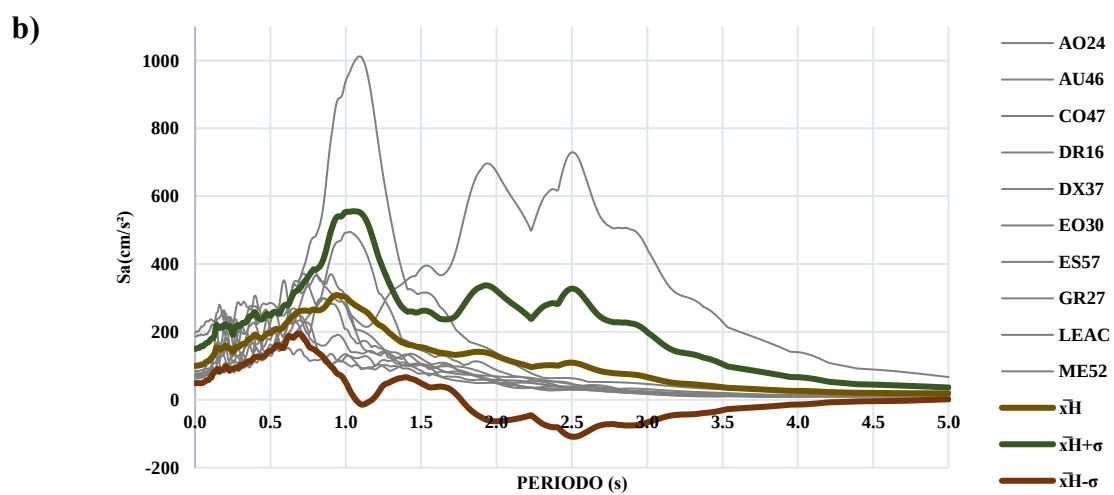
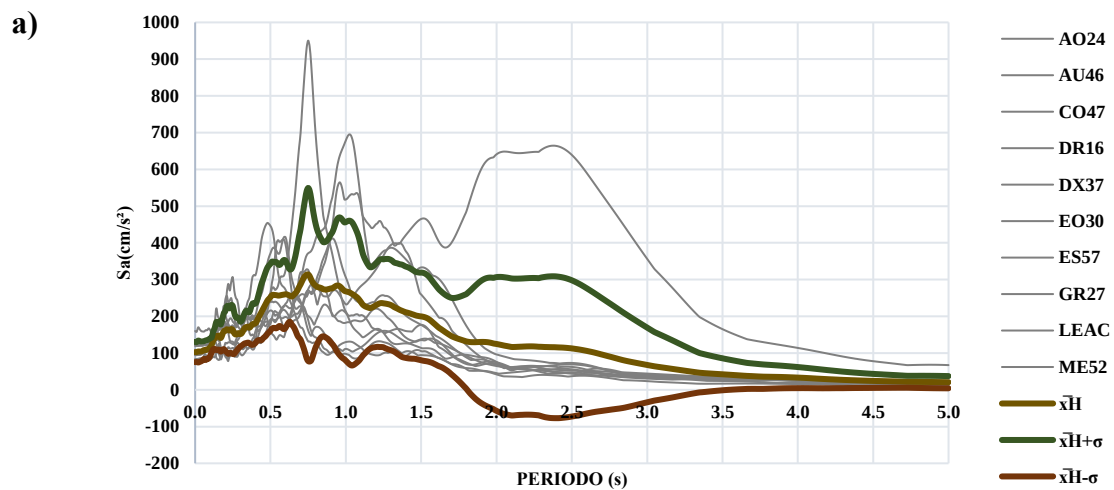


Figura V-14 Espectros de respuesta de la zona I, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.



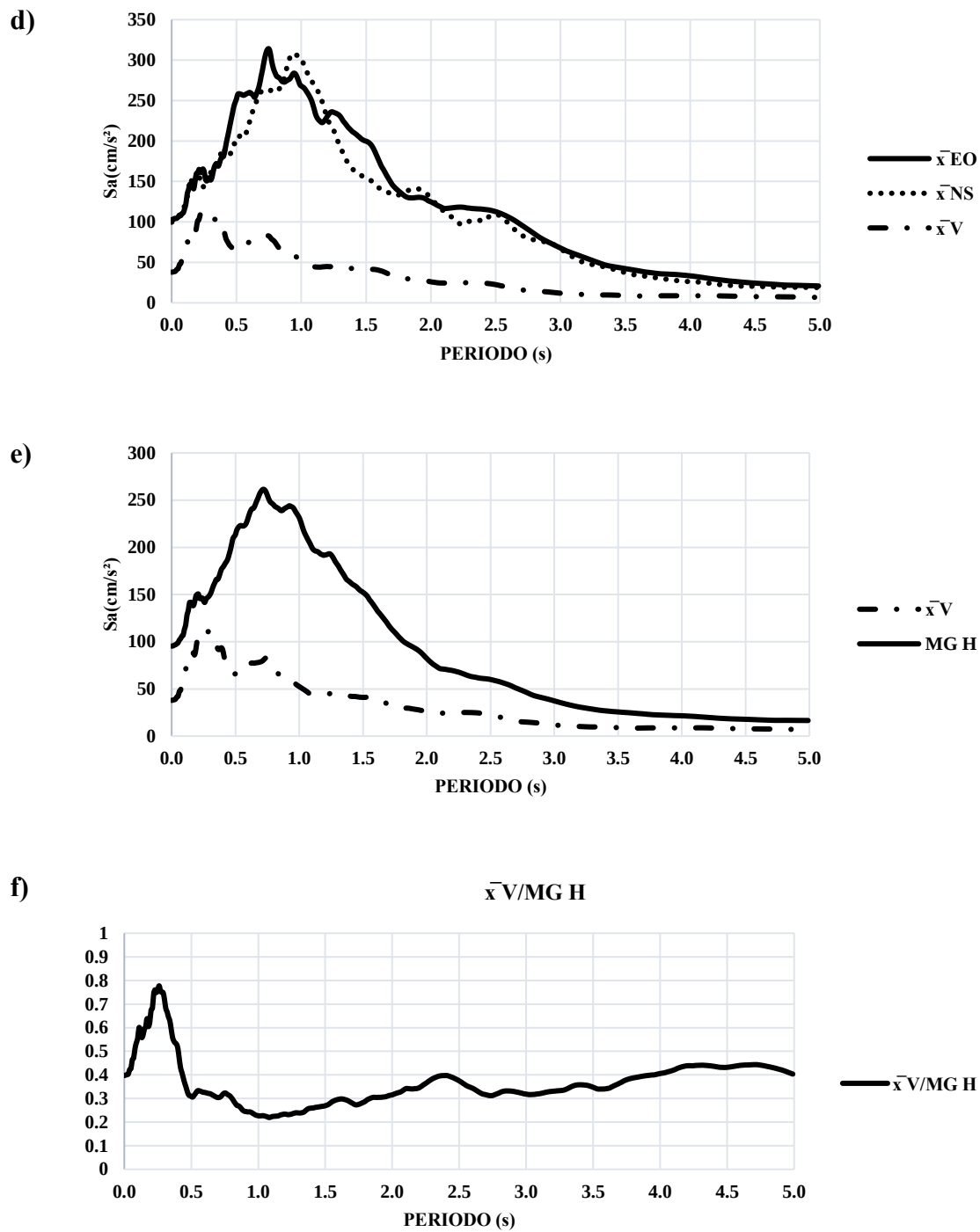
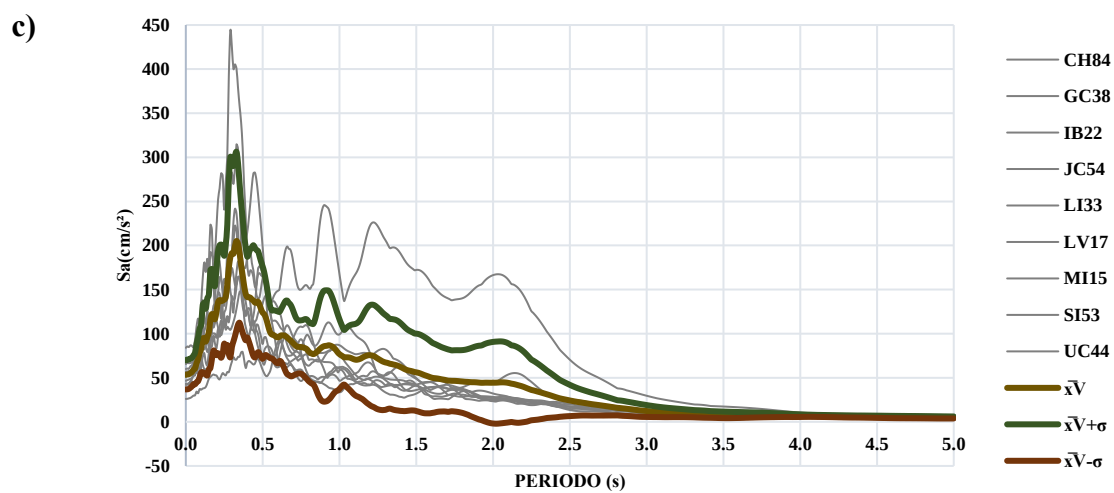
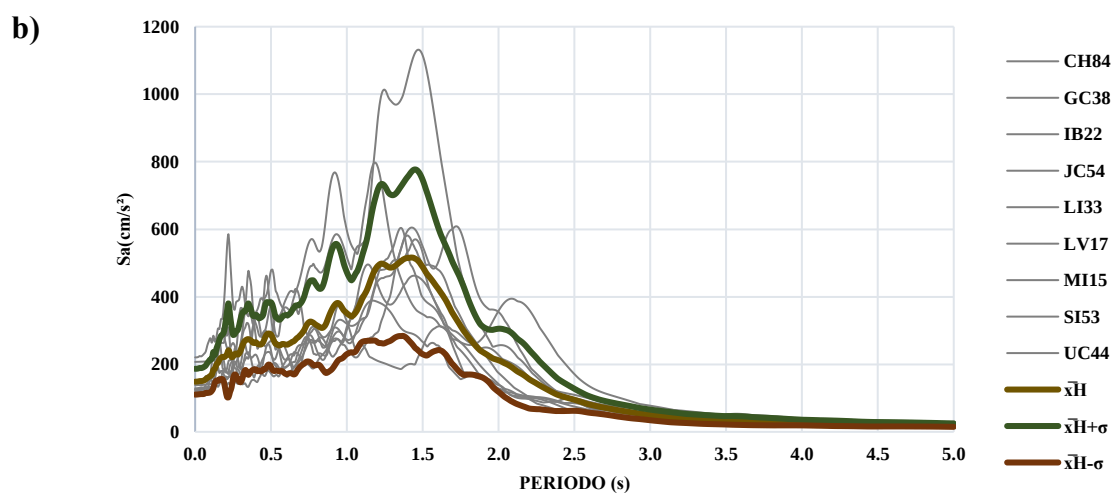
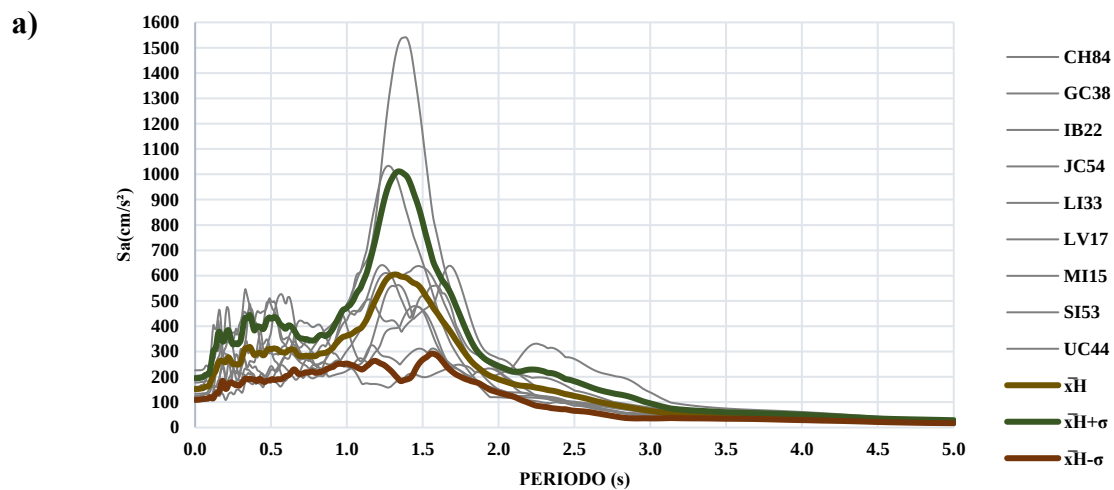


Figura V-15 Espectros de respuesta de la zona II, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.



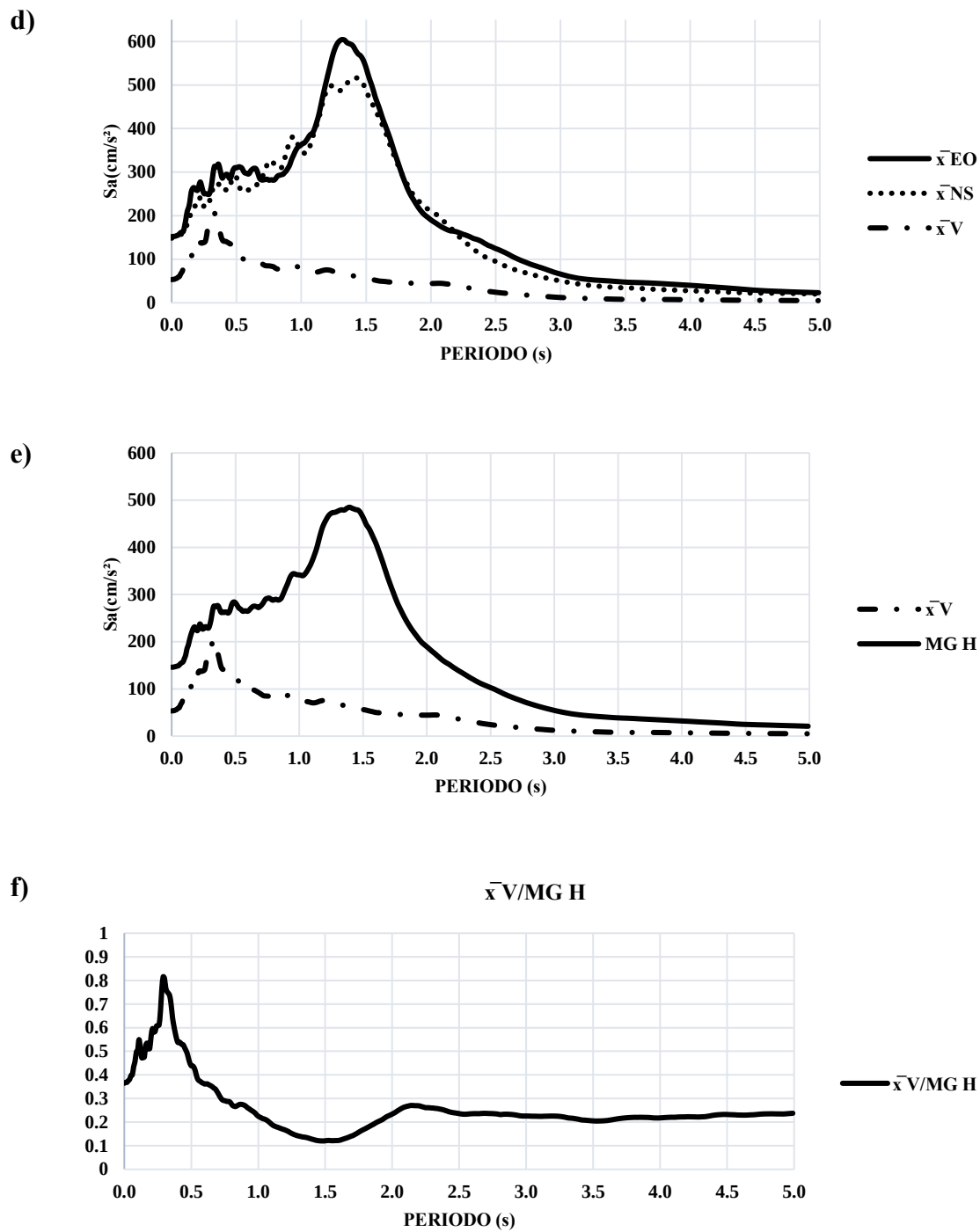
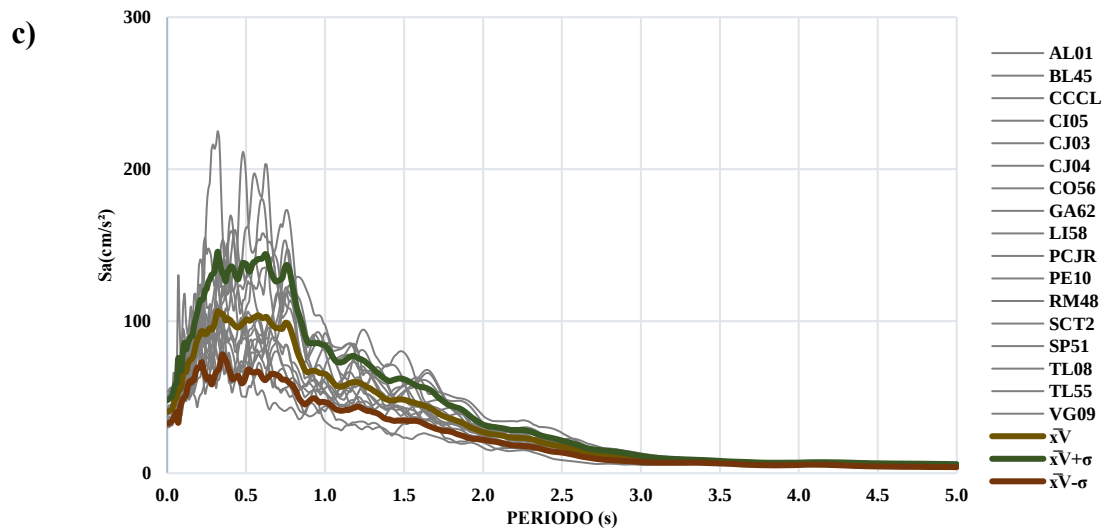
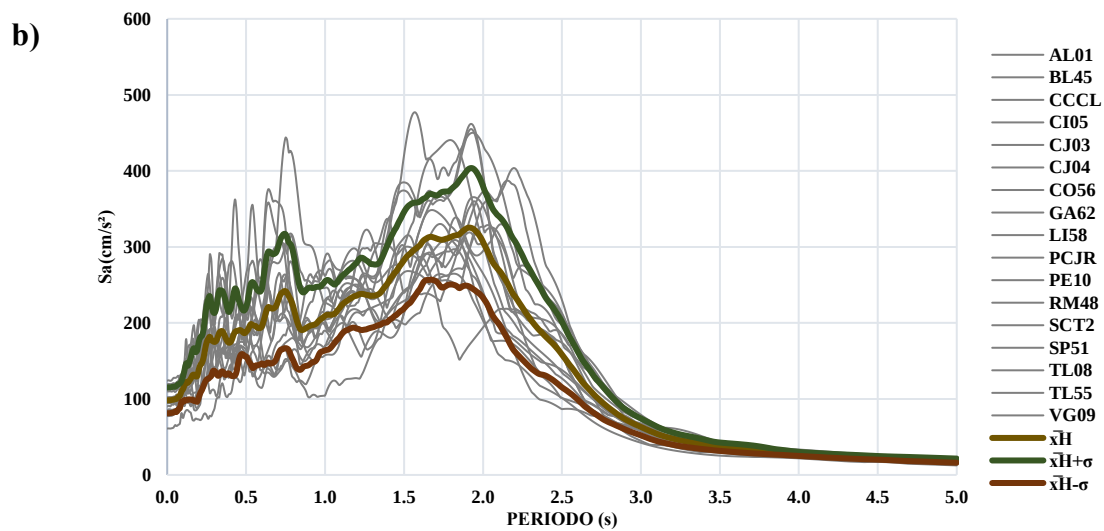
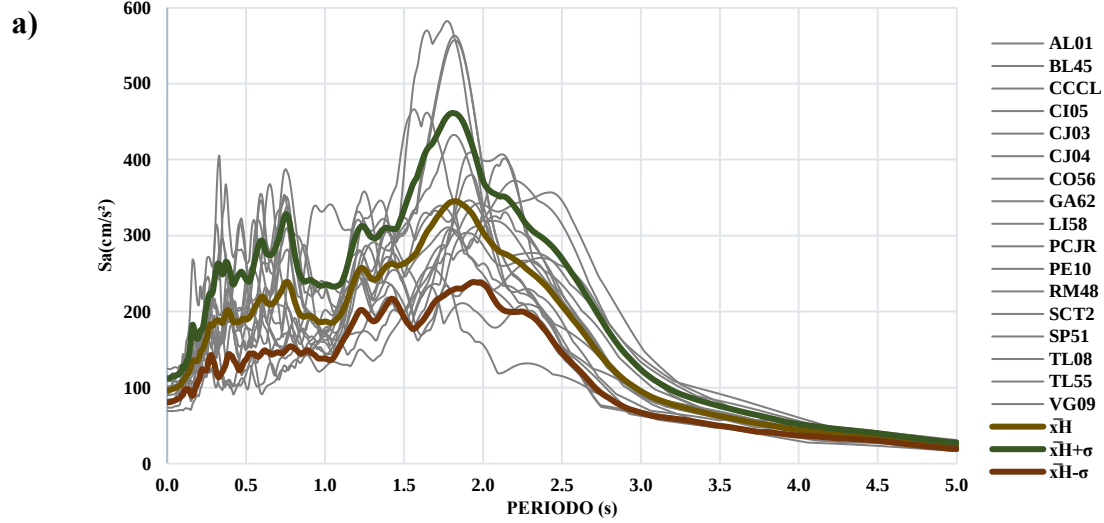


Figura V-16 Espectros de respuesta de la zona IIIa, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.



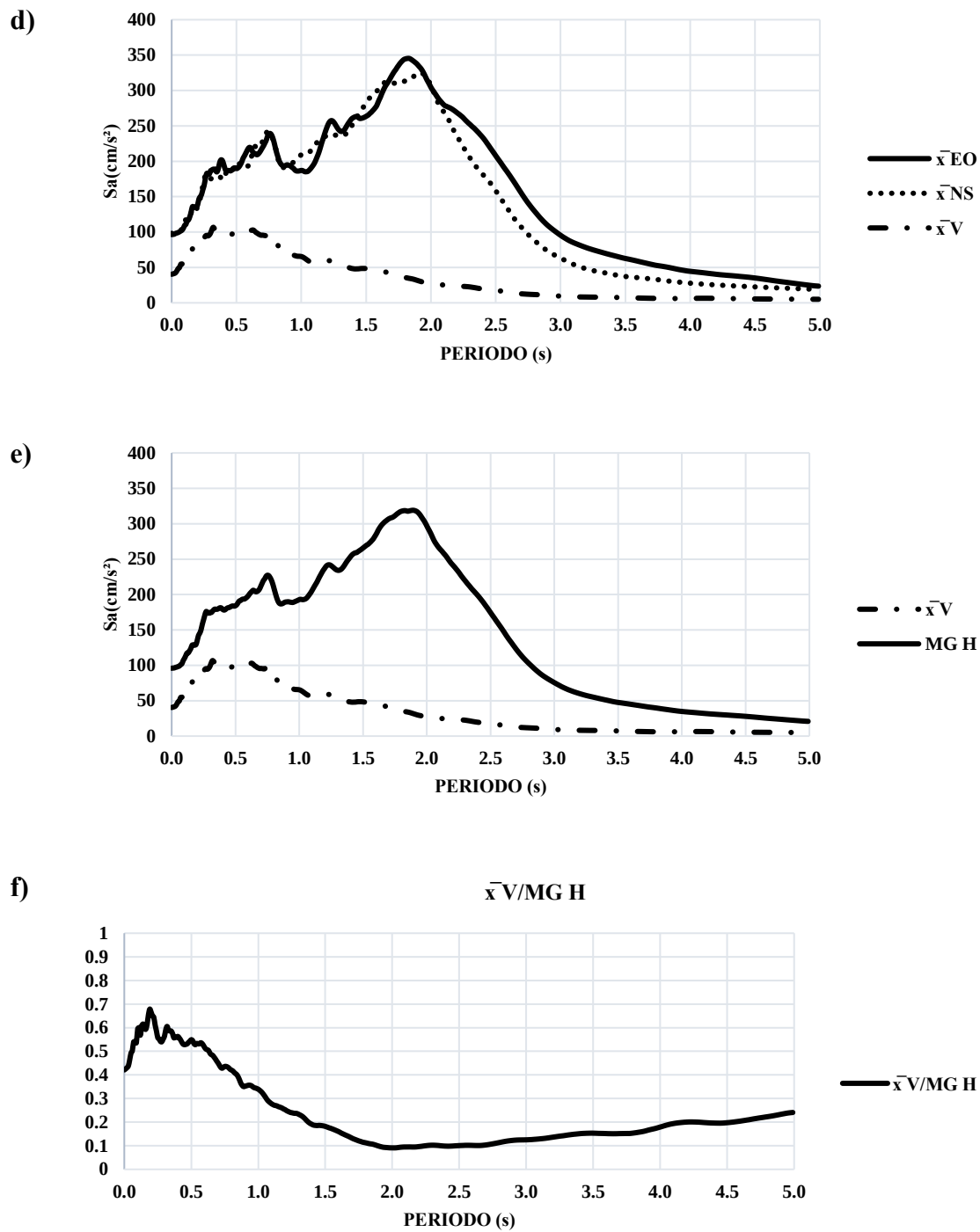
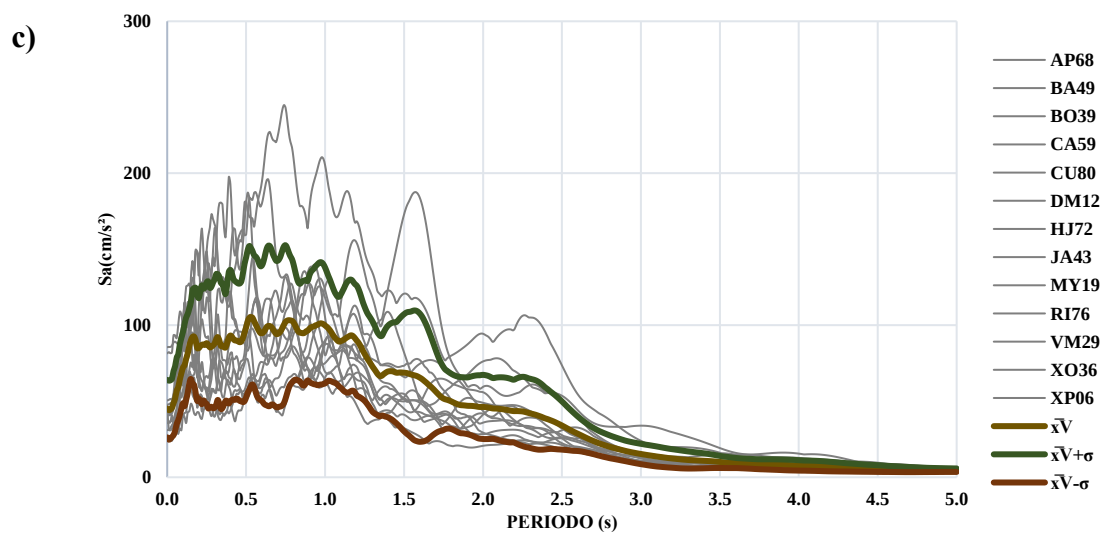
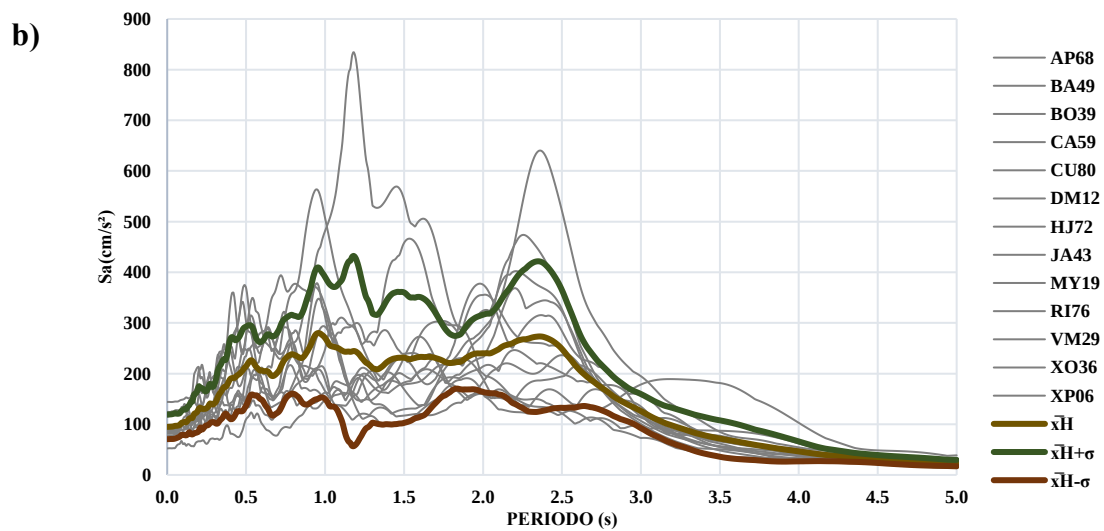
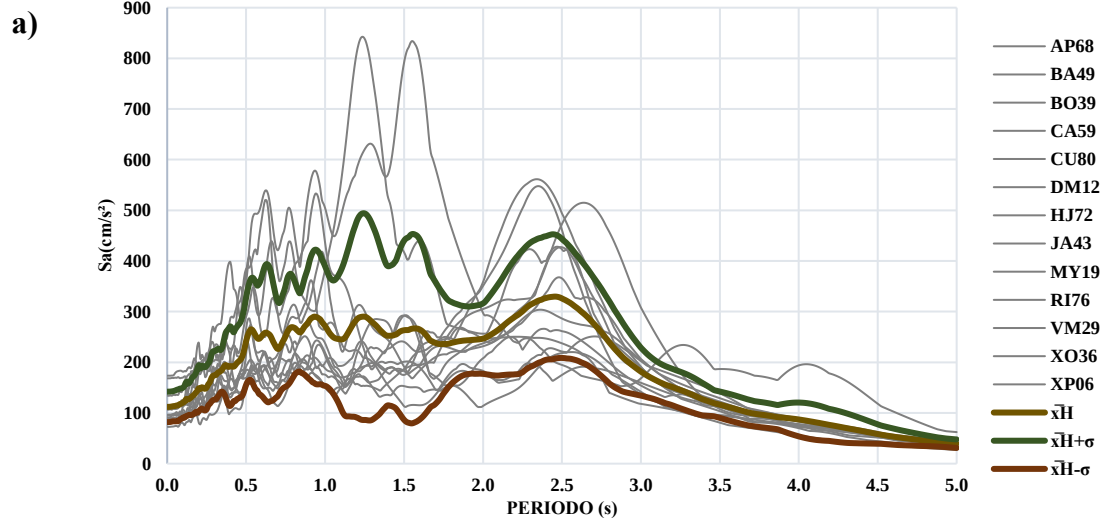


Figura V-17 Espectros de respuesta de la zona IIIb, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.



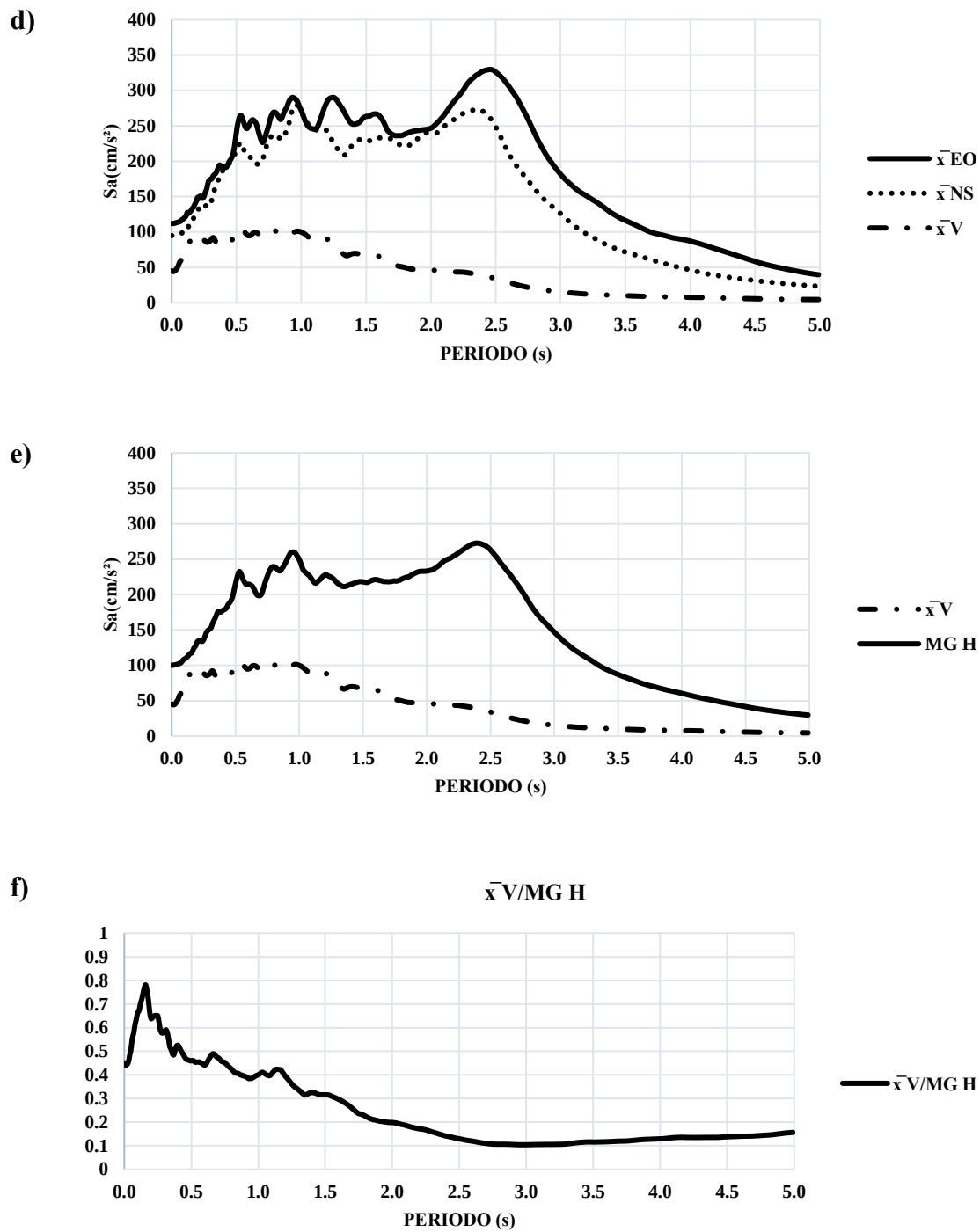
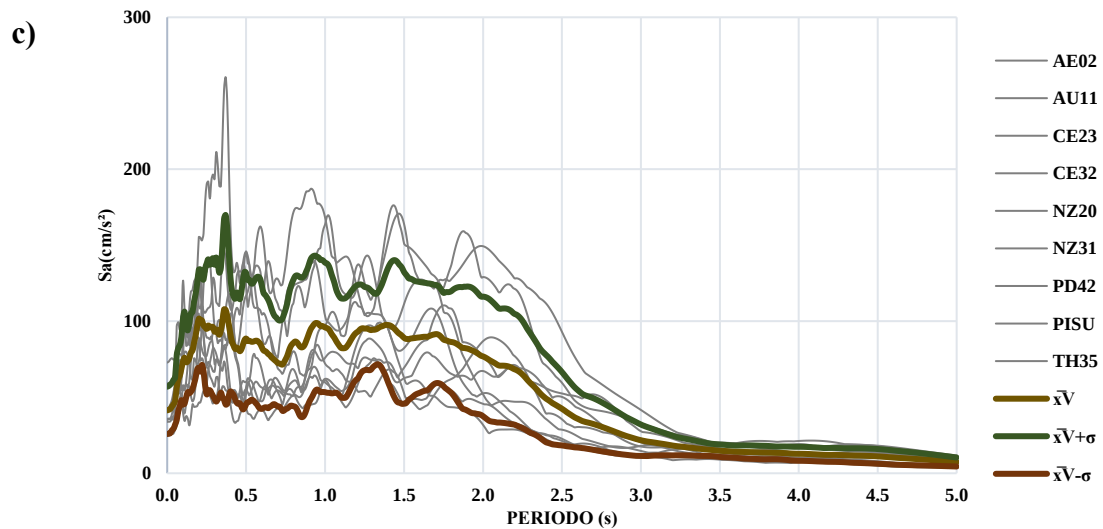
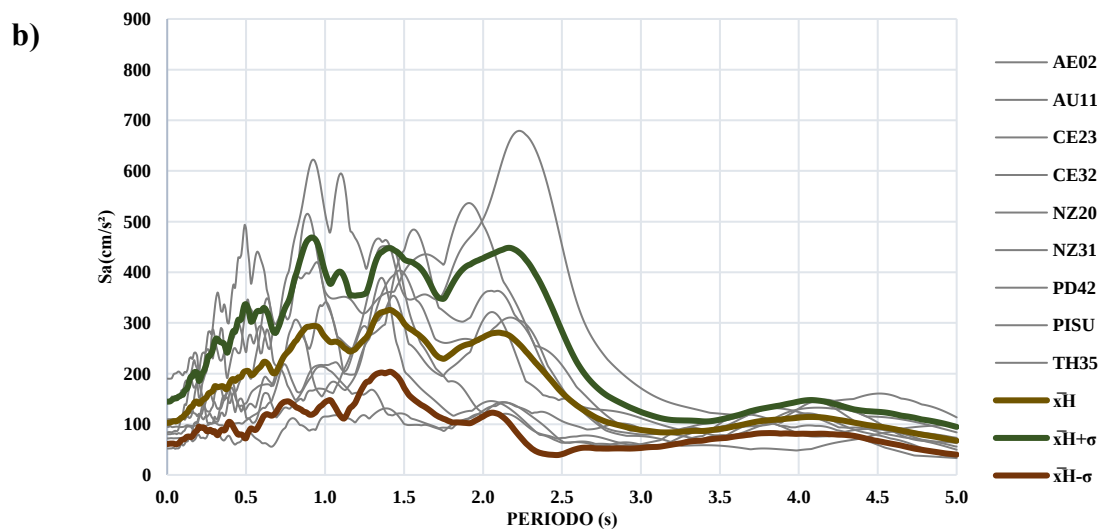
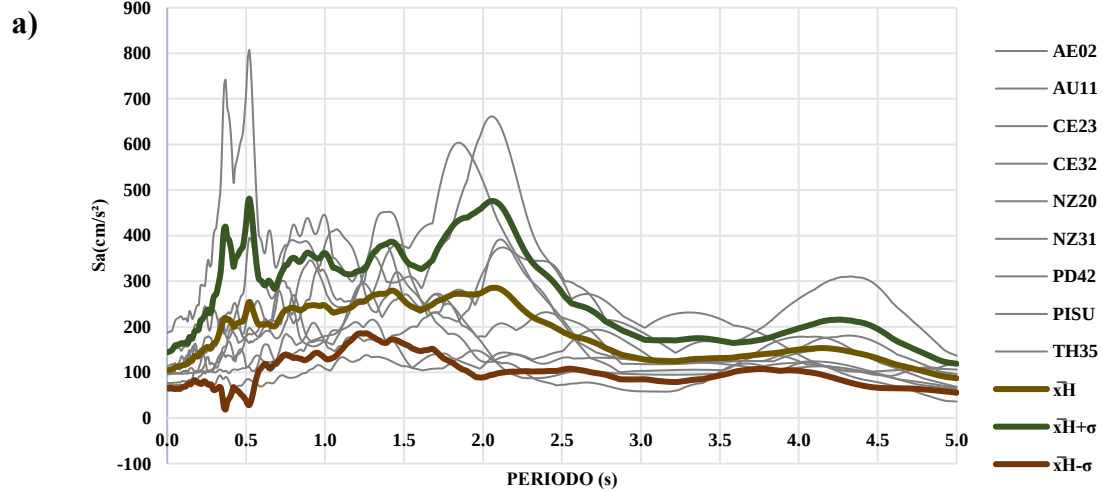


Figura V-18 Espectros de respuesta de la zona IIIc, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.



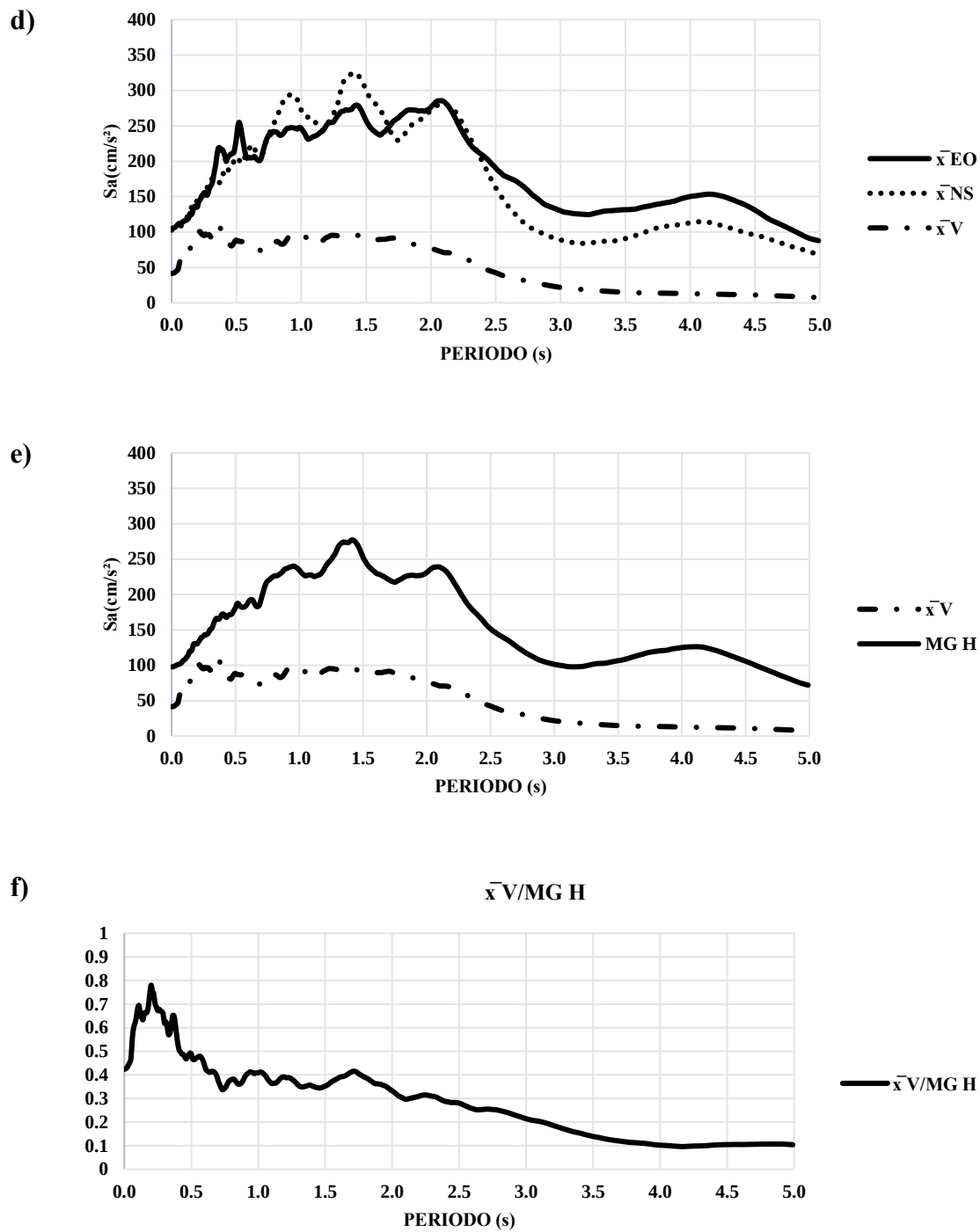


Figura V-19 Espectros de respuesta de la zona IIIId, a) dirección E-O, b) dirección N-S, c) dirección vertical, d) valor medio de tres direcciones, e) media geométrica de los valores medios de las componentes horizontales y valor medio de la dirección vertical, f) relación V/H.

Las amplitudes espectrales máximas de las tres componentes de todas las estaciones con sus respectivos periodos, así como la relación V/H de las medias se encuentra en la tabla V-13. La información se muestra también gráficamente por zona en la figura V-20 y nube de puntos en la figura V-21.

El valor menor de la amplitud espectral máxima de la dirección horizontal se dio en la dirección E-O de la estación CE18 (zona I) con 133.84 cm/s^2 y la más grande en la misma dirección de la estación CH84 (zona IIIa) con 1541 cm/s^2 . En la dirección vertical, el valor mínimo se encontró en la estación RI76 (zona IIIc) con 72.01 cm/s^2 y la máxima en CH84 (zona IIIa) con 443.75 cm/s^2 .

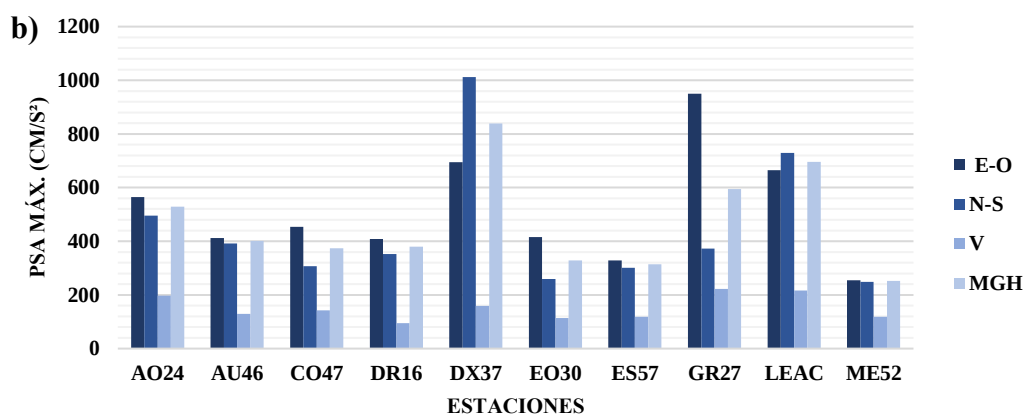
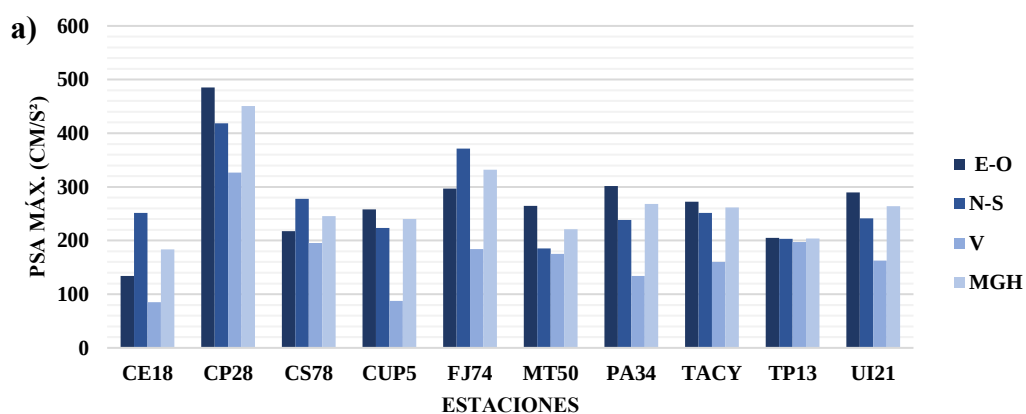
De todos los espectros de respuesta, el 19.85% de la componente E-O, el 20.59% de la N-S y el 89.71% de las amplitudes espectrales máximas de la dirección vertical se localizan en periodos menores a un segundo, lo que originó amplificaciones importantes en edificios de altura menor a los diez niveles. En periodos mayores a 1 s y menores a 2 s se encontraron las amplitudes máximas del 19.85% (E-O), 22.79% (N-S) y 10.29% (V), periodos de vibrar comunes en edificios de mayor altura.

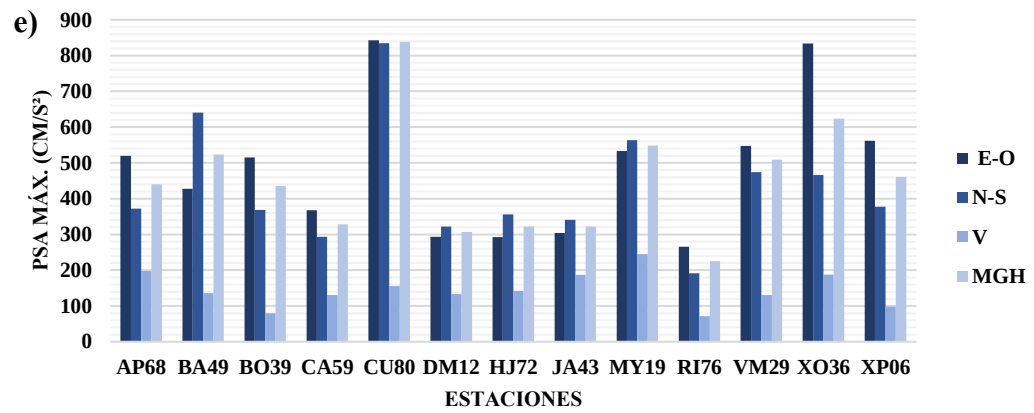
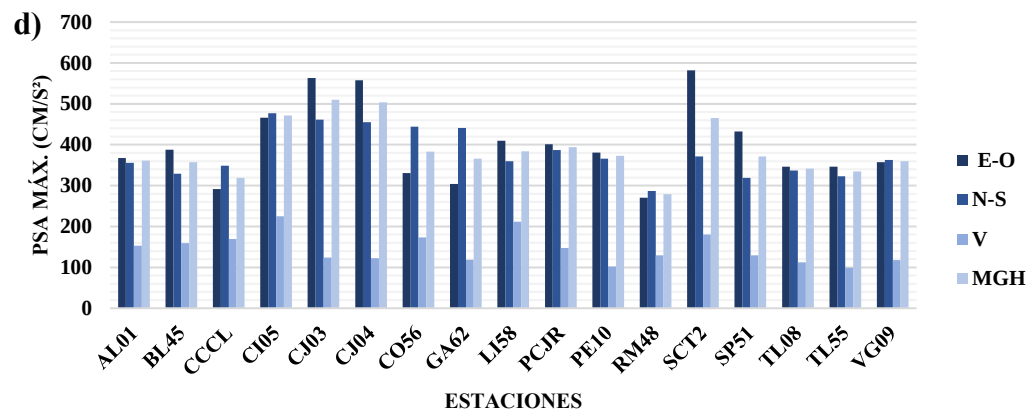
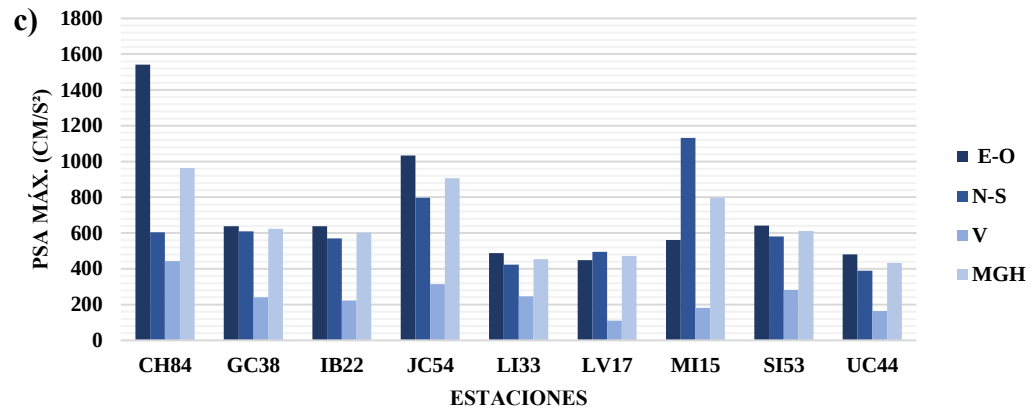
Tabla V-13 Relación V/H de pseudoaceleraciones máximas y periodo por estación.

CLAVE ESTACIÓN	ZONA	Psa MÁX. (cm/s ²)						MG _H	V/MG _H
		E-O	PERIODO (s)	N-S	PERIODO (s)	V	PERIODO (s)		
CE18	I	133.84	0.63	251.78	0.29	85.10	0.23	183.57	0.46
CP28	I	485.38	0.23	418.40	0.22	326.52	0.23	450.65	0.72
CS78	I	217.65	0.21	277.51	0.73	195.74	0.22	245.77	0.80
CUP5	I	258.07	0.20	223.32	0.24	87.40	0.96	240.07	0.36
FJ74	I	297.13	0.29	371.11	0.33	184.12	0.66	332.07	0.55
MT50	I	264.38	0.39	185.15	0.56	175.26	0.25	221.25	0.79
PA34	I	301.85	0.61	238.60	0.56	134.03	0.27	268.37	0.50
TACY	I	272.22	0.48	251.51	0.45	160.45	0.58	261.66	0.61
TP13	I	205.09	0.37	203.10	0.15	197.17	0.21	204.10	0.97
UI21	I	289.78	0.50	241.11	0.21	162.60	0.31	264.33	0.62
AO24	II	564.68	0.96	495.15	1.02	197.16	0.23	528.77	0.37
AU46	II	412.02	0.91	391.23	0.78	129.96	0.24	401.49	0.32
CO47	II	454.23	0.48	307.01	0.40	143.02	0.20	373.43	0.38
DR16	II	408.88	0.58	352.53	0.59	95.37	0.21	379.66	0.25
DX37	II	694.46	1.02	1012.40	1.09	159.78	0.39	838.50	0.19

EO30	II	415.72	0.59	259.76	0.53	113.49	0.35	328.62	0.35
ES57	II	328.08	0.74	300.60	0.92	118.95	0.29	314.04	0.38
GR27	II	950.46	0.75	372.35	0.72	221.92	0.26	594.90	0.37
LEAC	II	664.49	2.38	729.60	2.50	215.97	0.39	696.28	0.31
ME52	II	254.44	0.68	249.05	0.69	119.24	0.24	251.73	0.47
CH84	IIIa	1541.00	1.39	603.44	1.36	443.75	0.29	964.31	0.46
GC38	IIIa	638.68	1.68	608.74	1.72	241.58	0.32	623.53	0.39
IB22	IIIa	637.88	1.47	570.17	1.45	223.18	0.16	603.07	0.37
JC54	IIIa	1033.10	1.27	796.75	1.19	314.53	0.33	907.26	0.35
LI33	IIIa	487.76	0.36	422.93	0.66	245.66	0.90	454.19	0.54
LV17	IIIa	448.03	0.96	495.68	1.14	109.53	0.66	471.25	0.23
MI15	IIIa	561.39	1.59	1131.80	1.47	181.90	0.34	797.11	0.23
SI53	IIIa	641.46	1.23	581.66	1.40	282.65	0.45	610.83	0.46
UC44	IIIa	479.89	1.45	388.77	1.17	164.38	0.34	431.93	0.38
AL01	IIIb	367.27	0.37	355.43	0.54	152.89	0.75	361.30	0.42
BL45	IIIb	387.48	0.75	328.76	2.03	159.04	0.41	356.91	0.45
CCCL	IIIb	291.92	1.42	348.55	1.68	169.50	0.40	318.98	0.53
CI05	IIIb	466.27	1.56	477.17	1.57	225.08	0.32	471.68	0.48
CJ03	IIIb	563.03	1.82	461.65	1.92	124.17	0.21	509.82	0.24
CJ04	IIIb	557.30	1.82	454.88	1.92	122.20	0.75	503.49	0.24
CO56	IIIb	330.82	2.14	443.99	0.75	173.13	0.76	383.25	0.45
GA62	IIIb	303.75	1.89	440.69	1.79	118.26	0.70	365.87	0.32
LI58	IIIb	409.53	1.92	359.91	1.94	211.46	0.48	383.92	0.55
PCJR	IIIb	401.45	2.14	387.15	2.15	147.41	0.76	394.23	0.37
PE10	IIIb	380.40	1.93	365.56	1.94	101.76	0.49	372.91	0.27
RM48	IIIb	270.70	2.37	286.92	1.60	129.89	0.07	278.69	0.47
SCT2	IIIb	582.23	1.77	371.44	1.73	180.59	0.60	465.04	0.39
SP51	IIIb	432.52	1.82	319.02	1.91	129.86	0.32	371.46	0.35
TL08	IIIb	346.42	1.91	336.68	1.39	111.91	0.34	341.51	0.33
TL55	IIIb	346.22	1.35	322.71	1.26	98.59	0.46	334.26	0.29
VG09	IIIb	356.98	2.43	362.59	0.43	118.03	0.18	359.77	0.33
AP68	IIIc	519.91	0.62	372.12	0.92	197.46	0.39	439.85	0.45
BA49	IIIc	427.39	2.49	640.25	2.36	135.56	0.87	523.10	0.26
BO39	IIIc	514.94	2.64	368.61	2.20	79.75	1.05	435.68	0.18
CA59	IIIc	367.79	2.48	293.73	0.99	130.23	1.03	328.68	0.40
CU80	IIIc	842.32	1.24	834.50	1.18	155.91	1.18	838.40	0.19
DM12	IIIc	292.99	1.51	322.08	0.74	133.28	0.75	307.19	0.43
HJ72	IIIc	292.19	1.50	355.86	2.01	142.28	0.16	322.46	0.44
JA43	IIIc	303.84	2.36	341.26	0.48	187.26	0.51	322.01	0.58

MY19	IIIc	533.06	0.94	563.28	0.95	244.89	0.74	547.96	0.45
RI76	IIIc	266.15	2.39	191.56	1.21	72.01	0.93	225.80	0.32
VM29	IIIc	547.77	2.35	473.72	2.26	130.72	0.97	509.40	0.26
XO36	IIIc	833.94	1.55	466.29	1.53	187.61	1.57	623.59	0.30
XP06	IIIc	561.40	2.34	377.57	1.98	98.48	0.75	460.40	0.21
AE02	IIId	390.39	0.79	419.93	0.95	170.78	1.47	404.89	0.42
AU11	IIId	452.26	1.40	452.26	1.40	132.55	0.20	452.26	0.29
CE23	IIId	193.75	2.72	143.84	2.13	110.42	1.75	166.94	0.66
CE32	IIId	379.05	1.38	388.97	1.36	139.50	0.27	383.98	0.36
NZ20	IIId	603.89	1.85	536.68	1.91	187.17	0.91	569.29	0.33
NZ31	IIId	414.00	1.07	484.38	1.56	119.66	0.19	447.81	0.27
PD42	IIId	394.90	0.52	346.39	0.51	145.96	0.50	369.85	0.39
PISU	IIId	374.05	2.12	403.57	1.47	88.64	1.28	388.53	0.23
TH35	IIId	806.79	0.52	679.21	2.23	260.54	0.37	740.26	0.35





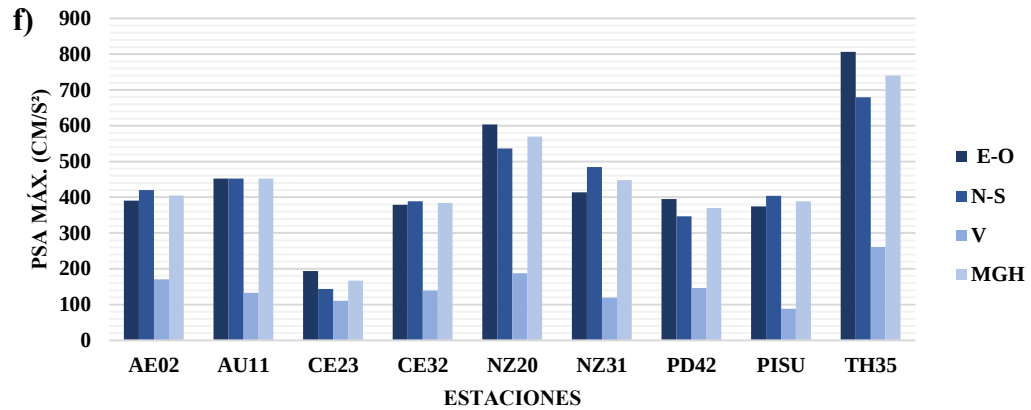


Figura V-20 Comparación de pseudoaceleraciones máximas, a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb, e) Zona IIIc, f) Zona IIId.

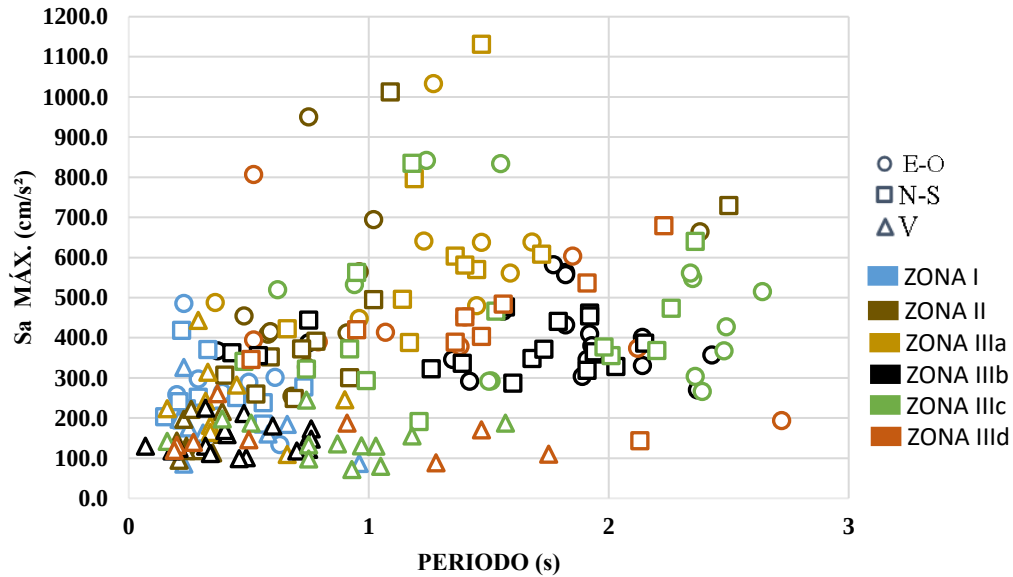


Figura V-21 Pseudoaceleraciones máximas de las tres componentes de cada estación por zona con sus respectivos periodos.

Al igual que en los PGA, se obtuvo la media aritmética, desviación estándar y coeficiente de variación para las máximas amplitudes espectrales por zona. A excepción de las zonas II y IIIa, las medias de las componentes horizontales son similares en el resto de zonas. Tomando en cuenta las tres componentes, la zona IIIb presenta la menor desviación estándar y la zona IIIa la mayor. El mayor coeficiente de variación se encuentra en la dirección N-S

de la zona II con un 54.53%; el menor se encuentra en la misma dirección (N-S) pero de la zona II. La Tabla V-14 y Figura V-22 muestra la información antes mencionada.

La tabla V-15 muestra las medias geométricas que se obtuvieron por zona para todas las componentes y su relación V/H, donde en ninguna zona se excede el valor de relación $V/H=2/3$, siendo el máximo de 0.615 en la zona I y en los demás valores que rondan alrededor de $1/3$. En la Figura V-23 se muestra lo antes mencionado donde la línea horizontal negra representa el valor de la relación $V/H=2/3$.

Tabla V-14 Porcentajes de participación de las tres direcciones por zona.

ZONA	$\bar{x}$ (cm/s ²)			σ (cm/s ²)			Coef. De variación (%)		
	E-O	N-S	V	E-O	N-S	V	E-O	N-S	V
I	272.54	266.16	170.84	90.76	73.41	67.98	33.30%	27.58%	39.79%
II	514.75	446.97	151.49	206.80	243.75	45.34	40.17%	54.53%	29.93%
IIIa	718.80	622.22	245.24	353.96	225.07	96.87	49.24%	36.17%	39.50%
IIIb	399.66	377.83	145.52	94.12	57.12	36.85	23.55%	15.12%	25.32%
IIIc	484.90	430.83	145.80	190.49	168.11	49.03	39.29%	39.02%	33.63%
IIId	445.45	428.36	150.58	171.45	145.03	50.88	38.49%	33.86%	33.79%

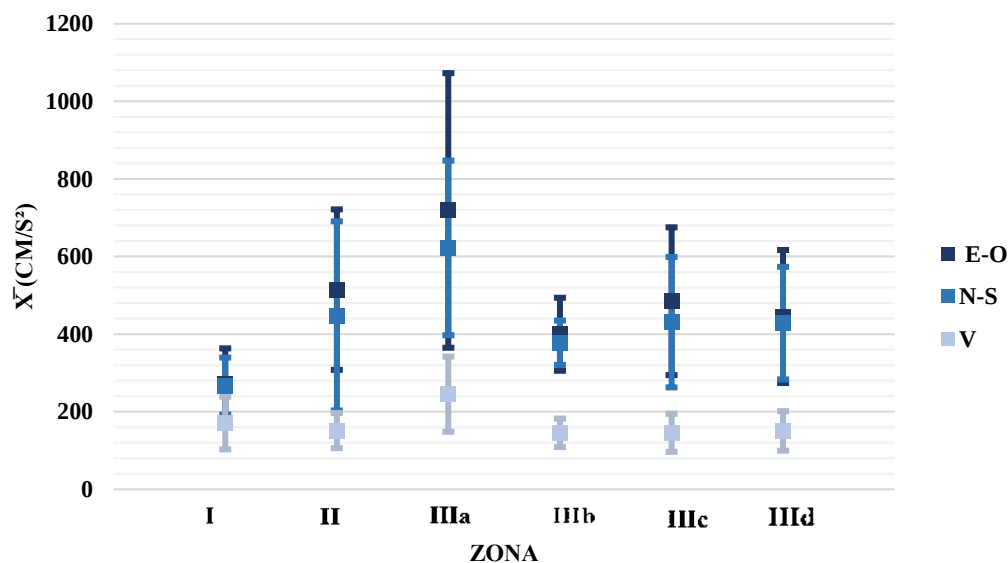


Figura V-22 Media y desviación estándar de las tres componentes por zona.

Tabla V-15 Relación de las medias geométricas de V/H por zona.

ZONA	MG (cm/s ²)				MG v/MG _H
	E-O	N-S	V	MG _H	
I	259.7809	258.2259	159.3793	259.0022	0.6154
II	480.6228	402.6946	145.6904	439.9366	0.3312
IIIa	662.2251	592.1688	228.6940	626.2180	0.3652
IIIb	389.9521	373.8689	141.4357	381.8258	0.3704
IIIc	452.7106	403.7544	137.9552	427.5323	0.3227
IIId	417.6101	400.0209	143.8193	408.7209	0.3519

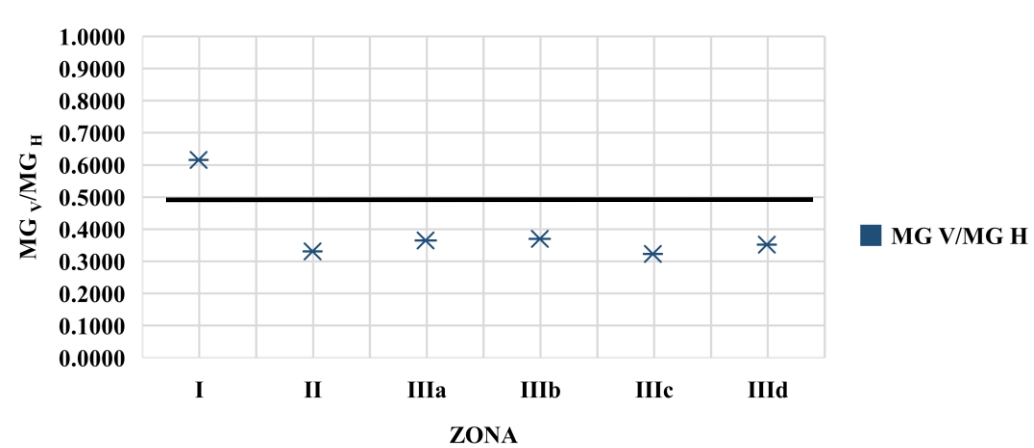


Figura V-23 Relación de las medias geométricas de V/H por zona.

VI. SELECCIÓN Y DISEÑO DE EDIFICIOS A ESTUDIAR Y DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS

6.1. DELIMITACIÓN Y SELECCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO.

De acuerdo con la información estadística mostrada en el capítulo 4 y haciendo énfasis en los sismos de 1985 y 2017, el mayor porcentaje de edificaciones que sufrieron daños considerables y/o colapso tuvieron entre uno y diez niveles, y se encontraban desplantados en zonas tipo II y III (transición y blando, respectivamente). Otra característica importante fue que gran parte de estas tenían un sistema estructural de marcos de concreto reforzado y de muros de mampostería confinada, con un uso mayormente residencial o habitacional.

Los edificios seleccionados para los análisis fueron anteriormente utilizados en el trabajo de (Florio, 2022). En ese estudio la componente vertical se despreció en todos los análisis realizados. Los edificios son de tres, cinco y siete niveles con un diseño tipo de uso habitacional en los que la planta baja (estacionamiento), se soporta en marcos de concreto reforzado y los niveles superiores (departamentos) sobre muros de mampostería confinada. Los edificios se diseñaron con los reglamentos de construcciones para el Distrito Federal de 1976 (RCDF-76) y del 2017 (RCDF-17) ya que gran parte de los edificios dañados en el sismo de 1985 fueron diseñados con el primer reglamento mencionado y la comparación con el reglamento de 2017 obedece a que este último contempla recomendaciones específicas para el diseño de edificios con planta baja débil.

La distribución de los espacios de los edificios corresponde a un diseño arquitectónico común en la zona de la Ciudad de México, tal como se observa en la Figura VI-1. En los ejes 1 y 11 de la planta baja se ubican muros de relleno (dirección longitudinal) debido a que es necesario separar la edificación con las vecinas contiguas. La altura de la planta baja de los edificios de tres, cinco y siete niveles diseñados con el RCDF-76 fue 3.20 m, 3.30 m y 3.40 m, respectivamente y para los diseñados con el RCDF-17 fue de 3.30 m, 3.40 m y 3.50 m, respectivamente. Respecto a la altura de los niveles superiores, todos tienen una altura de 2.55 m.

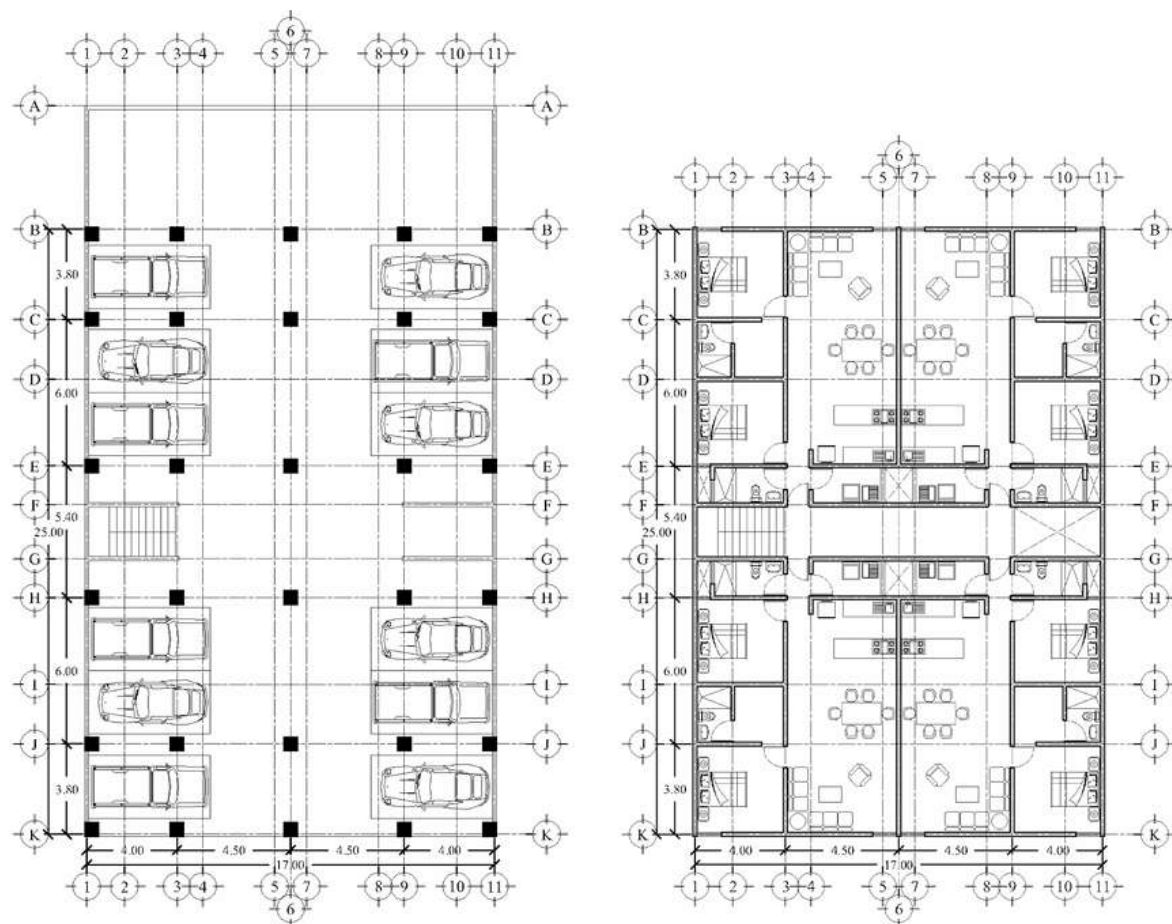


Figura VI-1 Planta arquitectónica de planta baja y de los niveles superiores del edificio tipo para los casos de estudio. Obtenido de (Florio, 2022)

Los edificios se localizaron en las zonas I, II, IIIa y IIIb de la ciudad de México. De acuerdo con lo mostrado en el capítulo 5, la zona I presenta la relación de medias geométricas de V/H más grande de todas. Asimismo, en las zonas II, IIIa y IIIb se ubicaron la mayor cantidad de edificios con daños y/o colapso durante el sismo de 2017, como se mostró en la Figura IV-3.

A continuación, se describe de manera resumida las consideraciones usadas en el trabajo de (Florio, 2022) para el diseño de las edificaciones.

6.2. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL 1976

6.2.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

A causa de la falta de información estadística sobre las propiedades mecánicas de los materiales usados comúnmente en edificaciones de la época, se utilizaron las propiedades que se enlistan a continuación:

Concreto:

$$f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c}$$

$$G_c = 0.4 E_c$$

Acero:

$$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2,040,000 \text{ kgf/cm}^2$$

Mampostería:

$$f^*_p = 50 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f^*_m = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v^*_m = 3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_{m1} = 600 f^*_m$$

$$E_{m2} = 250 f^*_m$$

$$G_m = 0.3 E_m$$

6.2.2. CARGAS GRAVITACIONALES

La clasificación y amplitudes de las cargas gravitacionales se encuentra en los capítulos XXXV y XXXVI del RCDF-76.

El capítulo XXXV llamado “Cargas muertas” (W_D) establece los valores nominales de los pesos unitarios de los elementos permanentes y el capítulo XXXVI llamado “Cargas vivas” clasifica e identifica el uso de estas mismas. La carga viva máxima (W_m) se emplea para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales de la estructura y cimentación además de asentamientos inmediatos, y la carga viva instantánea (W_a) es usada para el diseño sísmico. Los valores se enlistan dentro del artículo 227. En la Tabla VI-1 se muestra de manera resumida los valores por unidad de área de las cargas antes mencionadas.

Tabla VI-1 Cargas gravitacionales usadas según el RCDF-76. Obtenido de (Florio, 2022)

Nivel de cubierta	Carga muerta (kgf/cm ²)	Carga viva máxima (kgf/cm ²)	Carga viva instantánea (kgf/cm ²)
-------------------	-------------------------------------	--	---

Resto de niveles	455	250	90
Azotea	545	100	70

6.2.3. FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA

En el capítulo XXXIV llamado “Procedimiento para la evaluación de la seguridad” se encuentran los factores de carga y resistencia a usar, dentro de los artículos 220 y 221, respectivamente. En la Tablas VI-2 a VI-4 se enlistan estos valores.

Tabla VI-2 Factores de carga usados según el RCDF-76. Obtenido de (Florio, 2022)

F_C	Uso
1.40	Acciones permanentes y variables
1.10	Combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental, además de acciones permanentes y variables
0.90	Acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura

Tabla VI-3 Factores de resistencia usados según el RCDF-76. Obtenido de (Florio, 2022)

F_R	Uso
0.90	Elementos que trabajan en flexión
0.85	Elementos que trabajan en flexocompresión confinada mediante estribos
0.80	Elementos sometidos a cortante

Tabla VI-4 Factores de resistencia para mampostería confinada usados según el RCDF-76. Obtenido de (Florio, 2022)

F_R	Uso
0.60	Elementos sujetos a compresión, flexocompresión y cortante

Las combinaciones de carga para los estados límite de falla se encuentran dentro del capítulo XXXII “Acciones”, que se enlistan a continuación:

$$1.4 W_D + 1.4 W_m$$

$$0.9 W_D \pm 1.1 S_X \pm 0.33 S_Y$$

$$1.1 W_D + 1.1 W_a \pm 1.1 S_X \pm 0.33 S_Y$$

$$0.9 W_D \pm 0.33 S_X \pm 1.1 S_Y$$

$$1.1 W_D + 1.1 W_a \pm 0.33 S_X \pm 1.1 S_Y$$

6.2.4. ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO

Para determinar el espectro de diseño, ubicado en el capítulo XXXVII “Diseño por sismo”, el primer paso es clasificar a la edificación de estudio según su uso y el tipo de estructura. En este caso, se trata de un edificio de uso habitacional que cae dentro del Grupo B y Tipo 1.

Las siguientes expresiones son empleadas para la construcción del espectro de diseño sísmico elástico (artículo 236):

▪ *Elástico:*

$$a = a_0 + (c - a_0) \left(\frac{T}{T_1} \right), \text{ si } T < T_1 \quad \text{Ec. 6-1}$$

$$a = c, \text{ si } T_1 \leq T \leq T_2 \quad \text{Ec. 6-2}$$

$$a = c \left(\frac{T}{T_1} \right)^r, \text{ si } T \geq T_2 \quad \text{Ec. 6-3}$$

Donde:

a= ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad.

c= coeficiente sísmico.

T= periodo natural.

T_1, T_2 = Periodos que definen la meseta del espectro de diseño.

r= Exponente de la curva descendente de los espectros de diseño.

▪ *Factor de ductilidad:*

$$Q' = 1 + (Q - 1) \left(\frac{T}{T_1} \right), \text{ si } T < T_1 \quad \text{Ec. 6-4}$$

$$Q' = Q, \text{ si } T \geq T_I$$

Ec. 6-5

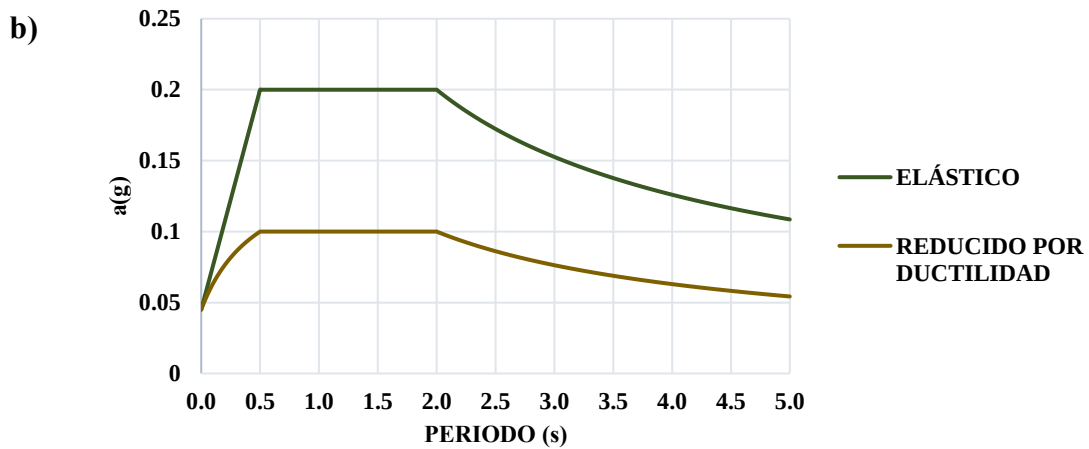
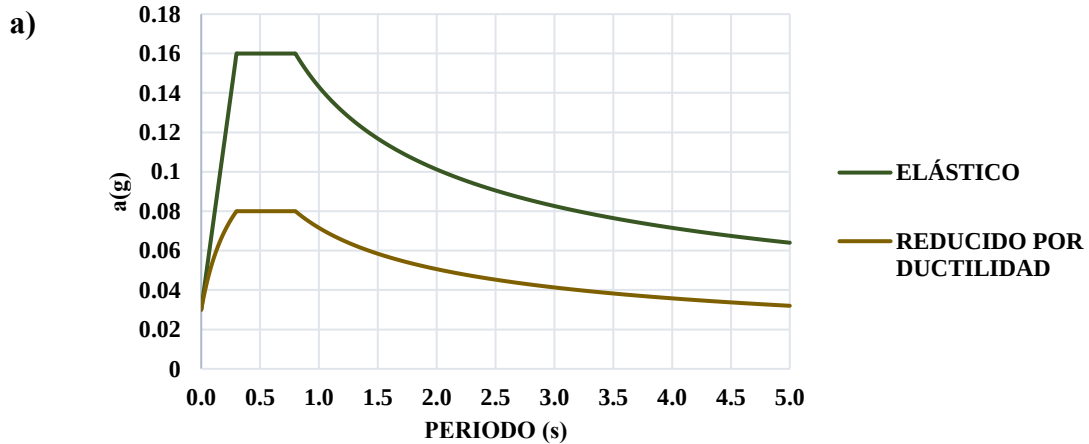
Los valores de la ordenada del espectro de diseño elástico son reducidos por el factor de ductilidad.

Las variables de estas expresiones dependen de la zona geotécnica, las cuales en RCDF-76 eran tres (zona I, II, III), como se muestra en la tabla VI-5.

Tabla VI-5 Valores de los parámetros para las expresiones de los espectros de diseño.

Zona	c	a ₀	T ₁	T ₂	r
I	0.16	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.2	0.045	0.5	2	2/3
III	0.24	0.06	0.8	3.3	1

Los espectros de diseño elástico y reducidos por ductilidad resultantes por zona geotécnica se muestran en la Fig. VI-2.



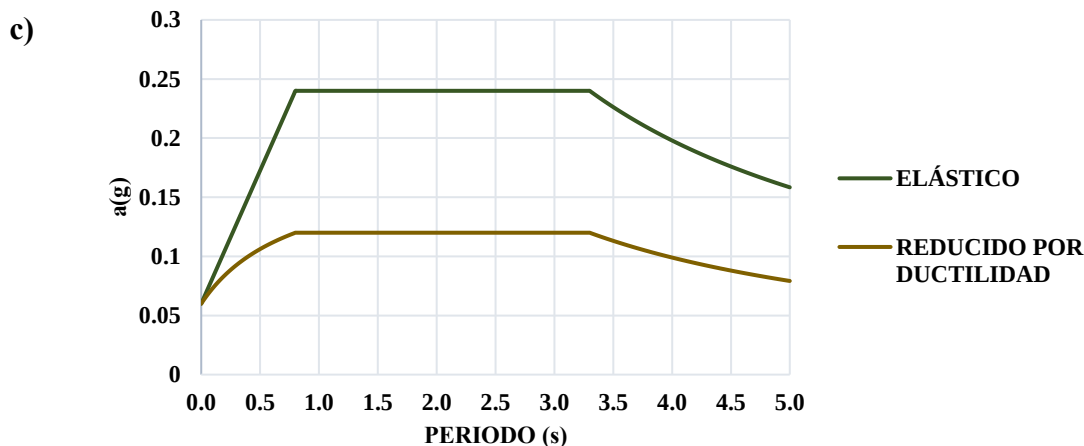


Figura VI-2 Espectros de diseño elástico y reducido por ductilidad de acuerdo al RCDF-76 parta a) Zona I, b) Zona II, c) Zona III.

6.2.5. DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES

En el capítulo XXXVII “Diseño por sismo” se encuentra el artículo 242, que establece el estado limite por desplazamientos horizontales. Las deformaciones laterales de cada entrepiso causadas por fuerzas cortantes no deberán exceder de 0.008 veces la diferencia de alturas, que corresponde al caso cuando los elementos no estructurales están desligados de la estructura, en caso contrario el límite se deberá tomar como 0.016.

6.2.6. RESULTADOS DE DISEÑO

De acuerdo con (Florio, 2022), se usa un análisis modal espectral, utilizando las formas modales necesarias para alcanzar al menos el 90% de la participación modal. De forma resumida, de la Tabla VI-6 a VI-8 se muestran los resultados obtenidos de las dimensiones y porcentajes de acero de columnas y trabes, propiedades modales y desplazamientos y derivas en planta baja, respectivamente, para los modelos de tres, cinco y siete niveles.

Tabla VI-6 Dimensiones y porcentajes de acero de columnas y trabes. Obtenido de (Jara J. a., 2023)

Modelo	Columnas		Trabes	
	Dimensiones (m)	Porcentaje de acero (%)	Dimensiones (m)	Porcentaje de acero (%)
3N	0.35 x 0.35	1.48-1.76	0.20 x 0.50 - 0.35 x 0.60	1.41-1.07

5N	0.40 x 0.40	1.70-1.98	0.25 x 0.55 - 0.35 x 0.70	0.50-1.20
7N	0.45 x 0.45	1.91-2.08	0.30 x 0.65 - 0.40 x 0.80	0.38-1.09

Tabla VI-7 Propiedades modales de las edificaciones. Obtenido de (Jara J. a., 2023)

Forma modal	3N (s)				5N (s)				7N (s)			
	X	Y	ZZ	Γ_m	X	Y	ZZ	Γ_m	X	Y	ZZ	Γ_m
1	0.61			0.99	0.69			0.98	0.77			0.93
2		0.34		0.99		0.48		0.99		0.59		0.97
3			0.32	0.99			0.43	0.99			0.53	0.96

Tabla VI-8 Desplazamientos y derivas de planta baja de las edificaciones. Obtenido de (Florio, 2022)

Modelo	Desplazamientos horizontales en PB (m)		Derivas en PB	
	X	Y	X	Y
3N	0.02	0.018	0.0063	0.0059
5N	0.0215	0.0205	0.0064	0.0063
7N	0.024	0.024	0.0061	0.0061

6.3. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL 2017

6.3.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

En el apartado 2 “Materiales” de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto se señalan las condiciones y usos de las propiedades del concreto y acero. Respecto a la mampostería confinada, las normas establecen que para la estructura del caso de estudio es necesario realizar pruebas de laboratorio a los elementos que la componen o en su defecto usar valores nominales de fabricantes con pruebas verificadas. Eligiendo este último para la obtención de los datos por parte de la empresa Industrial Bloquera. Las propiedades usadas por (Florio, 2022) se enlistan a continuación:

Concreto:

$$f'_c=350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85 f_c$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c}$$

$$G_c = 0.4 E_c$$

Acero:

$$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_s = 2,040,000 \text{ kgf/cm}^2$$

Mampostería:

$$F'_p = 103 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F'_m = 51.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v'_m = 3.58 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_{m1} = 800 F'_m$$

$$G_m = 0.4 E_m$$

6.3.2. CARGAS GRAVITACIONALES

Las cargas o acciones consideradas se definen en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Se clasifican en permanentes, variables y accidentales. Dentro de las cargas variables se encuentra la carga viva que la norma clasifica en carga viva máxima (W_m) que se emplea para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales de la estructura y cimentación. La carga viva instantánea (W_a) se usa para el diseño sísmico. En la Tabla VI-9 se muestra de manera resumida los valores por unidad de área de las cargas antes mencionadas.

Tabla VI-9 Cargas gravitacionales usadas según las NTC-17. Obtenido de (Florio, 2022)

Nivel de cubierta	Carga muerta (kgf/cm ²)	Carga viva máxima (kgf/cm ²)	Carga viva instantánea (kgf/cm ²)
Resto de niveles	505	190	100
Azotea	595	100	70

6.3.3. FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA

En el apartado 3.4 de las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones se establecen factores para incrementar (factor de carga) los valores de las cargas o acciones y disminuir (factor de resistencia) los valores de las resistencias nominales. Las Tablas VI-10 a VI-12 muestran estos valores.

Tabla VI-10 Factores de carga usados según las NTC-17

F _c	Uso
1.30 y 1.50	Acciones permanentes y variables

1.10	Combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental, además de acciones permanentes y variables
0.90	Acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura

Tabla VI-11 Factores de resistencia usados según las NTC-17

F_R	Uso
0.90	Elementos que trabajan en flexión
0.75	Elementos que trabajan en flexocompresión confinada mediante estribos
0.75	Elementos sujetos a cortante

Tabla VI-12 Factores de resistencia para mampostería confinada usados según las NTC-17

F_R	Uso
0.70	Elementos sujetos a cortante
0.60	Elementos sujetos a compresión
0.80	Elementos sujetos a flexocompresión controlada por flexión
0.60	Elementos sujetos a flexocompresión controlada por compresión

Las combinaciones de carga para los estados límite de falla se enlistan a continuación:

$$1.3 W_D + 1.5 W_m \qquad 0.9 W_D \pm 1.1 S_X \pm 0.33 S_Y$$

$$1.1 W_D + 1.1 W_a \pm 1.1 S_X \pm 0.33 S_Y \qquad 0.9 W_D \pm 0.33 S_X \pm 1.1 S_Y$$

$$1.1 W_D + 1.1 W_a \pm 0.33 S_X \pm 1.1 S_Y$$

6.3.4. ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO

Para la elaboración del espectro de diseño es necesario el uso de espectros de sitio. Para cada zona geotécnica, se elaboran los espectros elásticos y de diseño de la estación con mayor pseudoaceleración para establecer el valor máximo del conjunto de estaciones. En la Tabla VI-13 se encuentran el valor de los parámetros utilizados en cada zona.

Tabla VI-13 Parámetros a emplear para los espectros de diseño por zona según las NTC.
Obtenido de (Florio, 2022)

Zona	Estación	c	a ₀	T _a	T _b	T _s	k	Q	Q _{PB}	R _o	k ₁	α
I	MT50	0.418	0.154	0.5	1.3	0.6	1.5					
II	GR27	0.939	0.283	0.6	1	0.8	1.285	2	1	2	1	1
IIIa	GC38	1.215	0.301	1.1	2.1	1.6	0.229					
IIIb	SP51	1.632	0.352	1.4	2.4	1.9	0.125					

De acuerdo con el apartado 5.5 de las NTC-Sismo 2020, cuando existe planta baja flexible, es necesario diseñar la planta baja con un factor de comportamiento sísmico Q=1.

Las siguientes fórmulas son empleadas para la construcción de los espectros elástico y de diseño:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \left(\frac{T}{T_a} \right) \rightarrow T < T_a \\ \beta c \rightarrow T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \rightarrow T \geq T_b \end{cases} \quad \text{Ec. 6-6}$$

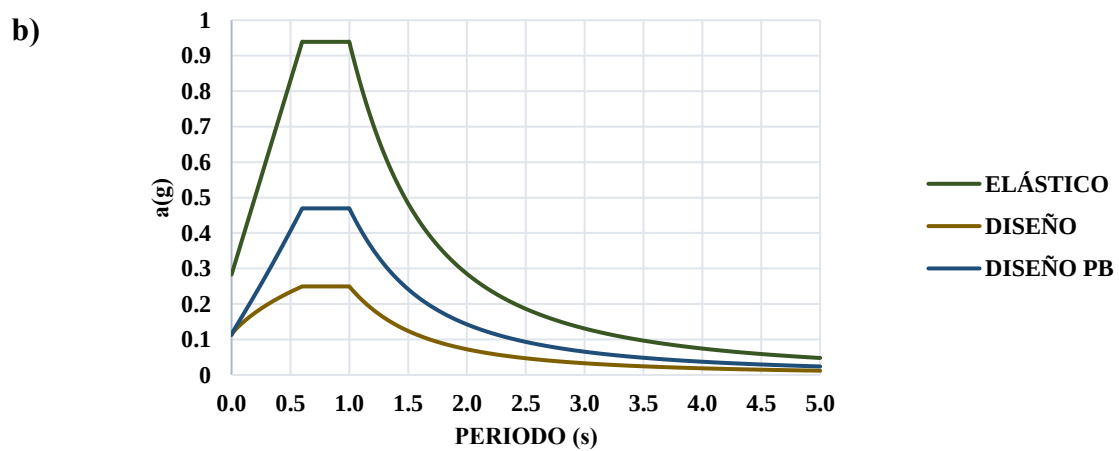
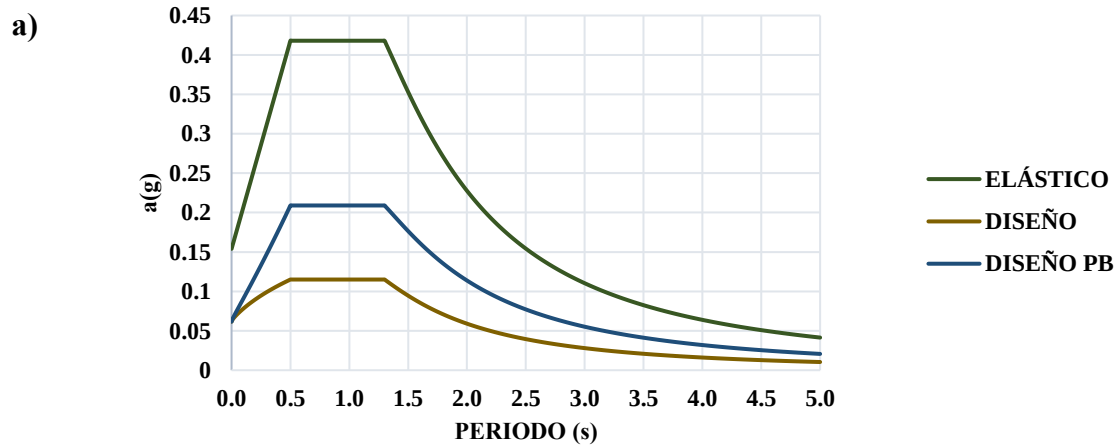
$$p = \begin{cases} 1 \rightarrow T < T_b \\ k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \rightarrow T \geq T_b \end{cases} \quad \text{Ec. 6-7}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \left(\frac{T}{T_a} \right) \rightarrow T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \rightarrow T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right) \rightarrow T \geq \tau T_b \end{cases} \quad \text{Ec. 6-8}$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \left(\sqrt{\left(\frac{\beta}{k} \right) \left(\frac{T}{T_a} \right)} \right) \rightarrow T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \left(\sqrt{\left(\frac{\beta}{k} \right)} \right) \rightarrow T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \left(\sqrt{\left(\frac{\beta p}{k} \right)} \right) \rightarrow T > T_b \end{cases} \quad \text{Ec. 6-9}$$

$$k_2 = \begin{cases} 0.5 \left[1 - \sqrt{\frac{\beta p}{k}} \right] \rightarrow T \leq T_a \\ 0 \rightarrow T > T_a \end{cases} \quad \text{Ec. 6-10}$$

Los resultados de los espectros elásticos y de diseño son mostrados en la Figura VI-3



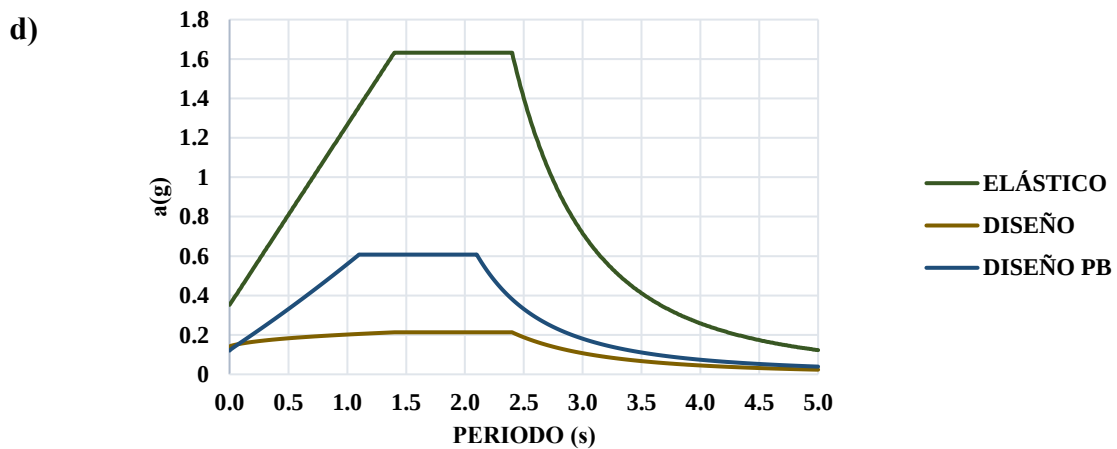
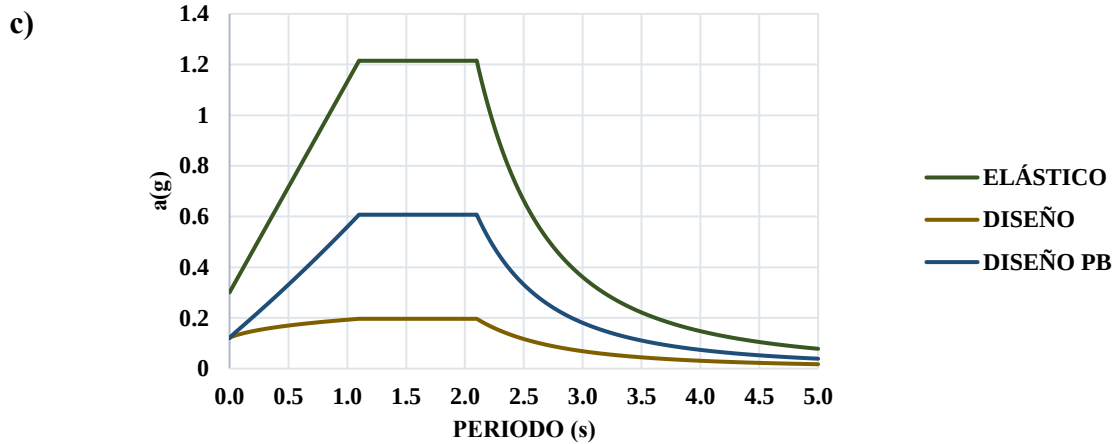


Figura VI-3 Espectros elástico y de diseño de acuerdo al RCDF-17 para: a) Zona I, b) Zona II, c) Zona IIIa, d) Zona IIIb.

6.3.5. DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES

De acuerdo a la tabla 4.2.3 de las NTC para el Diseño por Sismo, las derivas límite para el estado límite de prevención de colapso en el caso de la mampostería confinada con refuerzo horizontal (niveles superiores) es de 0.010, y para aquellas sin refuerzo horizontal es de 0.005. En el caso de marcos de concreto reforzado (planta baja) la deriva límite tiene un valor de 0.006.

Para el estado límite de prevención de daños ubicado en el apartado 1.8, el valor límite para los muros mampostería es de 0.002 y para la planta baja de 0.004.

6.3.6. RESULTADOS DE DISEÑO

En forma resumida, las Tablas VI-6 a VI-8 muestran los resultados obtenidos de las dimensiones y porcentajes de acero de columnas y trabes, propiedades modales y desplazamientos y derivas en planta baja, respectivamente, para los modelos de tres, cinco y siete niveles.

Tabla VI-14 Dimensiones y porcentajes de acero de columnas y trabes. Obtenido de (Florio, 2022)

Modelo	Columnas		Trabes	
	Dimensiones (m)	Proporción de acero (%)	Dimensiones (m)	Proporción de acero (%)
3N	0.45 x 0.45	2.69-3.70	0.25 x 0.55 - 0.35 x 0.65	0.38-0.91
5N	0.55 x 0.55	3.06-3.36	0.30 x 0.65 - 0.35 x 0.70	0.32-1.20
7N	0.65 x 0.65	2.89-3.37	0.35 x 0.85 - 0.40 x 0.85	0.31-0.95

Tabla VI-15 Propiedades modales de las edificaciones. Obtenido de (Florio, 2022)

Forma modal	3N (s)				5N (s)				7N (s)			
	X	Y	ZZ	Γ_m	X	Y	ZZ	Γ_m	X	Y	ZZ	Γ_m
1	0.34			0.99	0.39			0.92	0.52			0.75
2		0.32		0.99		0.33		0.99		0.36		0.91
3			0.29	0.99			0.31	0.98			0.34	0.88

Tabla VI-16 Desplazamientos y derivas de planta baja de las edificaciones. Obtenido de (Florio, 2022)

Modelo	Desplazamientos horizontales en PB (m)		Derivas máximas	
	X	Y	X	Y
3N	0.006-0.012	0.005-0.011	0.0019-0.0038	0.0017-0.0031
5N	0.005-0.009	0.005-0.01	0.0029-0.0051	0.0015-0.0028
7N	0.004-0.009	0.003-0.008	0.0025-0.0057	0.002-0.0042

6.4. MODELOS INÉLASTICOS DE LOS ELEMENTOS

Los análisis elásticos tienen limitantes y no es posible predecir lo mejor posible cómo será el comportamiento de una edificación cuando se somete a sismos, particularmente en lo relativo a las demandas de desplazamientos, que se relaciona con los daños esperados.

Por ello, es necesario realizar análisis no lineales incluyendo modelos numéricos con pérdida de rigidez y resistencia en los elementos, para así tener una evaluación más precisa del comportamiento estructural esperado.

6.4.1. TRABES Y COLUMNAS

En términos generales existen dos modelos para caracterizar la distribución del comportamiento inelástico de estos elementos, plasticidad concentrada y distribuida. La plasticidad concentrada reduce el tiempo computacional al considerar sólo en los extremos del elemento articulaciones con longitud nula y propiedades inelásticas. Es por ello que en los modelos realizados en (Florio, 2022), y que se utiliza también en este trabajo, se emplea el modelo de plasticidad concentrada en las trabes y columnas. Los parámetros que componen el comportamiento o características de las articulaciones se obtuvieron del manual “Evaluación sísmica y refuerzo para edificios existentes” del ASCE/SEI 41-17 (American Society of Civil Engineers, 2017). El comportamiento de las articulaciones definido en este manual se compone de líneas rectas. El primer tramo (A-B) representa el comportamiento en el intervalo elástico, el segundo (B-C) es posterior a la fluencia, el tercero (C-D) hay una pérdida considerable de resistencia y el cuarto (D-E) se pierde completamente la rigidez del elemento y sólo presenta una resistencia residual. Lo anterior se muestra en la Figura VI-4.

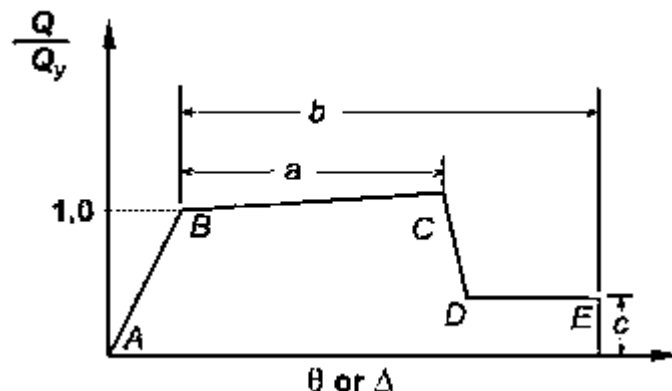


Figura VI-4 Curva envolvente del modelo establecido en el ASCE/SEI-17. Obtenido de (American Society of Civil Engineers, 2017)

Los criterios de aceptación y parámetros de modelado de traveses y columnas rectangulares se encuentran en las tablas 10-7 y 10-9 del ASCE 41-17. Los valores numéricos adoptados se pueden consultar en (Florio, 2022) .

Para las traveses, el ángulo de rotación plástica, coeficiente de resistencia residual y los criterios de aceptación dependen de factores como la relación entre la diferencia de porcentaje positivo y negativo y porcentaje balanceado de la sección, además de la cantidad de refuerzo transversal y esfuerzo cortante actuante en la misma articulación plástica. En las columnas, los factores son la carga axial, esfuerzo cortante actuante y el refuerzo transversal y longitudinal de la sección.

En (Florio, 2022) se hizo una modificación a la curva envolvente mostrada en la Figura VI-4, ya que los tramos C-D y D-E son muy inestables para ser reproducidos en los análisis, aunado a que no existe una única solución debido a la pendiente negativa. Este cambio consiste en limitar la ubicación de los estados límite hasta el tramo B-C, aclarando que esto no modifica la forma de la curva, sino que sólo de calibran los valores de los estados límite de criterios de aceptación. En el apartado 7.6.3 del ASCE 41-17 los estados límite de comportamiento que se enlistan a continuación:

- *Ocupación inmediata (IO)*: Daño menor por fluencia de acuerdo con el análisis, pero no mayor a 0.67 veces la deformación del estado límite para la seguridad de vida (LS).

- *Seguridad de vida (LS)*: 0.75 veces la deformación correspondiente al punto C de la envolvente.
- *Prevención de colapso (CP)*: Deformación correspondiente al punto C de la envolvente, pero no mayor a 0.75 veces la deformación del punto E.

Para definir el inicio de la fluencia y comportamiento de las trabes se recurre al diagrama momento-curvatura, dependiendo si la sección está controlada por tensión o compresión.

Respecto a las columnas, la complejidad aumenta debido a que la fluencia depende de los momentos aplicados en las dos direcciones principales y de la carga axial, por lo que se usan curvas tipo P-M-M para considerarlos dentro de una misma superficie, llamada superficie de fluencia. Estas curvas se adecuan en dos formas: usando un factor de reducción al diagrama de interacción de acuerdo al código de diseño o en su defecto elaborando el diagrama de interacción mediante el método de fibras.

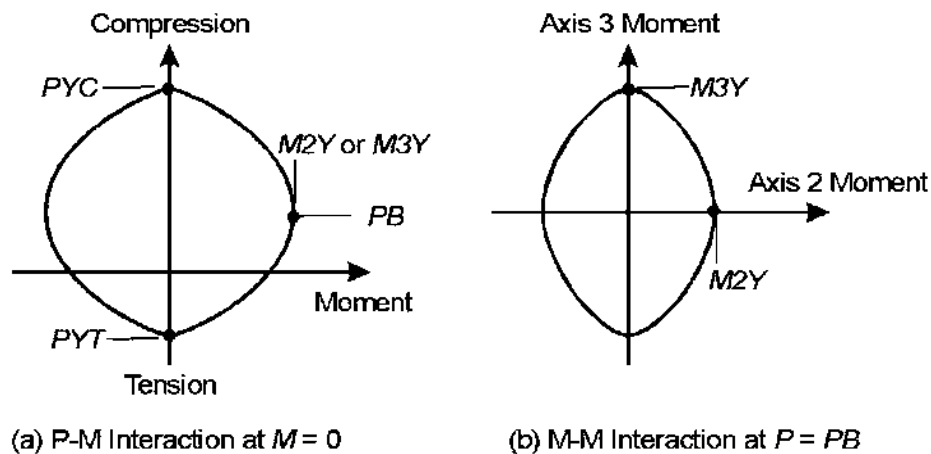


Figura VI-5 Superficie de fluencia del tipo P-M-M. Obtenido de (Computers and Structures, Inc, 2024)

Para calibrar la superficie de fluencia de los planos P-M y M-M (Figura VI-5) se usan las siguientes ecuaciones y coeficientes. Valores iguales o superiores a la unidad indican que se alcanza o supera la fluencia del elemento.

$$f_{PM} = \left(\frac{P - P_B}{P_{Y0} - P_B} \right)^\alpha + \left(\frac{M}{M_{YB}} \right)^\beta$$

$$f_{MM} = \left(\frac{M_2}{M_{YP2}} \right)^\gamma + \left(\frac{M_3}{M_{YP3}} \right)^\gamma$$

$$1.1 \leq \beta \leq 3$$

$$1.5 \leq \alpha \leq 3$$

$$1.1 \leq \gamma \leq 3$$

Ec. 6-11

Donde:

P = Fuerza axial

M_{Y0} = Momento de fluencia en $P=0$

P_B = Fuerza axial en el punto de equilibrio

M_{YP2} = Momento de fluencia en el plano P-
M₂

M = Momento flexionante

M_{YP3} = Momento de fluencia en el plano P-
M₃

P_{Y0} = fuerza de fluencia en $M=0$

6.4.2. MUROS DE MAMPOSTERÍA

Para modelar el comportamiento no lineal de los muros de mampostería existen principalmente los micro y macro modelos. Los micro modelos son los más refinados ya que incluyen el comportamiento y relaciones constitutivas de los materiales de todos los elementos que componen a la mampostería (piezas, juntas de mortero y dadas y castillos). En los macro modelos se caracteriza un elemento que es homogéneo y representativo de todos los elementos y materiales. Es claro que el segundo modelo implica menos complicaciones y tiempos de cómputo. En el modelado de los edificios se utilizaron macro modelos con los criterios de aceptación establecidos en “Guía para el análisis de estructuras de mampostería” (Gavilán, 2012).

La curva envolvente trilineal de la Figura VI-6 se propone en el documento de Gavilán (2012) para caracterizar la envolvente del ciclo histerético de los muros de mampostería confinada.

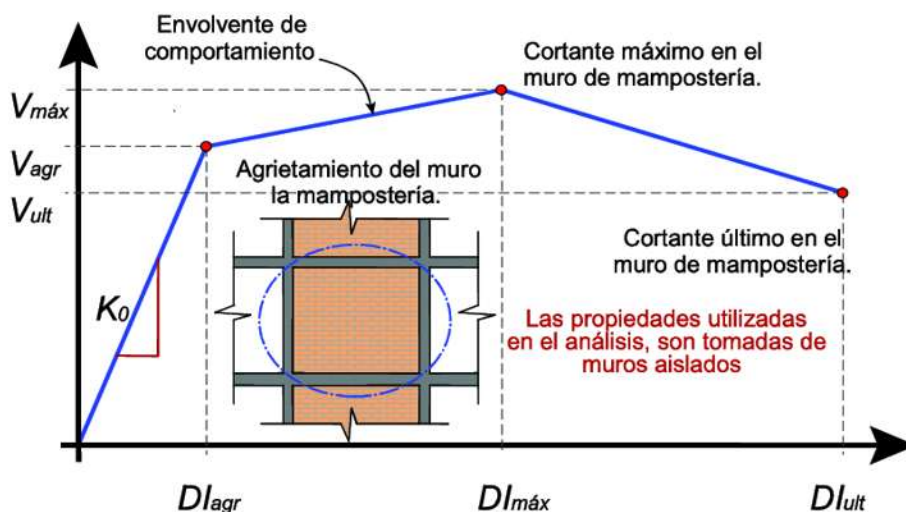


Figura VI-6 Envolvente para mampostería confinada. Obtenida de (Gavilán, 2012)

La primera zona caracteriza el comportamiento lineal, la segunda el ingreso al intervalo inelástico y un aumento de la resistencia y la última la pérdida de rigidez y resistencia.

Para la elaboración de la curva, se muestra la obtención de los parámetros en la Tabla VI-17.

Tabla VI-17 Parámetros empleados para el modelo trilineal. Obtenido de: (Gavilán, 2012)

Mampostería confinada sin refuerzo horizontal.		Mampostería confinada con refuerzo horizontal.	
$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_0 H}$	$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_0 H}$
$V_{max} = 1.25 V_{agr}$	$DI_{max} = 0.003$	$V_{max} = 1.5 V_{agr}$	$DI_{max} = 0.006$
$V_{ult} = 0.8 V_{agr}$	$DI_{ult} = 0.005$	$V_{ult} = 1.1 V_{agr}$	$DI_{ult} = 0.01$

Donde:

V_{agr} = cortante de diseño propuesto en las NTCM

H = altura del entrepiso

DI_{agr} = distorsión de agrietamiento diagonal de la mampostería

DI_{max} = distorsión a la que se alcanza la resistencia máxima (V_{max})

D_{ult} = distorsión a la que se alcanza el cortante último (V_{ult}) K_{θ} = rigidez elástica

El valor de V_{RDF} se obtiene a partir de las expresiones establecidas por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Mampostería (Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México, 2020).

Respecto a los estados límite, estos se toman igualmente de (Gavilán, 2012), donde se presentan los valores para los muros de mampostería sin refuerzo. El estado de ocupación inmediata (IO) se asocia a la distorsión que causa el primer agrietamiento, el estado de seguridad de vida a la distorsión próxima a la resistencia límite máxima y el estado de prevención de colapso (CP) a la distorsión próxima al límite de resistencia última. Los valores para los muros de mampostería con refuerzo no se encuentran dentro del documento antes citado, por lo que en (Florio, 2022) se propuso el duplicar los valores correspondientes a los estados de seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP), dejando el valor igual para el estado de ocupación inmediata. Esto se muestra en la Tabla VI-18.

Tabla VI-18 Estados límite para muros de mampostería. Obtenido de: (Florio, 2022)

Estado límite	Distorsión	
	Muro sin refuerzo	Muro con refuerzo
Ocupación inmediata (IO)	DI_{agr}	DI_{agr}
Seguridad de vida (LS)	0.0022	0.0044
Prevención de colapso (CP)	0.0044	0.0088

6.4.3. MUROS DE RELLENO

El modelado de los muros de relleno se hizo mediante la técnica de la diagonal equivalente, donde sólo trabaja bajo fuerzas de compresión. Para establecer el comportamiento se emplearon las expresiones de las NTC-Mampostería 2020, donde se pueden observar de forma gráfica en la Figura VI-7.

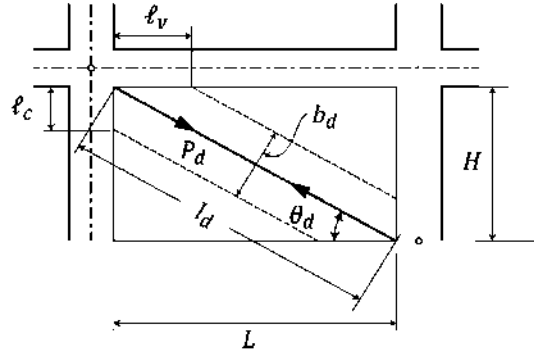


Figura VI-7 Geometría de la diagonal equivalente. Obtenido de: (*Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México, 2020*)

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{\ell_c^2 + \ell_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad \ell_d = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. 6-12}$$

$$\ell_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad l_d = \sqrt{H^2 + L^2} \quad \text{Ec. 6-13}$$

Donde:

E_f, E_m = módulo de elasticidad efectivo del material del marco y mampostería

H, L = altura y longitud libre del muro de relleno

I_c, I_v = momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y trabe

θ_d = ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal

t = espesor del muro de mampostería

Los modos de falla del muro de relleno son principalmente por 1) tensión diagonal, 2) aplastamiento en la diagonal y 3) deslizamiento del muro. Las siguientes ecuaciones establecen las resistencias de los modos de falla mencionados y se tienen que comparar con la componente horizontal de la fuerza axial de la diagonal equivalente.

$$1) V_{R,td} = 0.5v'_m A_T f \leq 1.5v'_m A_T f \quad 2) V_{R,ap} = 0.4 f'_m b_d t \cos \theta_d \quad \text{Ec. 6-14}$$

$$3) V_{R,de} = \frac{0.4v'_m A_T}{1 - 0.9 \tan \theta_d}$$

VII. ANÁLISIS NO LINEAL DE LAS EDIFICACIONES

7.1. ANÁLISIS NO LINEAL

La filosofía de diseño actual permite que, bajo acciones sísmicas de intensidad importante, las edificaciones sufran cierto nivel de daño al incursionar en el intervalo inelástico. Sin embargo, se busca también que no existan colapsos estructurales.

Una de las metodologías más refinadas para estimar el comportamiento esperado de una estructura es el análisis dinámico no lineal en la historia del tiempo (ADNL), el cual incorpora propiedades no lineales de los materiales y elementos, como lo son la pérdida de resistencia y rigidez. La evaluación del comportamiento se realiza representando los daños con niveles de desempeño y comparándolos con criterios de aceptación.

En este documento, los modelos se someten a análisis dinámicos de un total de 39 registros repartidos de la siguiente forma: tres registros para la zona I, diez para la zona II, nueve para la zona IIIa y diecisiete para la zona IIIb. Además, se realizan análisis estáticos no lineales para la obtención de índices de daño.

En los análisis dinámicos, los modelos se someten primero a las componentes horizontales (N-S, E-O) de los acelerogramas de todos los registros y posteriormente se someten incluyendo la componente vertical (V) con el objetivo de comparar el comportamiento de las estructuras en ambos escenarios. En todos los modelos, las componentes horizontales se consideran en la dirección original (N-S en una dirección y E-W en la otra) y posteriormente se invierten.

7.2. INTENSIDAD DE ARIAS

La intensidad de Arias representa la cantidad de energía total disipada por un número infinito de osciladores de peso unitario. A partir de esto, es posible obtener la duración significativa de daño que se espera en un edificio limitando la energía total acumulada de la intensidad de Arias entre el 5% y 95% ($I_A(5\%-95\%)$), lo que se conoce como la duración de la fase intensa de un sismo.

La I_A se define como sigue:

$$I_{A(5\%-95\%)} = \frac{\pi}{2g} \int_{5\%}^{95\%} a(t)^2 dt$$

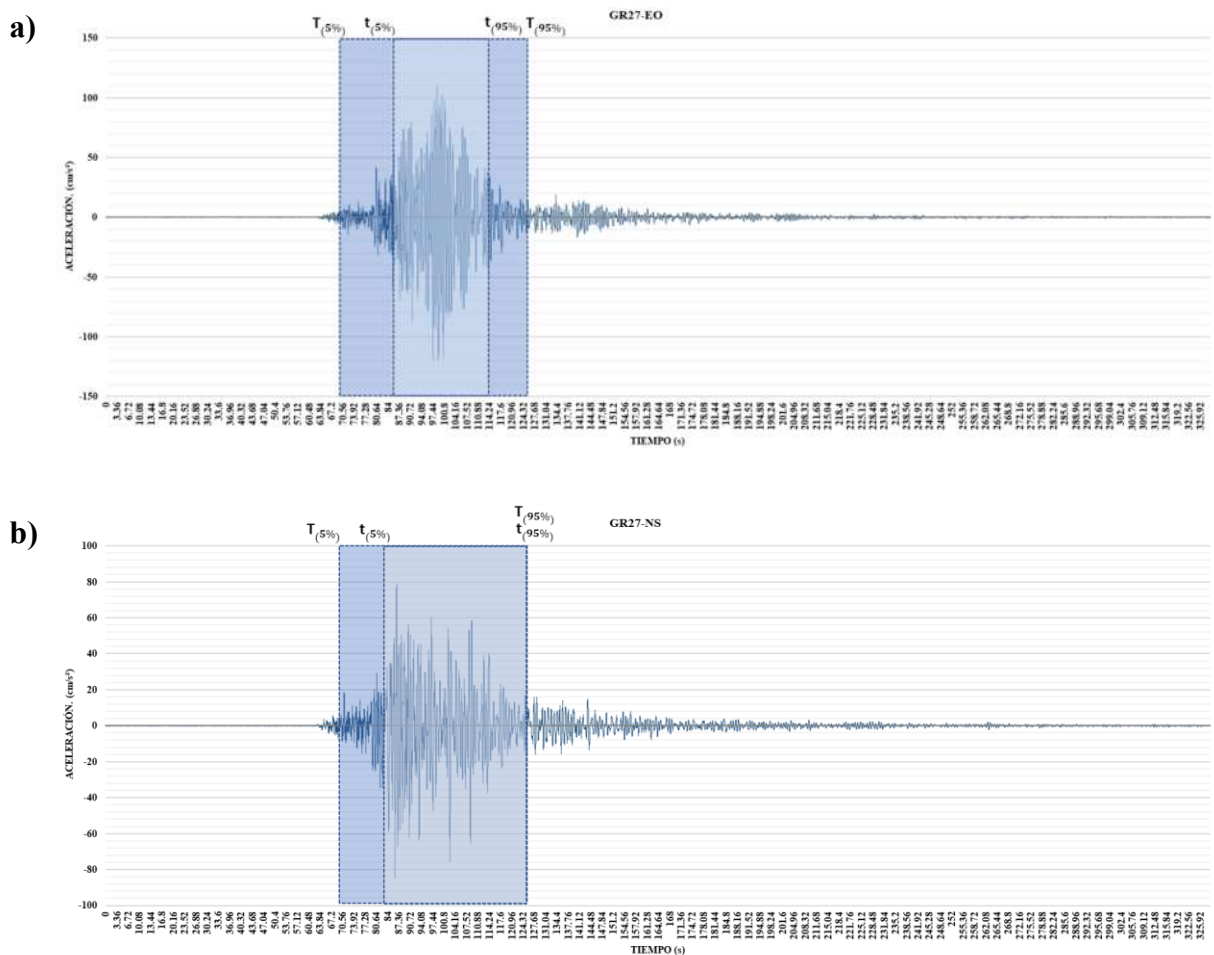
Ec.7-1

Donde:

$a(t)$ = historia de aceleración del movimiento del suelo g = aceleración de la gravedad

Al utilizar la duración de la fase intensa de un movimiento sísmico, se asegura que el acelerograma reducido aplicado en los ADNL representa adecuadamente al registro completo para determinar el comportamiento esperado de la edificación, además de reducir los tiempos de cómputo durante el análisis.

A continuación, se muestra de forma gráfica la extracción de la fase intensa del registro GR27 para las tres componentes:



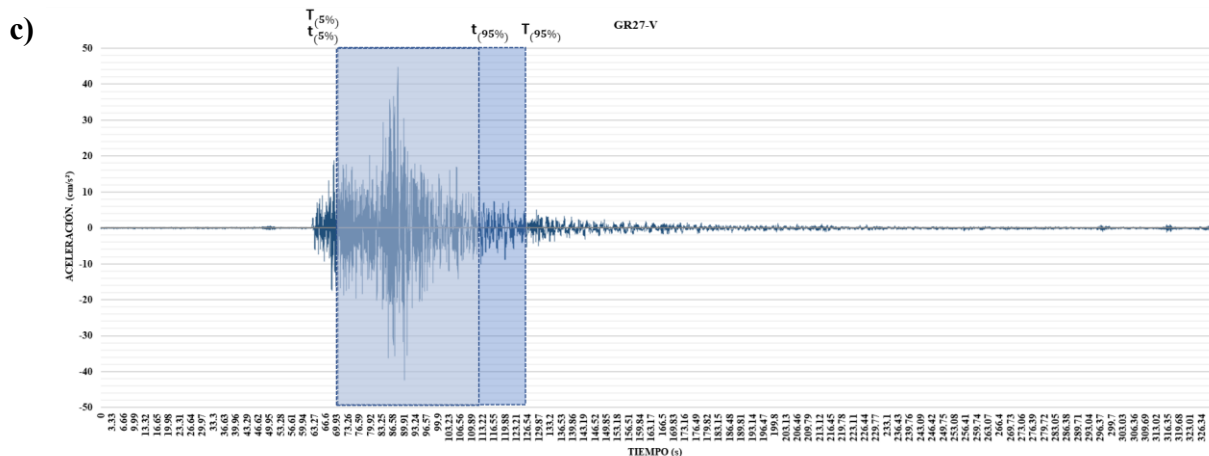


Figura VII-1 Extracción de la fase intensa del acelerograma GR27 a) Componente E-O, b) Componente N-S, c) Componente V.

En la tabla VII-1 se muestra la fase intensa del 5% al 95% de la I_A por componente de los registros a usar en el análisis, donde a su vez se obtiene la fase intensa total de las tres componentes y el tiempo total de esta.

Tabla VII-1 Intensidad de Arias y fase intensa de las tres componentes.

REGISTRO	COMPONENTE								TIEMPO TOTAL (S)
	N-S		E-O		VERT.		FINAL		
	t5% (S)	t95% (S)	t5% (S)	t95% (S)	t5% (S)	t95% (S)	T5% (S)	T95% (S)	
ZONA I									
CP28	61.61	87.79	61.49	84.56	54.98	80.86	54.98	87.79	32.82
FJ74	57.39	86.06	56.77	85.37	49.63	85.34	49.63	86.06	36.44
PA34	55.24	88.08	56.79	79.72	47.19	81.71	47.19	88.08	40.9
ZONA II									
AO24	62.83	97.65	63.44	93.32	49.17	92.41	49.17	97.65	48.49
AU46	60.1	97.27	59.3	95.72	49.87	97.1	49.87	97.27	47.41
CO47	60.27	98.04	61.03	93.57	50.69	98.31	50.69	98.31	47.63
DR16	64.32	102.94	63.67	104.11	48.72	96.02	48.72	104.11	55.4
DX37	80.65	102.62	78.17	103.99	66.65	111.53	66.65	111.53	44.89
EO30	56.99	97.42	57.28	92.54	47.68	98.2	47.68	98.2	50.53
ES57	63.58	103.63	60.65	100.24	50.59	103.1	50.59	103.63	53.05
GR27	83.08	125.38	87.24	114.17	70.24	112.75	70.24	125.38	55.15
ME52	56.83	98.01	56.66	99.13	45.02	89.9	45.02	99.13	54.12
LEAC	117.26	139.41	118.12	141.1	103.42	143.46	103.42	143.46	40.04

ZONA IIIA									
CH84	62.11	93.28	64.79	93.73	49.53	85.93	49.53	93.73	44.21
GC38	62.72	113.39	62.93	114.64	48.84	93.74	48.84	114.64	65.81
IB22	62.9	109.21	63.53	103.09	49.59	96.74	49.59	109.21	59.63
JC54	60.26	103.27	64.6	96.74	49.88	87.08	49.88	103.27	53.4
LI33	77.81	140.77	74.47	141.64	69.5	121.94	69.5	141.64	72.15
LV17	83.84	137.49	80.96	136.72	69.23	124.45	69.23	137.49	68.27
MI15	61.38	99.56	61.52	99.85	47.69	94.27	47.69	99.85	52.17
SI53	62.24	113.45	64.46	110.11	49.72	93.79	49.72	113.45	63.74
UC44	58.91	103.87	60.27	90.16	49.46	95.08	49.46	103.87	54.42
ZONA IIIB									
AL01	81.18	133.8	83.23	137.87	71.28	129.04	71.28	137.87	66.6
BL45	64.04	140.48	65.66	137.17	56.07	116.77	56.07	140.48	84.42
CI05	83.37	133.62	83.48	132.6	71.99	122.64	71.99	133.62	61.64
CJ03	83.06	134.72	85.37	134.38	71.6	128.48	71.6	134.72	63.13
CJ04	81.32	133.06	83.64	132.69	69.88	127.7	69.88	133.06	63.19
CO56	63.16	128.76	63.66	132.06	53.96	125.81	53.96	132.06	78.11
GA62	62.88	144.59	62.92	138.84	50.62	103.95	50.62	144.59	93.98
LI58	63.11	128.53	64.31	128.6	54.46	113.56	54.46	128.6	74.15
PE10	62.3	135.63	63.8	143.66	48.36	109.16	48.36	143.66	95.31
RM48	61.26	137.12	61.39	122.09	46.16	101.99	46.16	137.12	90.97
SP51	64.17	115.23	64.26	130.92	48.61	103.42	48.61	130.92	82.32
TL08	64.16	135.12	64.25	133.53	49.54	109.26	49.54	135.12	85.59
TL55	65.23	114.97	63.52	124.38	51.59	107.71	51.59	124.38	72.8
VG09	81.58	162.07	82.77	158.23	68.05	139.53	68.05	162.07	94.03
CCCL	70.77	122.18	68.67	127.84	58.25	118.49	58.25	127.84	69.6
PCJR	72.15	136.35	72.64	131.47	60.39	114.39	60.39	136.35	75.97
SCT2	81.13	139.85	83.99	129.04	71.25	125.76	71.25	139.85	68.61

7.3. ÍNDICE DE DAÑO DE PARK Y ANG

En el diseño basado en desempeño, para periodos de retorno grandes y cierto tipo de estructuras, se puede esperar cierto nivel de daño, lo cual permite reducir los costos de las estructuras. El nivel de daño va directamente relacionado con la capacidad de deformación de la estructura. Para ello se establece una clasificación bajo un análisis cuantitativo de los daños que sufre una edificación bajo excitaciones sísmicas. Uno de los métodos más empleados para cuantificar daño estructural corresponde a la propuesta de Park y Ang (Park, 1985) debido a su fácil interpretación, simplicidad, eficacia para interpretar estado de daño

real y amplia aplicabilidad a estructuras de concreto reforzado, respaldada por análisis de edificios que sufrieron daños en sismos pasados y correlacionados con resultados de laboratorio.

Expresar los daños sólo en términos de la demanda de ductilidad es inadecuado debido a que, ante cargas cíclicas repetidas, las estructuras de concreto armado diseñadas a flexión pueden tener demandas de energía histerética importante que reduzcan su capacidad sísmica y conduzcan eventualmente a una falla más acelerada combinada con cortante y falta de adherencia.

El índice de daño de Park y Ang se basa en la combinación lineal de la demanda de deformación máxima (daño por ductilidad) y la energía histerética absorbida (daño por cargas cíclicas). Su implementación puede ser de forma global (toda la estructura) o local (elemento o conjunto de ellos como puede ser un entrepiso). El índice de daño global (D_{PA-G}) se define como sigue (Ghosh, 2011) :

$$D_{PA-G} = \frac{d_m}{d_u} + \frac{\beta}{V_y d_u} \int dE_h \quad \text{Ec.7-2}$$

Donde:

d_m = Deformación máxima de la estructura (demanda)

d_u = Capacidad máxima de deformación de la estructura bajo carga monótonica (capacidad)

β = Parámetro adimensional no negativo que representa el efecto de la carga cíclica en el daño estructural

V_y = Cortante de fluencia

dE_h = Energía histerética (demanda)

En (Ghosh, 2011) se proponen esquemas aproximados equivalentes basados en un S1GL y se comparan con el índice de daño de Park y Ang en SVGL, tanto globales como a nivel de entrepiso, con lo cual se obtuvieron resultados bastantes eficaces. El índice de daño de Park y Ang global (D_{PA-G}) modificado se define como sigue (Ghosh, 2011):

$$D_{PA-G} = \frac{D_m - D_y}{D_u - D_y} + \frac{\beta}{V_y D_u} \int dE_h \quad \text{Ec.7-3}$$

Donde:

D_m = Demanda de desplazamiento máximo de la estructura basado en un ADNL (Análisis Dinámico No Lineal) de un SVGL

D_y = Desplazamiento de fluencia de la estructura basado en la curva de capacidad bilinealizada de un AENL (Análisis Estático No Lineal)

D_u = Desplazamiento último de la estructura basado en la curva de capacidad bilinealizada de un AENL (Análisis Estático No Lineal)

De forma análoga, el índice de daño de Park y Ang local o de entrepiso (D_{PA-L}) modificado se define como sigue (Ghosh, 2011):

$$D_{PA-L} = \left(\frac{\Delta_{mi} - \Delta_{yi}}{\Delta_{ui} - \Delta_{yi}} \right) \bigg|_{\max i} + \frac{\beta}{V_y D_u} \int dE_h \quad \text{Ec.7-4}$$

Donde:

Δ_{mi} = Demanda de distorsión máxima del i-ésimo entrepiso basado en un ADNL (Análisis Dinámico No Lineal) de un SVGL

Δ_{yi} = Distorsión de fluencia de la estructura basado en la curva de capacidad

β = Parámetro adimensional no negativo que representa el efecto de la carga cíclica en el daño estructural

V_y = Cortante de fluencia en la base de la estructura basado en la curva de capacidad bilinealizada de un AENL (Análisis Estático No Lineal)

dE_h = Demanda de Energía histerética de la estructura basado en un ADNL (Análisis Dinámico No Lineal) de un SVGL

bilinealizada de un AENL (Análisis Estático No Lineal)

Δ_{ui} = Distorsión última de la estructura basado en la curva de capacidad bilinealizada de un AENL (Análisis Estático No Lineal)

Como se observa, la diferencia entre las Ecs. 7-2 y 7-3 se centra en la parte de la ductilidad (primer término de la ecuación). La parte de la energía histerética acumulada se calcula a partir de la demanda de energía histerética en toda la estructura y se normaliza por el cortante en la base de fluencia (V_y) y la capacidad de desplazamiento último de la estructura (D_u).

La utilización del índice de daño local o de entrepiso modificado se prefiere sobre el global debido a que este puede indicar el mecanismo de desplome o no de una planta en específico de la estructura. Esto se enfatiza en estructuras donde al presentar alguna irregularidad vertical, las concentraciones de las demandas de ductilidad son significativas en estas zonas. Ejemplo de ello es el caso de los edificios con planta baja débil. Por esta razón, en este documento se empleará este índice.

El valor del parámetro β se calibra a partir de resultados experimentales para el sistema estructural típico considerado con colapso predefinido (Ghosh, 2011). Este valor sensibiliza el nivel de influencia de las cargas cíclicas y, por ende, el mecanismo de falla. La calibración de β ha sido discutida en detalle por varios autores, donde también se propusieron fórmulas empíricas para calcularlo. Típicamente, se han empleado valores que van de 0.05 a 0.24 en estructuras de concreto reforzado. En una gran cantidad de trabajos de investigación, el valor de 0.15 se ha utilizado, el cual fue originalmente propuesto por Park y Ang (Ghosh, 2011).

En la Tabla VII-2, se encuentra definido el grado de daño y el porcentaje de daño esperado según (Kalateh-Ahani, 2021). Esta clasificación considera el índice de daño global de la estructura, en donde $D_{PA} < 40\%$ representa daño reparable; daño entre 40 – 77% representa un daño más allá de lo reparable (demolición) y $D_{PA} > 77\%$ representa colapso de la estructura.

Tabla VII-2 Clasificación de grado de daño del modelo de Park y Ang. (Kalateh-Ahani, 2021)

NIVEL DE DAÑO	GRADO DE DAÑO	ÍNDICE DE DAÑO (%)
Menor	Daño menor	<11
Moderado	Reparable	11-40
Severo	Demolición	40-77
Colapso	Pérdida del edificio	>77

7.4. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

Una vez que se culmina la realización de los análisis previamente descritos, se extrae la información de interés para los objetivos del trabajo. En las siguientes páginas se muestran los resultados obtenidos para cada modelo (3N, 5N, 7N) por zona geotécnica, que incluyen los valores máximos de las derivas de planta baja, azotea y cortante basal de cada registro, la desagregación de la energía histerética disipada por cada uno de los elementos que participan y la amplificación de estos parámetros, al comparar los resultados de los modelos analizados con sólo las componentes horizontales y de aquellos que además incluyen la componente vertical. Se obtienen también las cargas axiales máximas de tres columnas en planta baja (esquina, de borde e interior) para cada modelo, incluyendo y excluyendo la componente vertical, así como el factor de amplificación de los mismos. Finalmente, se muestra la historia de desplazamientos correspondiente a los nodos superiores de las columnas de planta baja (esquina, borde e interior) del registro con mayor impacto en los desplazamientos de la estructura, comparando los resultados de los modelos analizados sin incluir la componente vertical y los análisis que la incluyen.

7.4.1. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (1976)

Antes de presentar los resultados obtenidos para los distintos modelos, es necesario mencionar algunos patrones de comportamiento que se repiten en los análisis, que se enlistan a continuación:

- Las derivas tanto de planta baja como de azotea son esencialmente las mismas cuando se considera y se excluye la componente vertical de los modelos.
- Las fuerzas axiales máximas en planta baja se concentran en las columnas interiores para prácticamente todos los registros, seguido por las columnas de borde y por último las de esquina.
- La variación de la historia de desplazamientos de los nodos superiores de las columnas de planta baja es prácticamente nula para los modelos con y sin componente vertical, lo cual es lógico al saber que las derivas tienen valores similares.

- Debido a que la fórmula para la obtención del índice de daño es más sensible a los valores de las derivas, resultan prácticamente iguales cuando se considera y se excluye la componente vertical de los modelos.

Por otra parte, la Tabla VII-3 muestra los registros donde el análisis no lineal no concluyó debido al colapso prematuro de la estructura. De acuerdo con los parámetros de comportamiento del programa de análisis, la estructura presenta colapso antes de terminar la aplicación completa del registro sísmico.

Tabla VII-3 Registros que produjeron inestabilidad y detención de los análisis.

EDIFICIO	ZONA	REGISTRO(S)
3N	I	
	II	
	IIIa	CH84, JC54, MI15
	IIIb	
5N	I	
	II	DX37
	IIIa	CH84, JC54, MI15
	IIIb	
7N	I	
	II	DX37, LEAC
	IIIa	CH84, JC54, MI15
	IIIb	

7.4.1.1. EDIFICIO DE TRES NIVELES

ZONA I

Como se muestra en la Figura VII-2, los valores máximos de las derivas de planta baja y azotea se presentaron con el registro PA34, con valores de 0.009 y 0.0037, respectivamente. Lo mismo sucede con las fuerzas cortantes en la base, cuyo valor fue de 277.6 t.

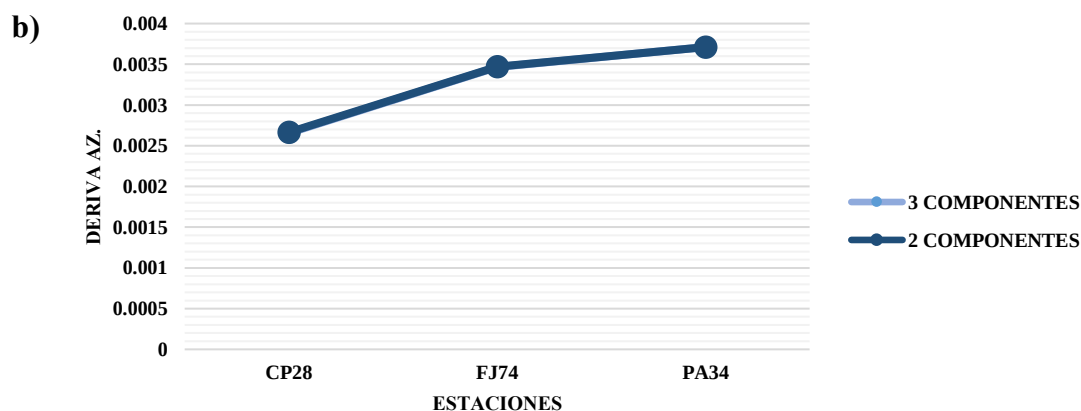
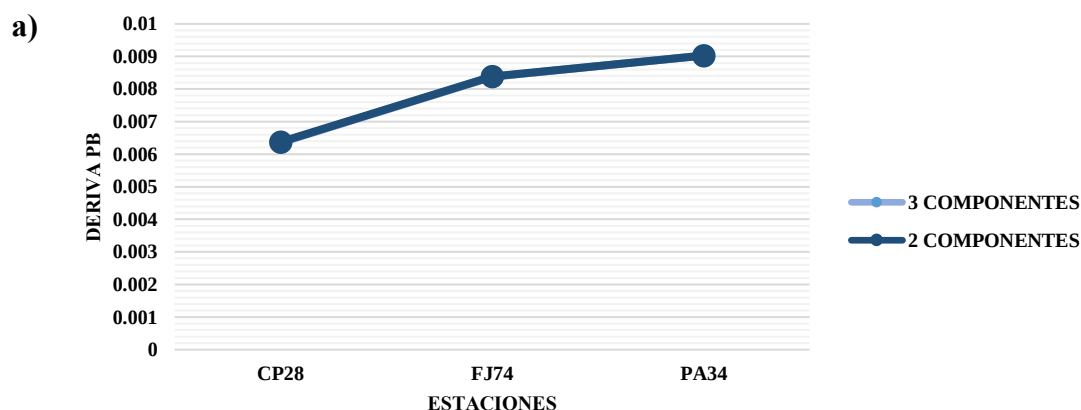
De la energía histerética disipada correspondiente tanto a las derivas en azotea como en planta baja, en términos generales, los elementos que disiparon más energía fueron las columnas interiores, de borde y los muros de relleno (Figura VII-3). El registro con mayor porcentaje de amplificación V/H fue el FJ74, con aproximadamente un 2.1%. En promedio,

los muros de relleno presentan las mayores amplificaciones con un 0.63%, seguido por las columnas interiores con un 0.33%.

La Figura VII-4 muestra que las columnas interiores, tuvieron un factor promedio de amplificación V/H de 1.14 (14%). Nuevamente, el registro FJ74 fue el que presentó los valores máximos de fuerzas axiales.

El registro PA34 provocó los mayores desplazamientos con máximos de alrededor de 2.75 cm y presentó un pequeño desplazamiento de las líneas de tendencia respecto del eje neutro (Figura VII-5).

Los mayores índices de daño global y local (planta baja) mostrados en la Figura VII-6 se presentaron con el registro PA34 con valores de 0.0818 y 0.0858, respectivamente, lo que se traduce a que se encuentra dentro del estado límite de ocupación inmediata.



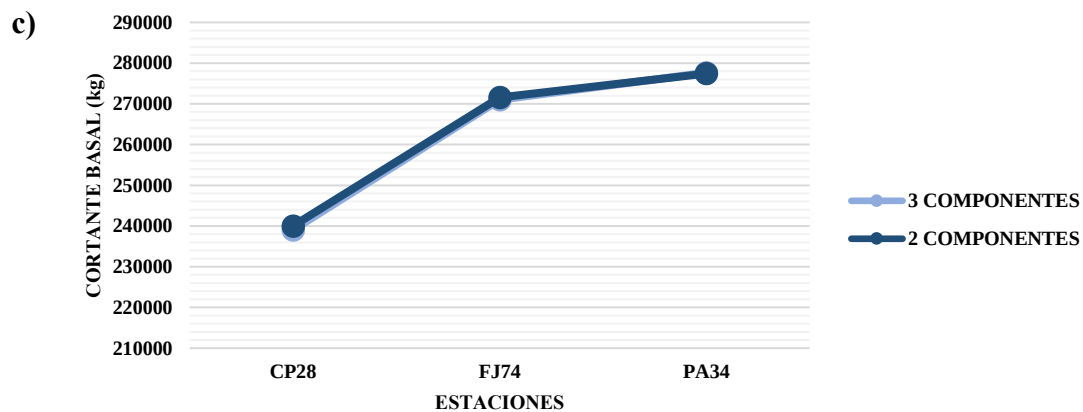
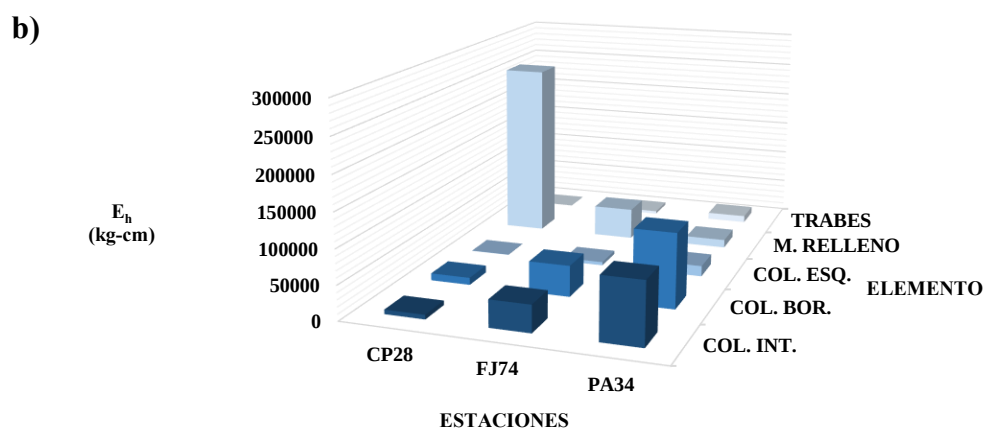
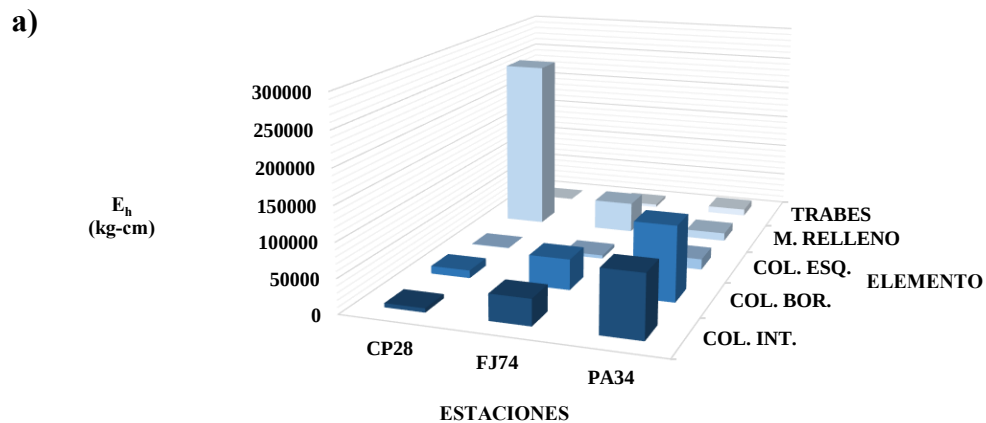


Figura VII-2 Resultados del ADNL para la zona I a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



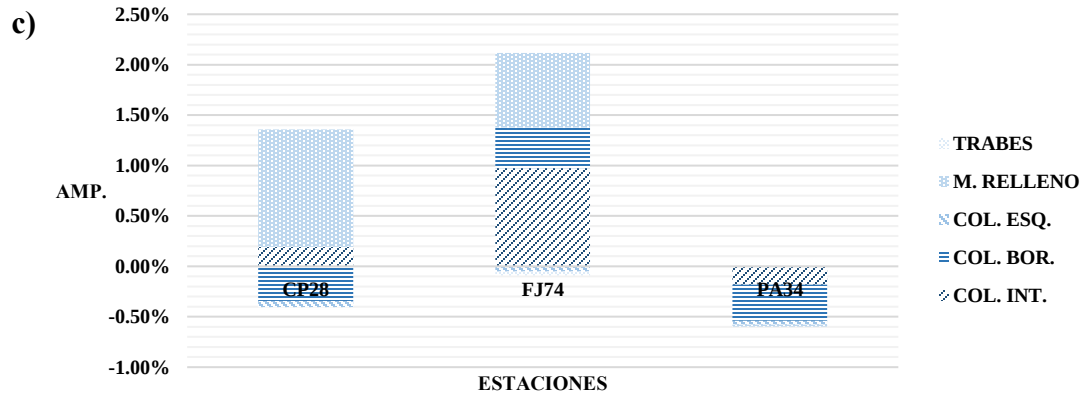
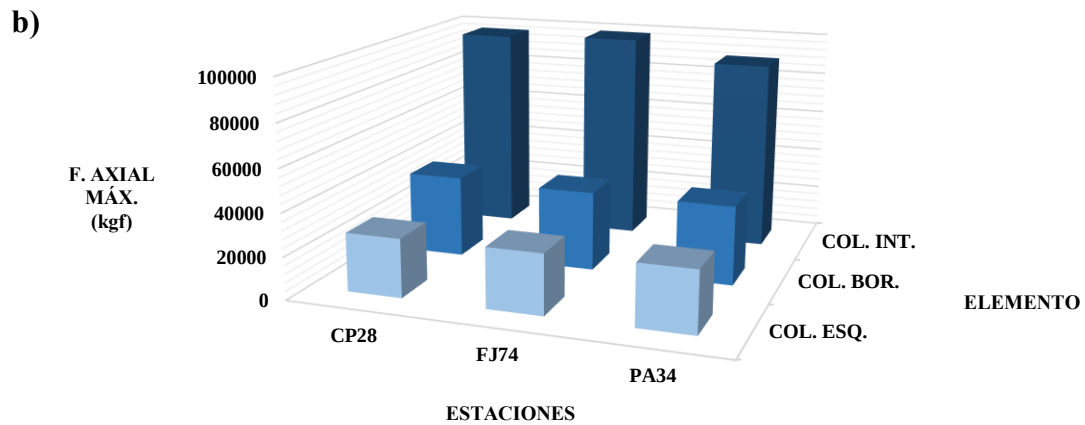
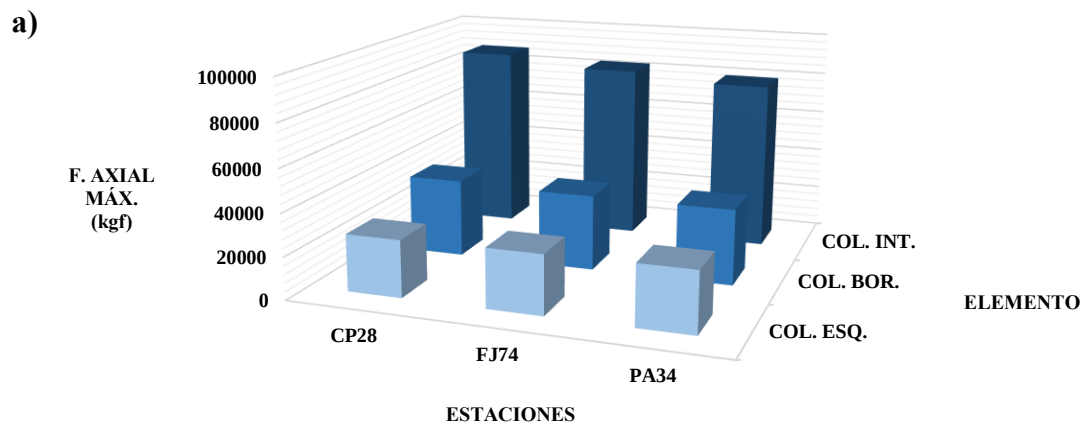


Figura VII-3 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



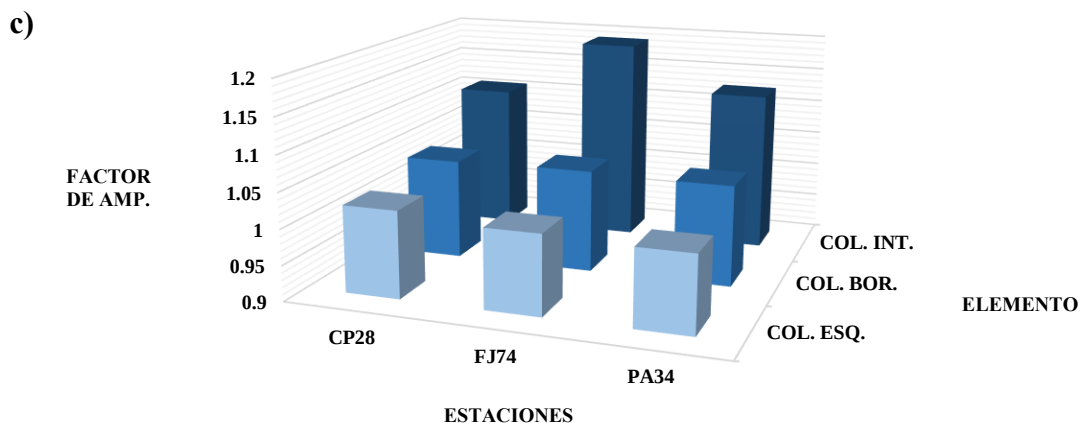
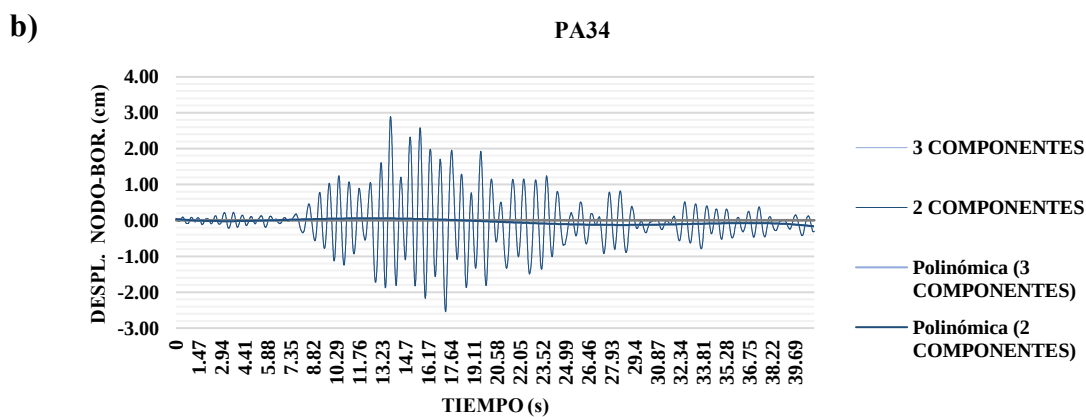
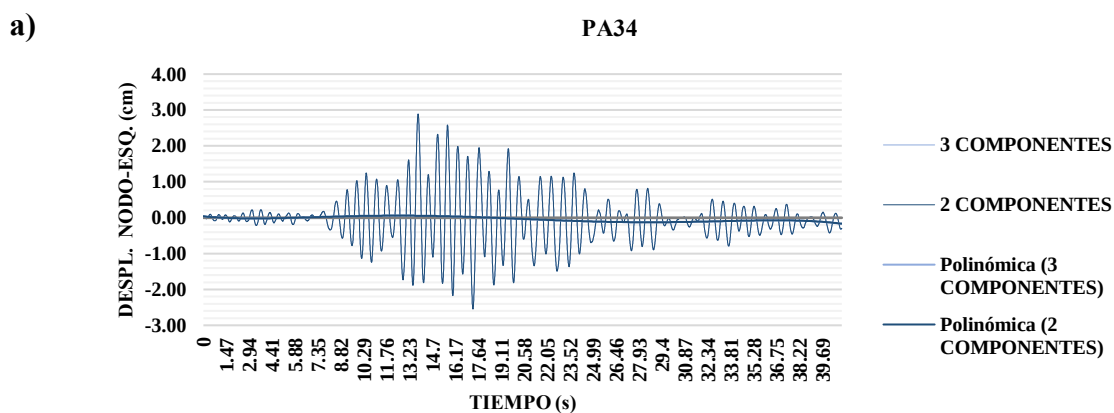


Figura VII-4 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



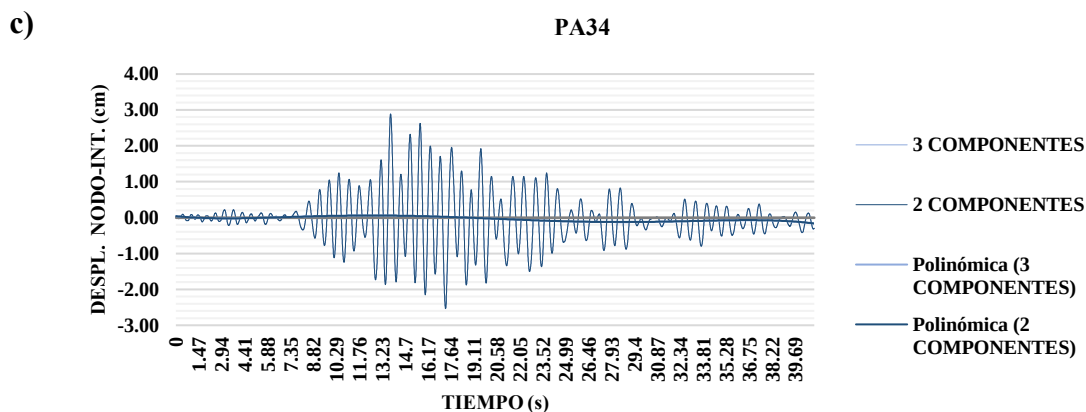


Figura VII-5 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

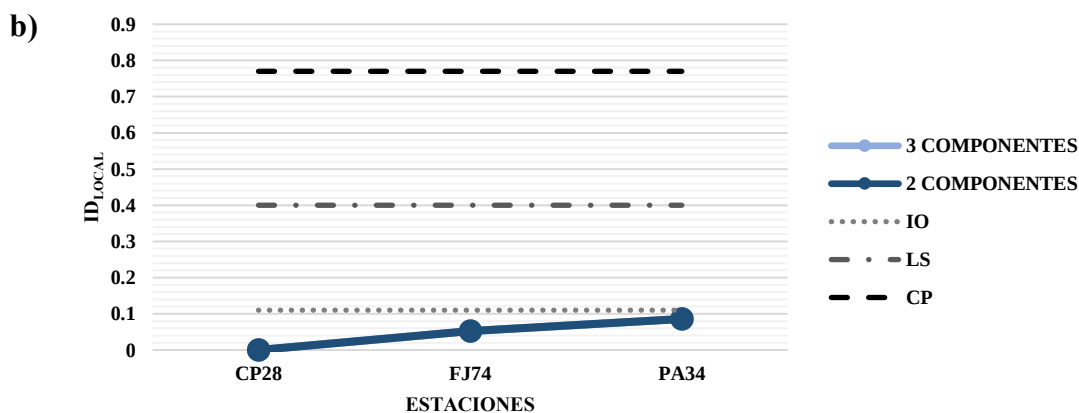
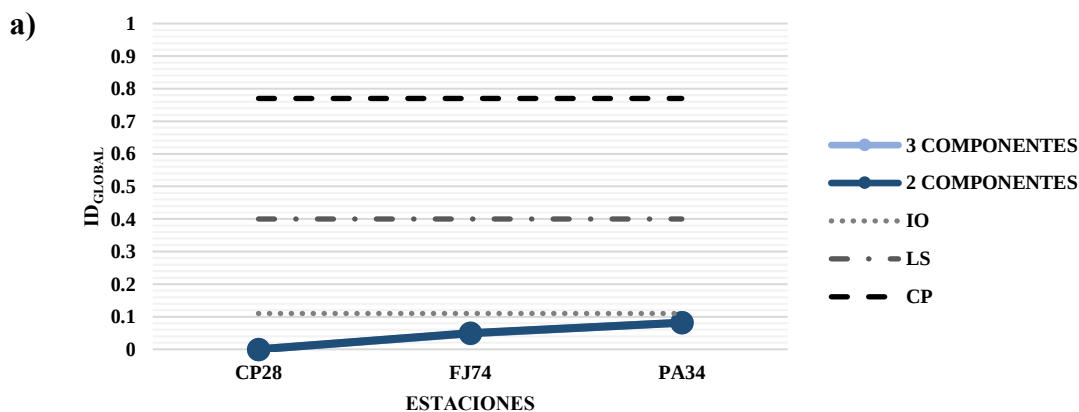


Figura VII-6 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA II

El registro GR27 produjo las derivas máximas en planta baja y azotea, con valores de 0.014 y 0.0056, respectivamente. El registro LEAC fue el segundo con mayores derivas y tiene las mayores fuerzas cortantes en la base, con valor de 292.2 t.

Como era de esperarse, el registro GR27 generó la mayor demanda de energía histerética (Figura VII-8). Sin embargo, el registro ME52 fue el que presentó el mayor porcentaje de amplificación V/H, con aproximadamente 44%. A pesar de ello, esta amplificación no resulta importante para el comportamiento de la estructura ya que los valores son considerablemente más pequeños que los del registro GR27. En términos generales, las columnas de borde, interiores y de esquina son las que tienen mayor participación de la disipación de la energía. Asimismo, en promedio, las columnas interiores presentaron las mayores amplificaciones con un 6.14%, seguido por las columnas de borde con un 0.77%.

El factor promedio de amplificación V/H de las fuerzas axiales de las columnas interiores fue de 1.13; sin embargo, el factor más grande se encuentra en las columnas de esquina del registro GR27 con 1.32, tal como se muestra en la Figura VII-9.

Las historias de desplazamientos de los nodos muestran que el registro con mayor impacto en los desplazamientos de la estructura fue el GR27, con valores máximos alrededor de 4.2 cm. Las amplificaciones muestran líneas de tendencia que se alejan un poco del eje horizontal (Figura VII-10).

Los mayores índices de daño global y local (planta baja), mostrados en la Figura VII-11, se presentaron con el registro GR27, con valores de 0.86 y 0.87, respectivamente.

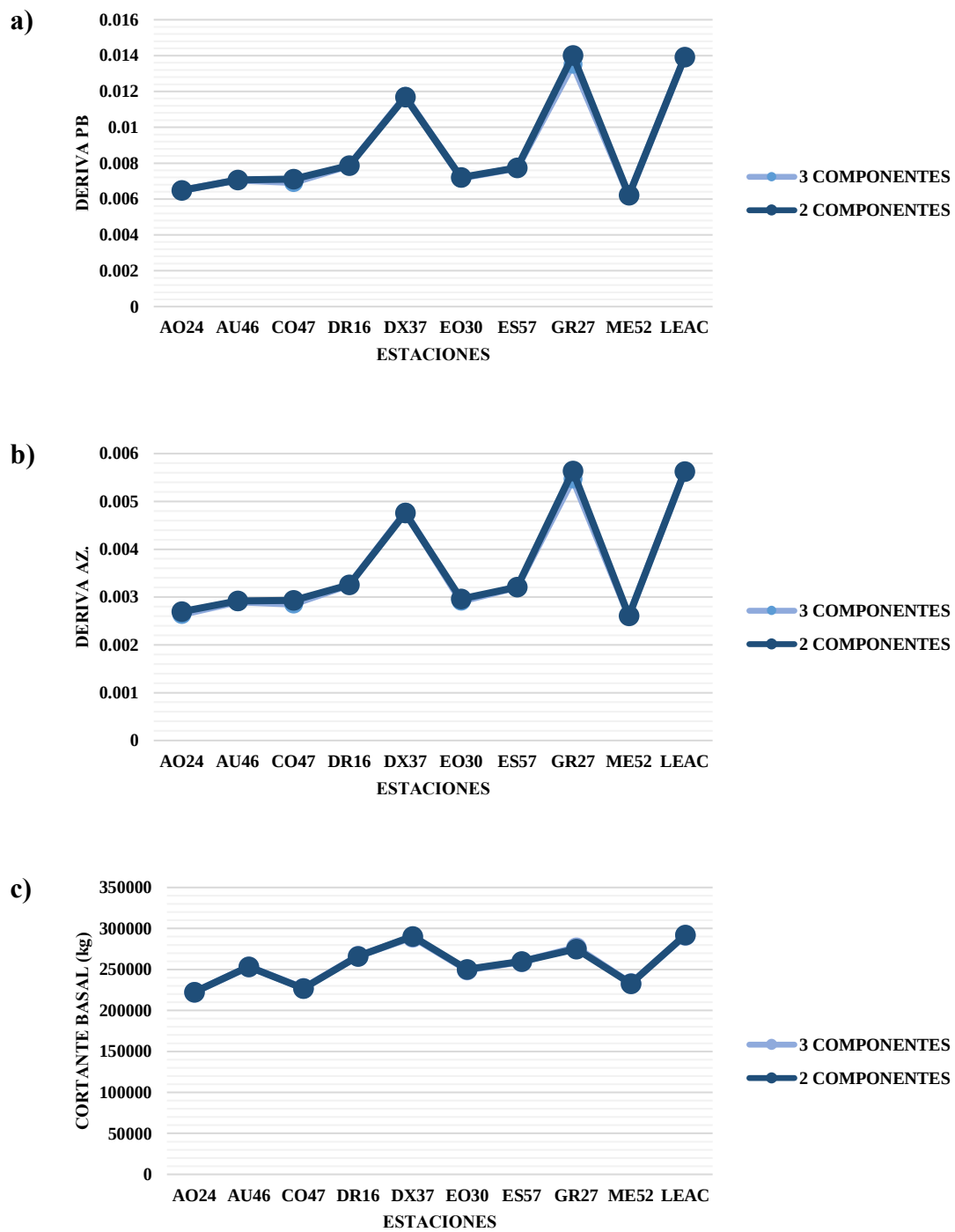


Figura VII-7 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

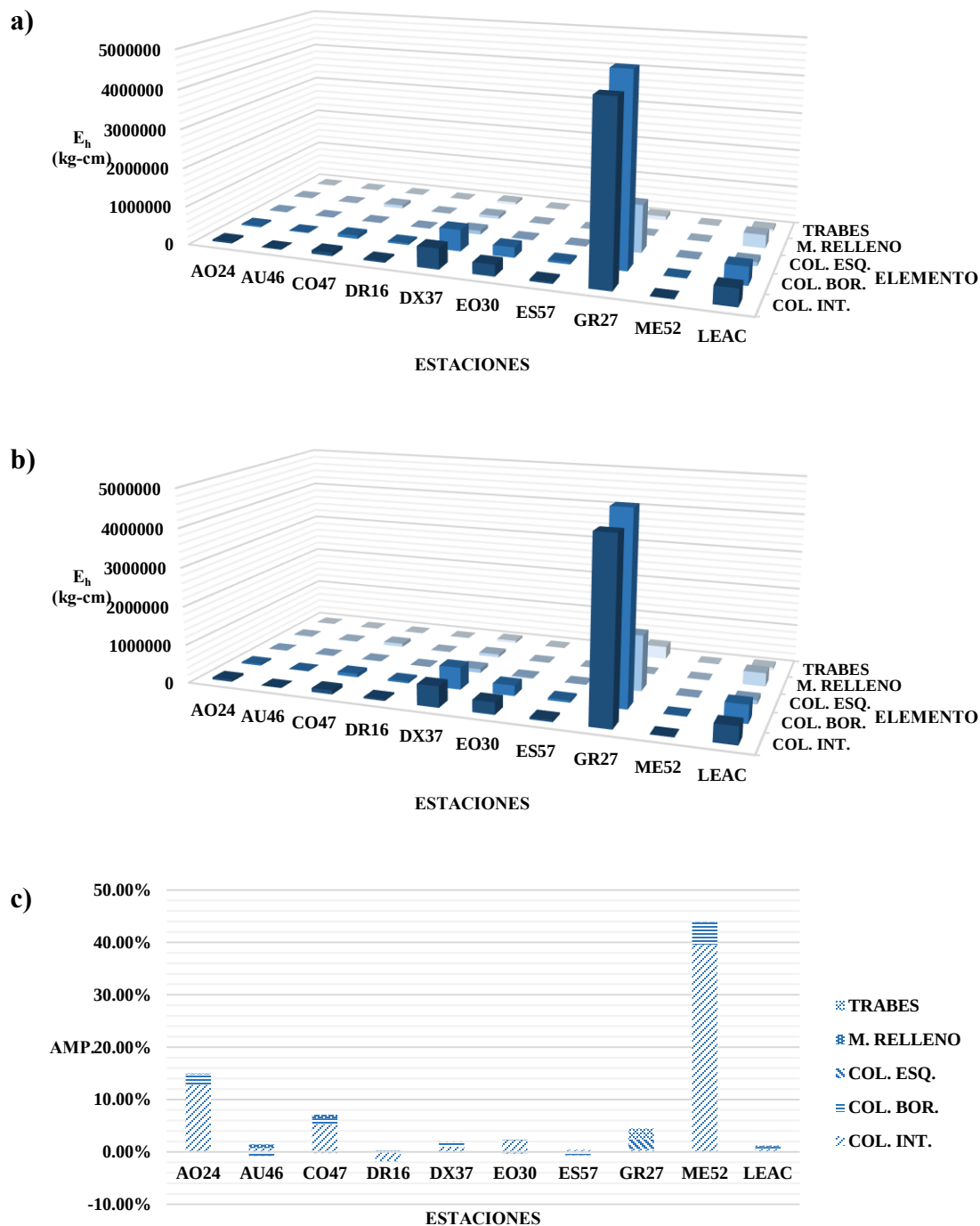


Figura VII-8 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

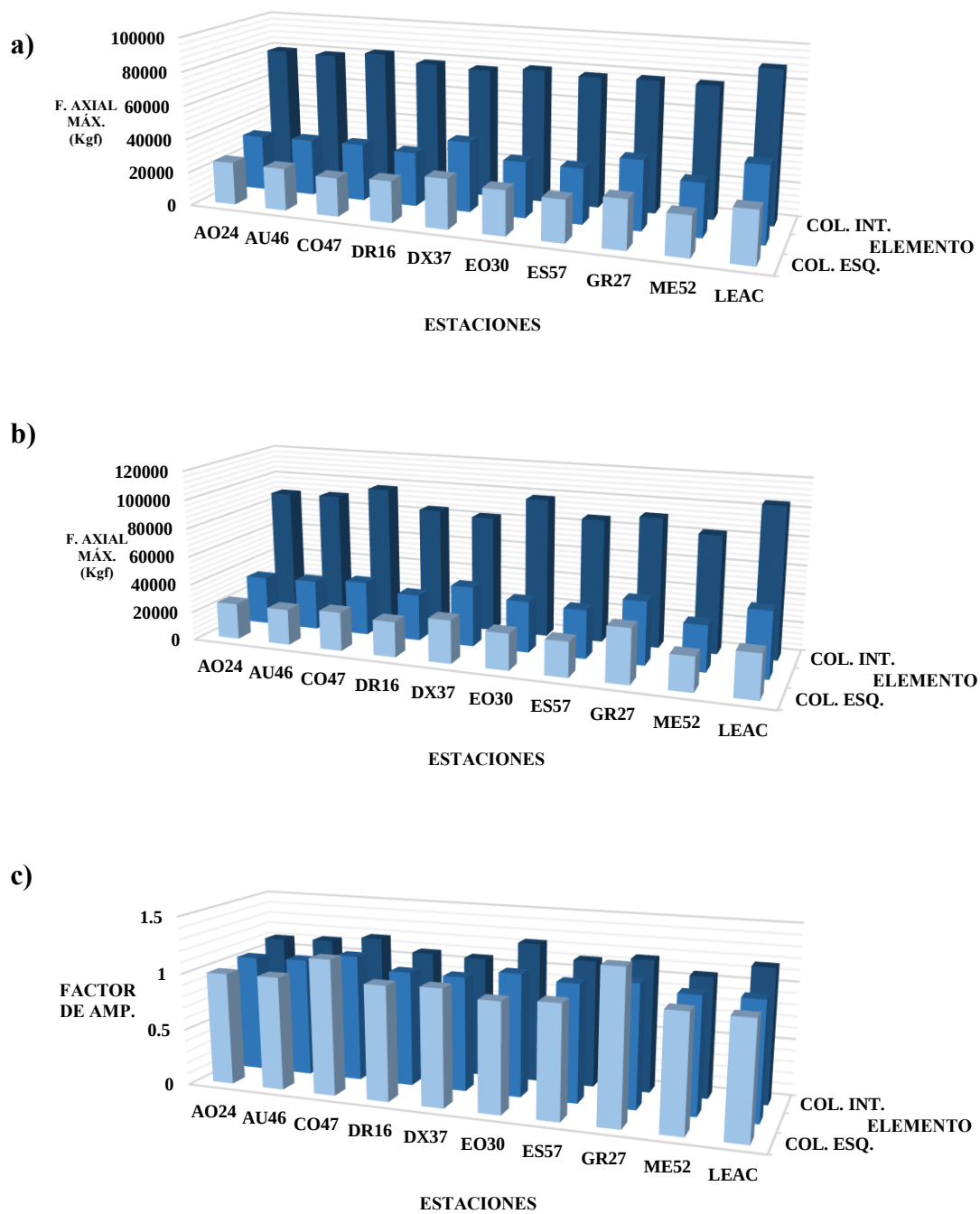


Figura VII-9 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

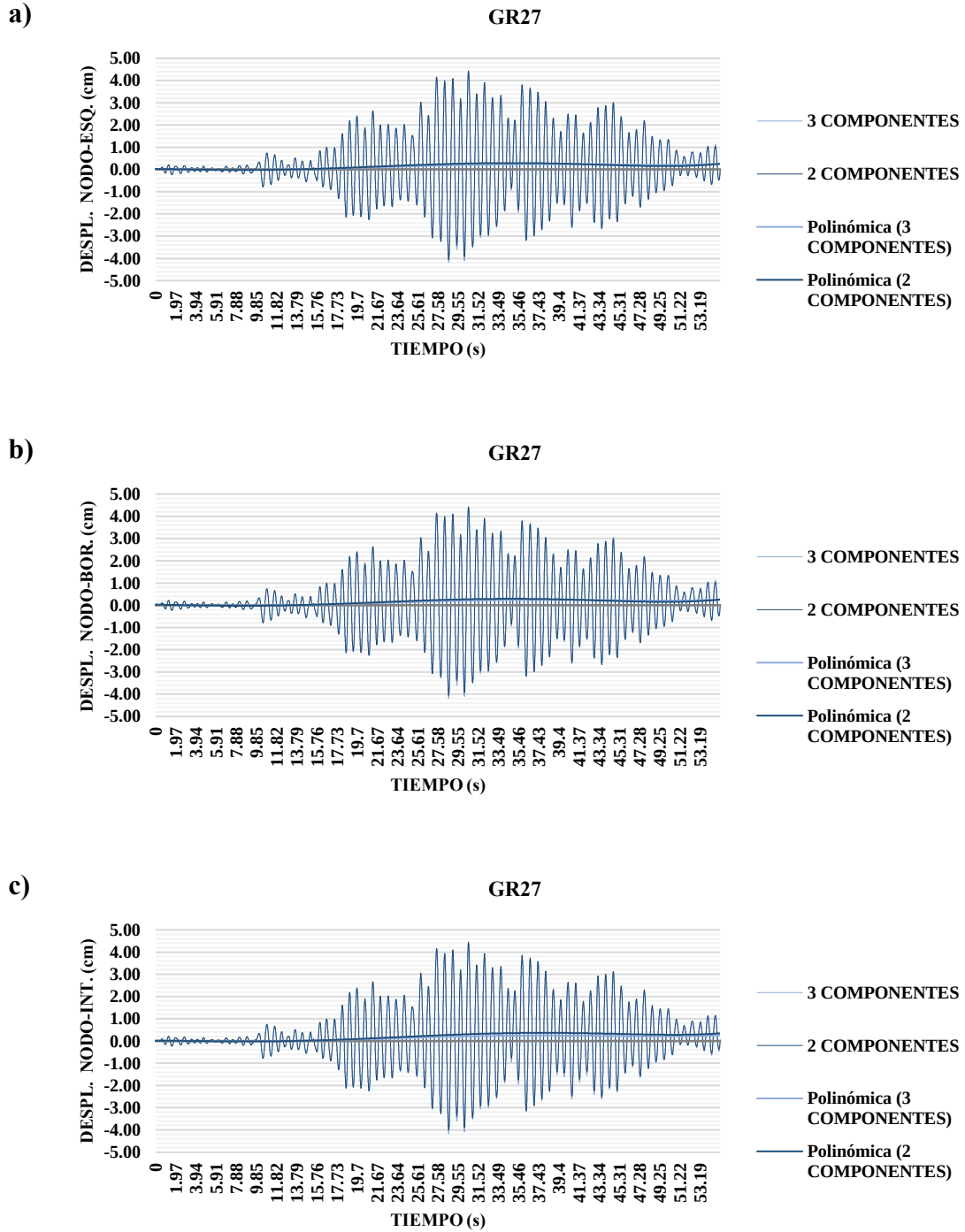


Figura VII-10 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

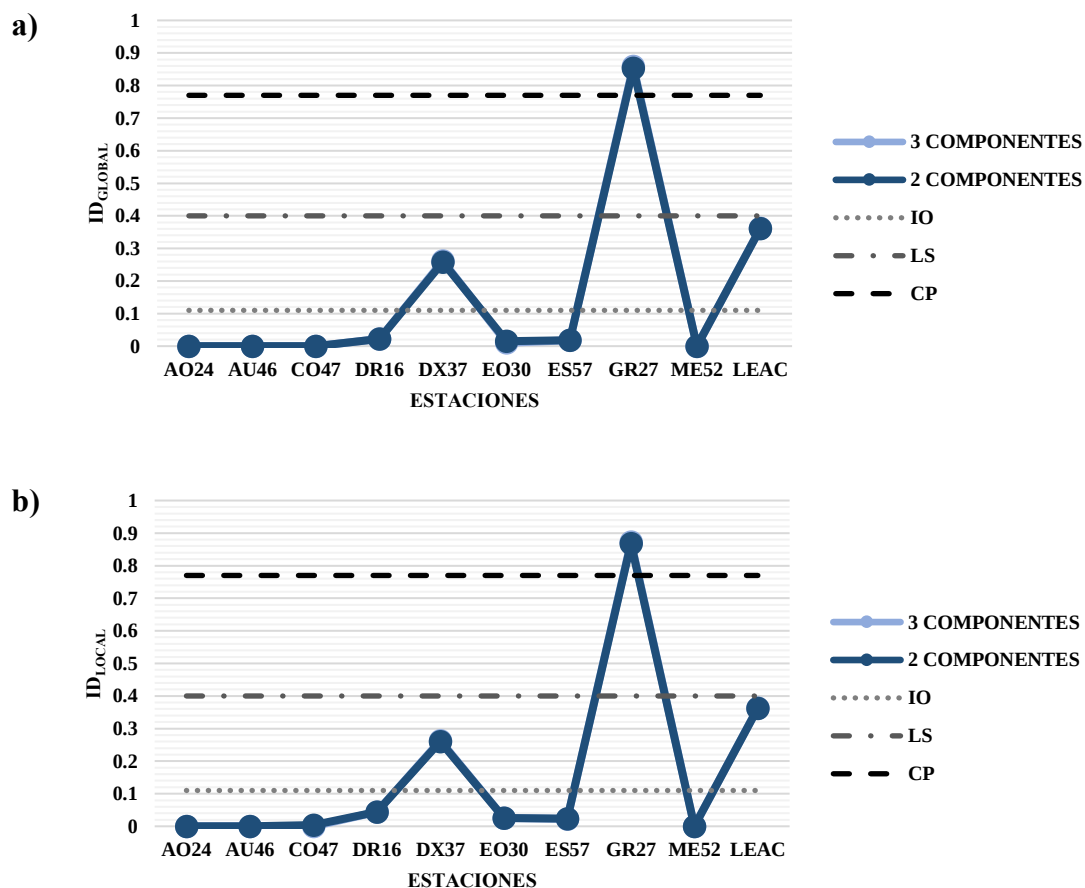


Figura VII-11 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA IIIa

En esta zona es donde se encuentran las mayores derivas de todas las zonas estudiadas. El registro sísmico CH84 generó las máximas derivas, con 0.0376 en planta baja y 0.0148 en azotea, como se observa en la Figura VII-12. Sin embargo, como ocurrió en otras zonas, las fuerzas cortantes en la base máxima fueron las de otro registro (MI15), con valor de 294.9 t, sólo un poco mayor que la de otros registros (CH84, JC54 y LI33). Debe recordarse sin embargo que la historia en el tiempo con los registros sísmicos CH84, JC54 y MI15 no concluyeron, por alcanzarse el colapso de la edificación antes de terminar la aplicación total del acelerograma.

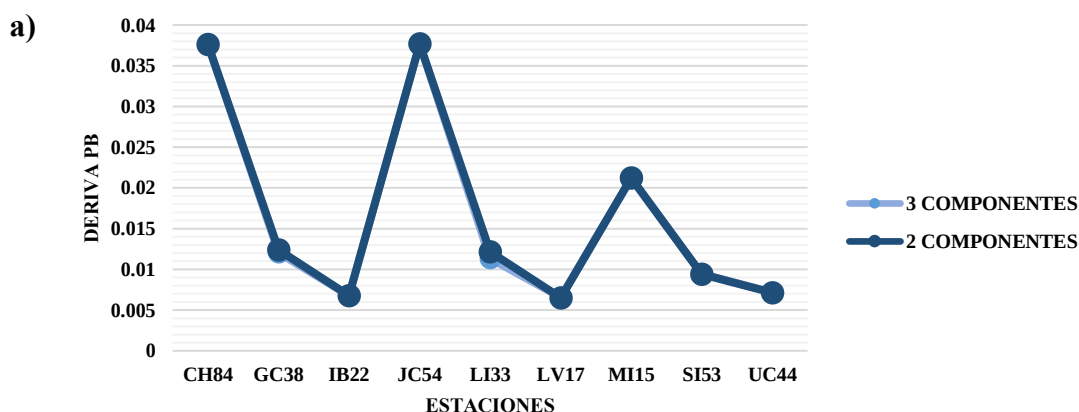
Los elementos que disiparon la mayor cantidad de la energía histerética fueron las columnas de planta baja, primero las de borde, luego las interiores y al final las de esquina.

Los registros CH84, JC54 y MI15 presentaron las mayores demandas de energía, sin embargo, la que presentó mayor porcentaje de amplificación V/H fue el registro LI33 con cerca de 95% (Figura VII-13). En promedio, las columnas interiores y de borde tuvieron las mayores amplificaciones con un 8.10% y 6.66%, respectivamente.

La Figura VII-14 contiene las fuerzas axiales de las columnas en planta baja para dos y tres componentes. Las columnas interiores tienen en promedio un factor de amplificación V/H de 1.065 y es en las columnas de esquina del registro LI33 donde se encuentra el factor máximo con un valor de 1.32.

La Figura VII-15 muestra las historias de desplazamientos en los nodos superiores de las columnas de planta baja del registro GC38 que, a pesar de no ser el que ocasiona los mayores desplazamientos, sí es el que completó toda su duración en los análisis numéricos, caso contrario de los registros CH84, JC54 y MI15 (tabla VII-3). Las líneas de tendencia muestran que existe un desplazamiento permanente de alrededor de 1 cm, además de una pequeña, pero apreciable diferencia, entre las dos y tres componentes.

Los registros MI15, JC54 y CH84 tienen los mayores índices de daño global y local, siendo este último registro el mayor valor de 1.7 (Figura VII-16), representando el colapso de la estructura.



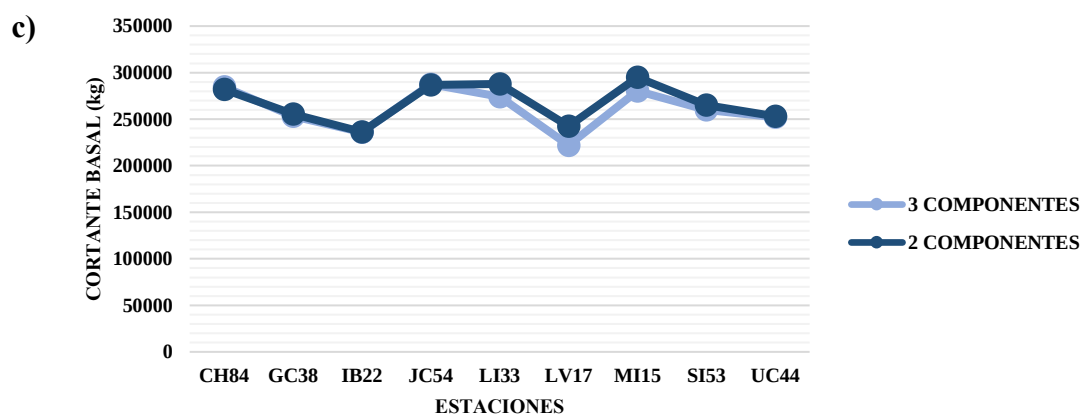
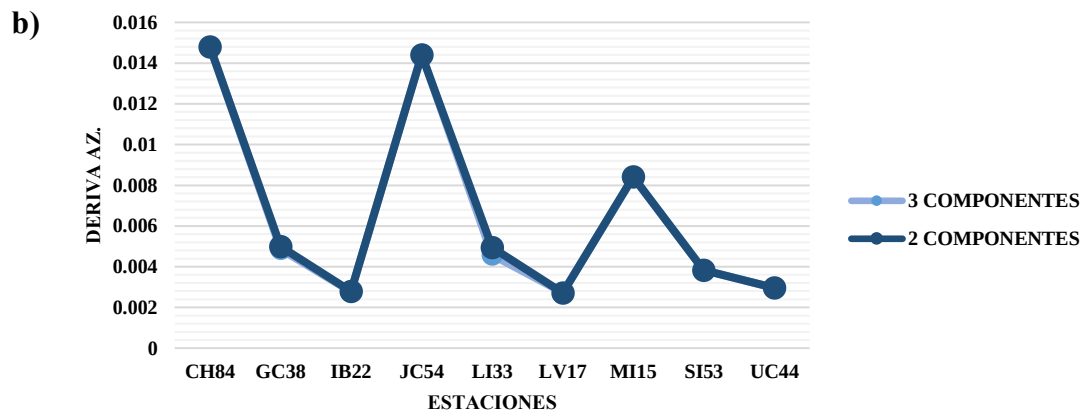
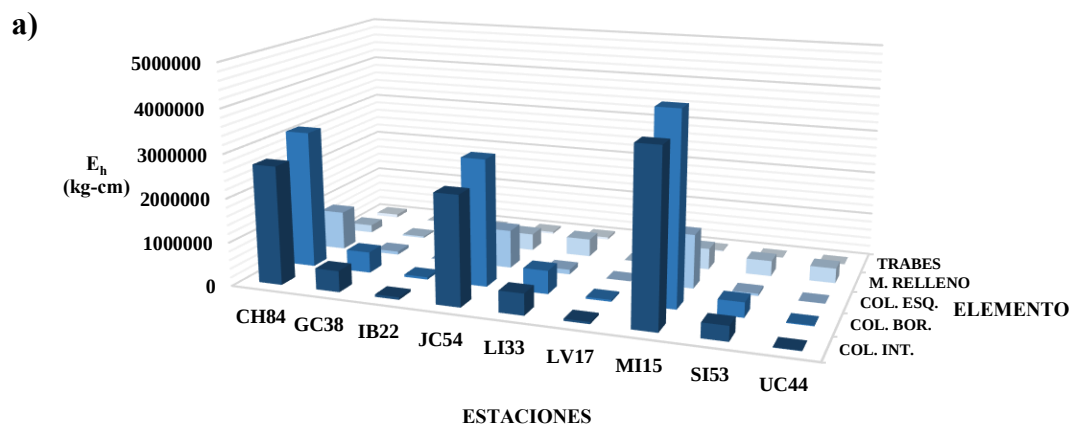


Figura VII-12 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



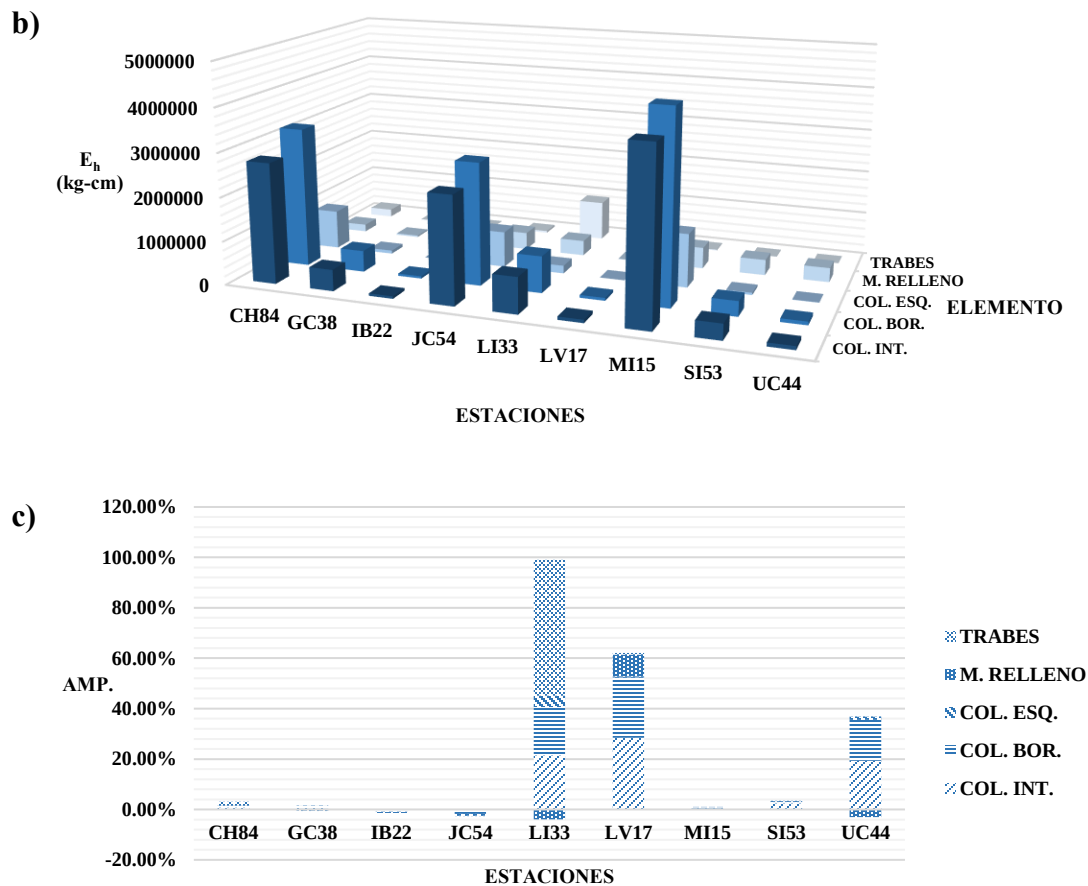
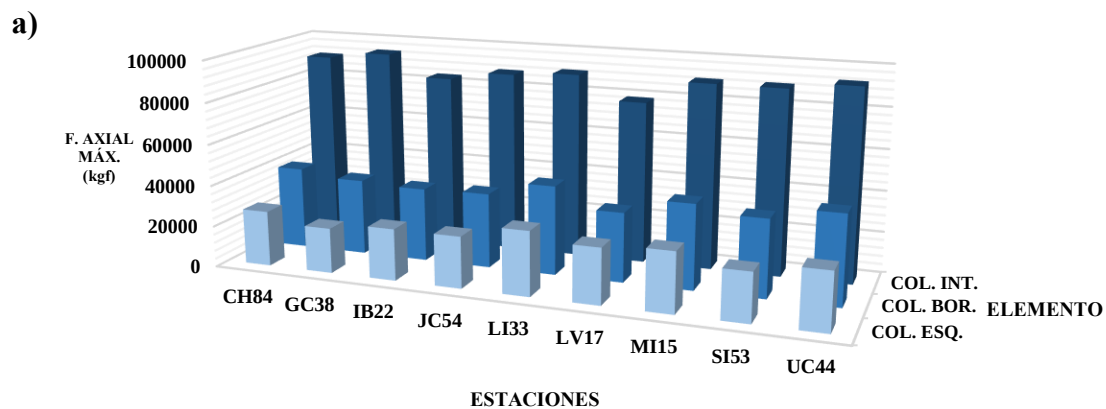


Figura VII-13 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



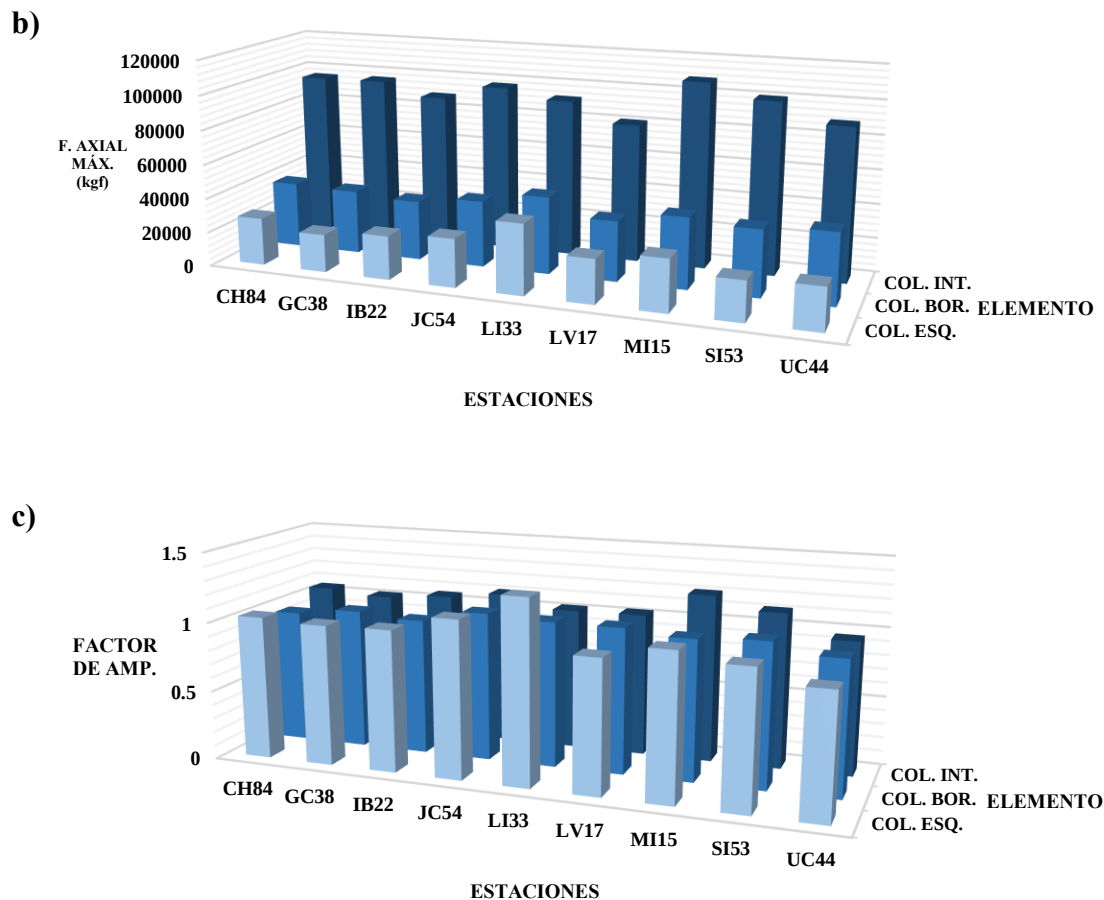
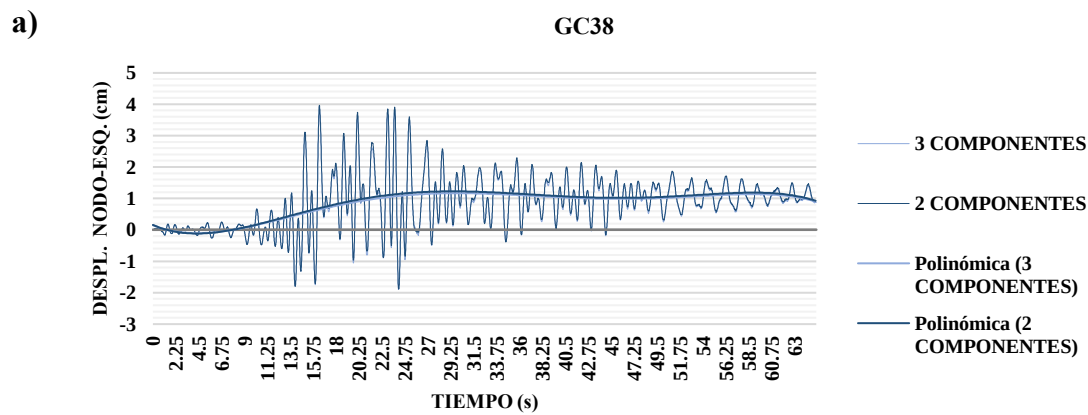


Figura VII-14 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



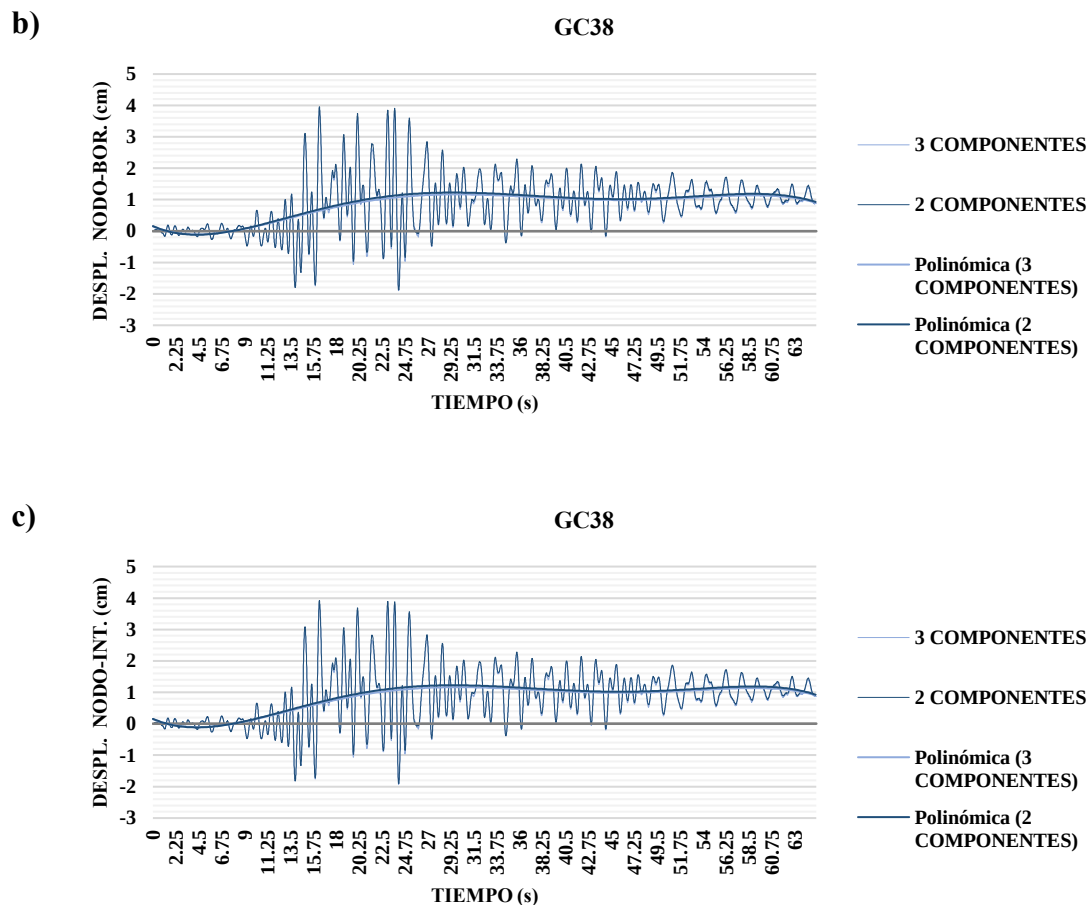


Figura VII-15 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

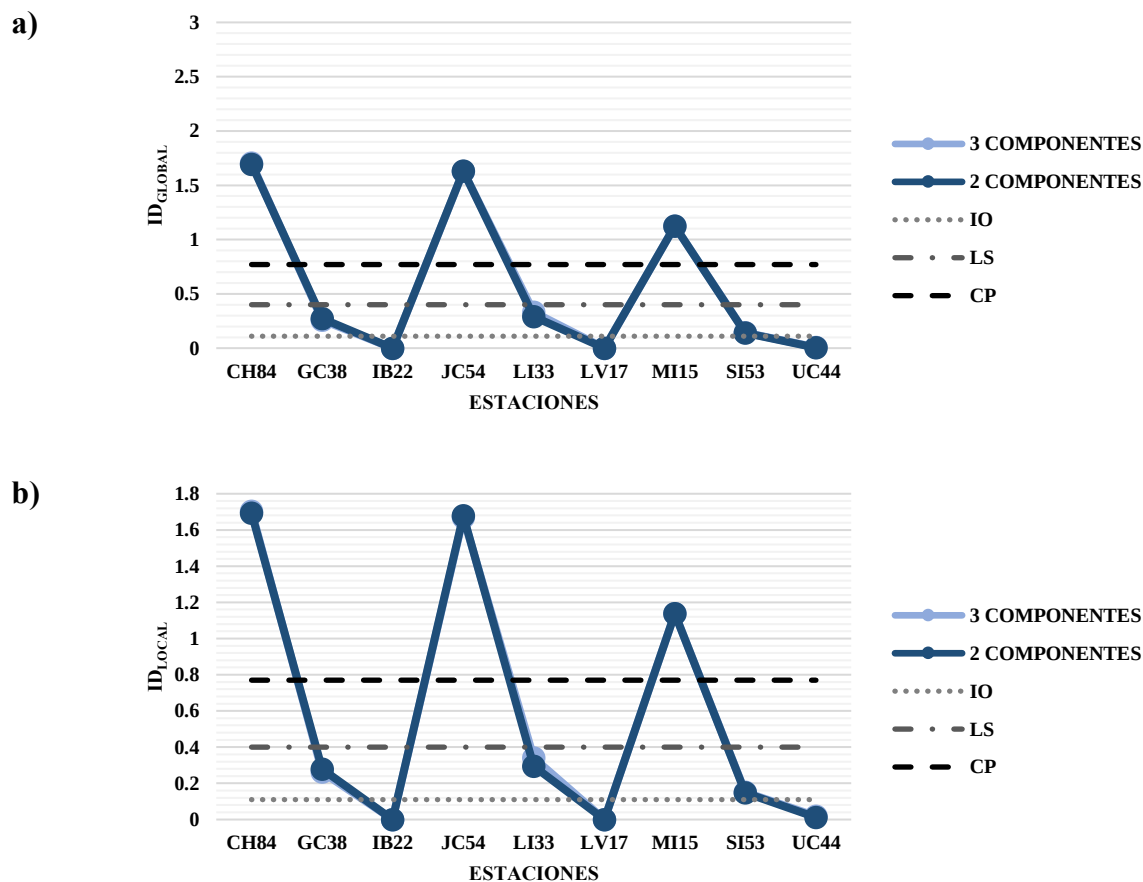


Figura VII-16 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA IIIb

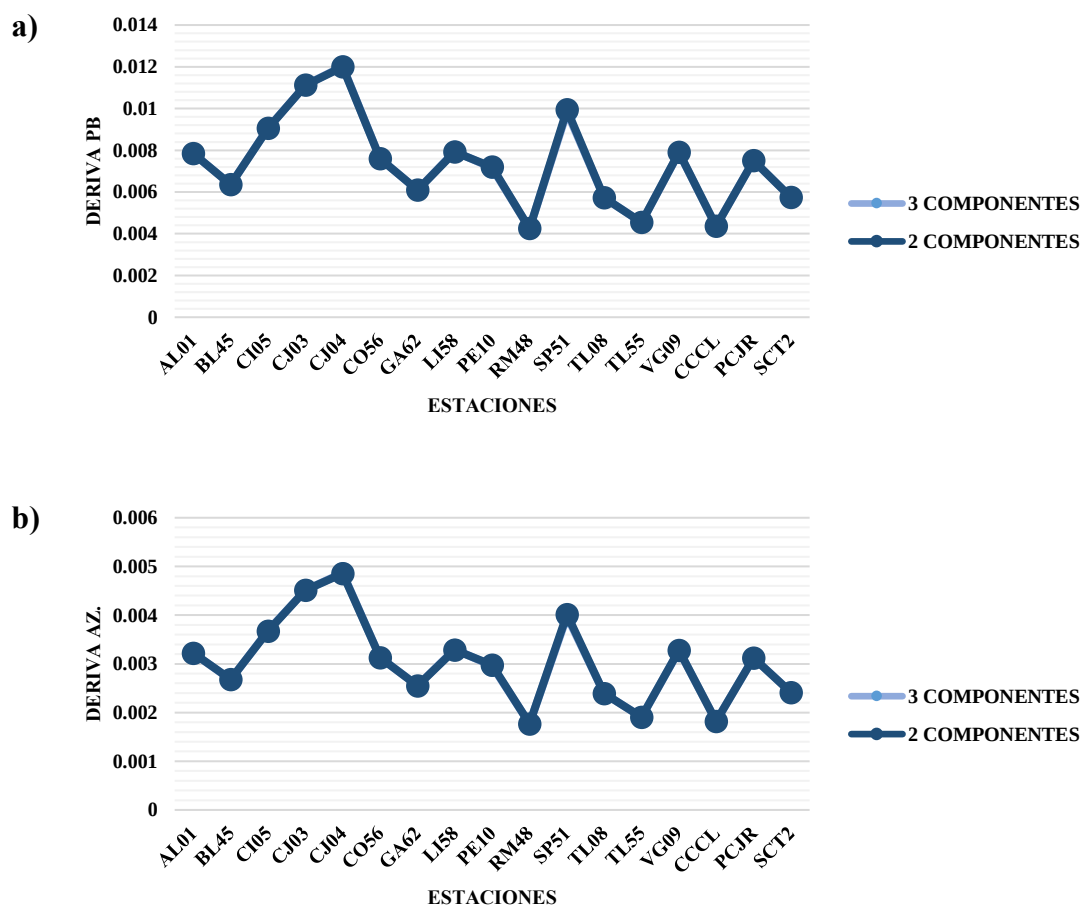
Las mayores derivas y fuerzas cortantes en la base se produjeron en el registro CJ04, con una deriva en planta baja de 0.012, global de 0.0049 y cortante basal de 289,765.44 kg, tal como se muestra en la Figura VII-17.

Los elementos que disiparon más energía fueron las columnas de borde, interiores y muros de relleno (Figura VII-18). El registro con mayor porcentaje de amplificación V/H de todos los elementos fue el TL55, con aproximadamente un 257%. Las columnas interiores presentan, en promedio, las mayores amplificaciones con un 23%.

El factor de amplificación V/H más grande se presentó en las columnas interiores, con un valor de 1.12, en particular con el registro RM48, con valor de 1.36 (Figura VII-19).

Las líneas de tendencia de las historias de desplazamientos (Figura VII-20) muestran que existe un desplazamiento permanente de alrededor de 0.5 cm, con ampliaciones máximas de 3.7 cm, correspondiente al registro CJ04.

La Figura VII-21 muestra los índices de daño global y local, con valores máximos de 0.24 y 0.25, respectivamente, generando un daño moderado de la estructura.



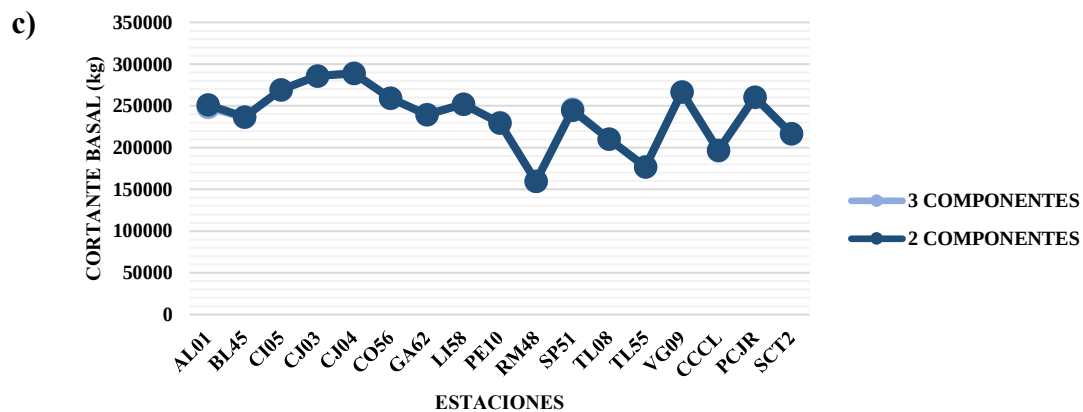
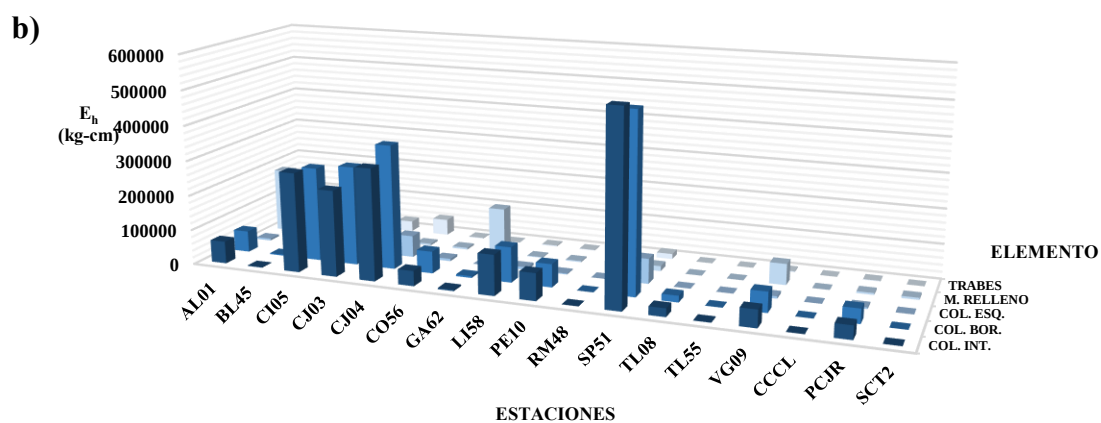
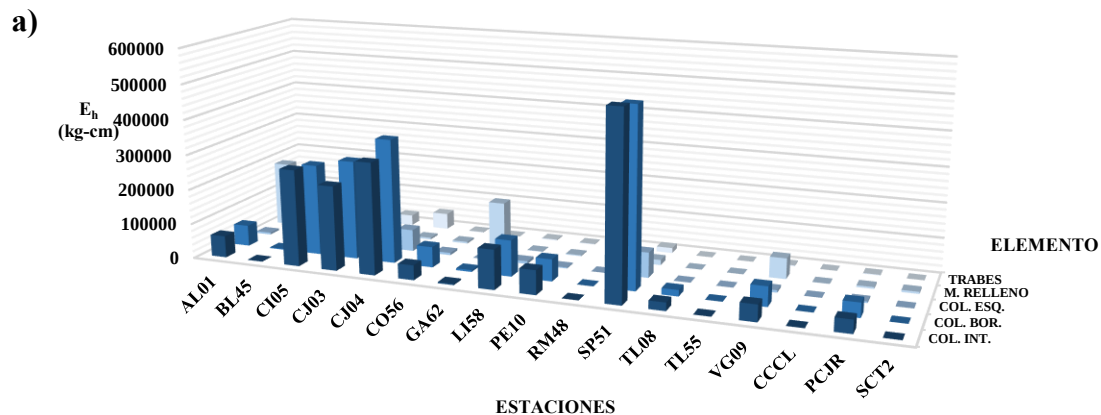


Figura VII-17 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



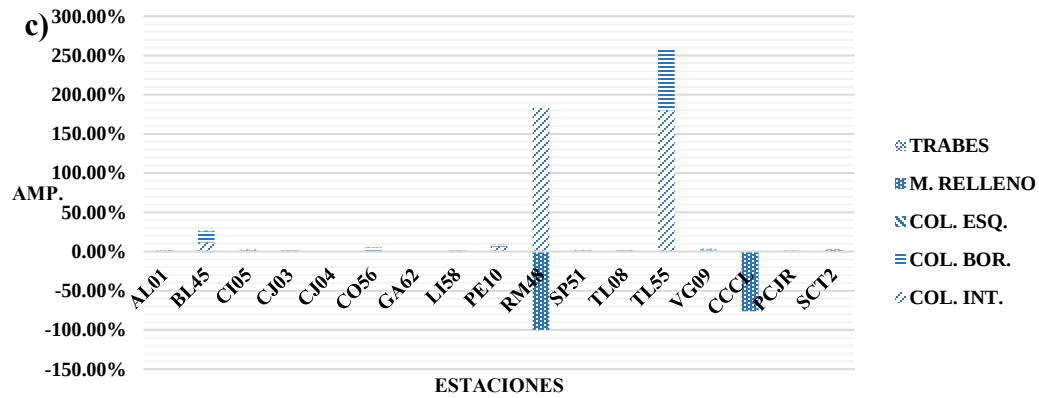
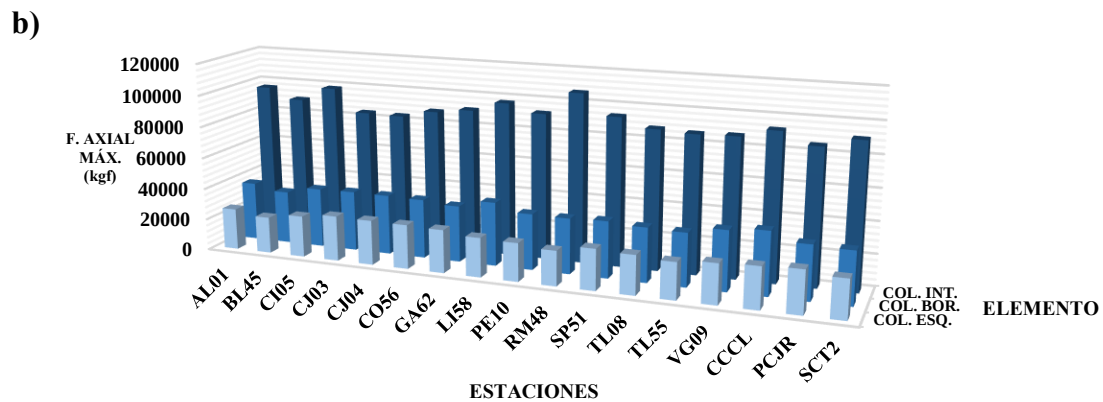
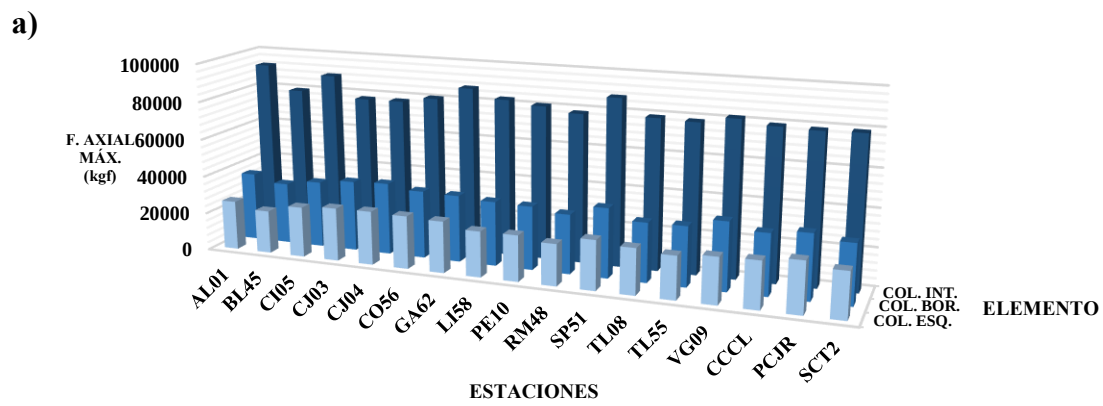


Figura VII-18 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



c)

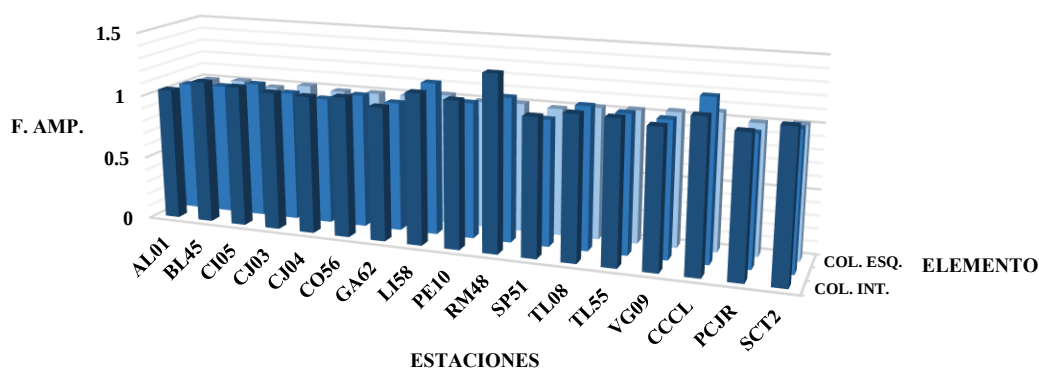
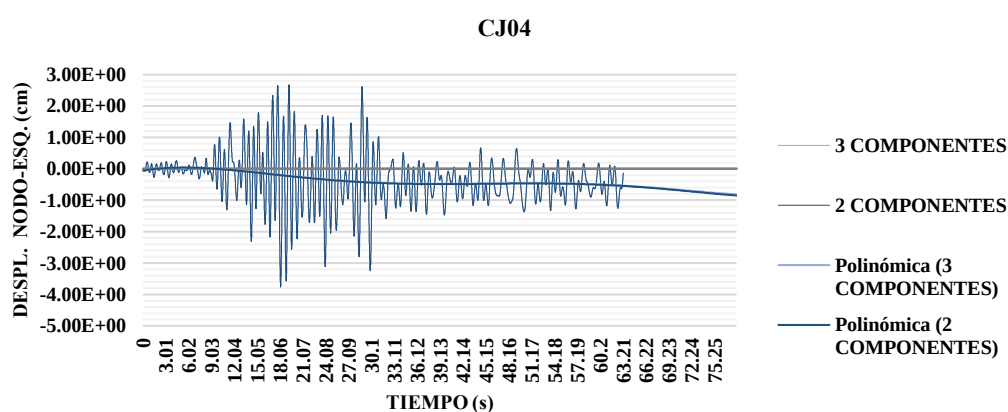
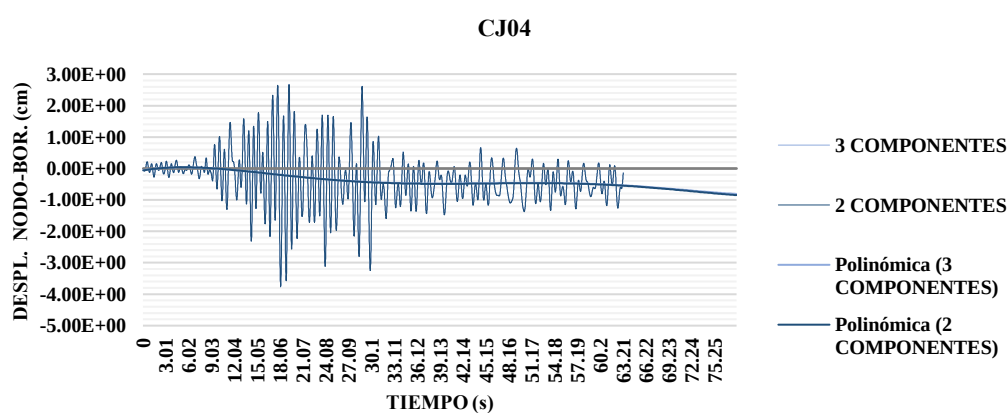


Figura VII-19 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



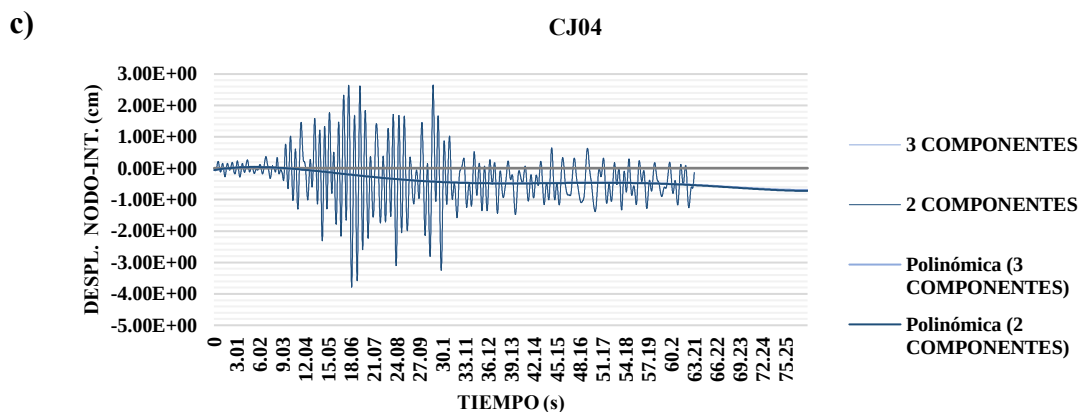


Figura VII-20 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

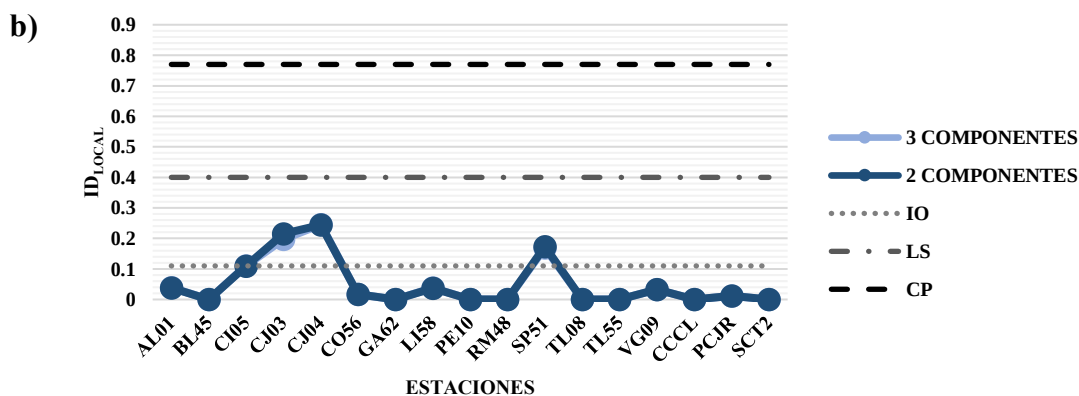
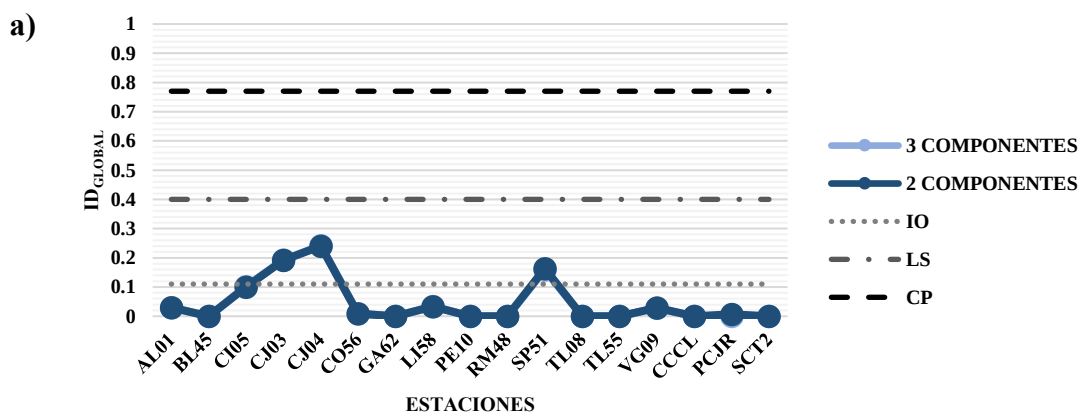


Figura VII-21 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

7.4.1.2. EDIFICIO DE CINCO NIVELES

ZONA I

A diferencia del edificio de tres niveles, en este edificio las máximas derivas y cortantes basales se ubican en el registro FJ74 (Figura VII-22), con valores de deriva en planta baja de 0.0083 y en azotea de 0.0028. El valor máximo del cortante basal fue de 416.4 t.

Los elementos que participaron mayoritariamente en la disipación de energía fueron los muros de relleno, las columnas interiores y de borde, como se muestra en la Figura VII-23. El registro PA34 tiene el mayor porcentaje de amplificación (cerca de 7%). Respecto a los elementos, las columnas interiores, en promedio, tienen un porcentaje de amplificación de 1.61%.

Las fuerzas axiales máximas en las columnas de planta baja, así como los factores de amplificación se presentan en la Figura VII-24. El factor promedio de amplificación V/H máximo está en las columnas interiores con 1.10. Este valor coincide con el factor más grande de todos, ubicado en el registro FJ74.

Las líneas de tendencia muestran al final un desplazamiento respecto al eje neutro de cerca de 0.20 cm. con un comportamiento prácticamente igual en las tres columnas del registro FJ74 (Figura VII-25).

Los índices de daño global y local (planta baja) máximos mostrados en la Figura VII-26 se obtuvieron con el registro FJ74, con valores de 0.06 y 0.07, respectivamente, lo que se traduce a que se encuentra dentro del estado límite de ocupación inmediata.

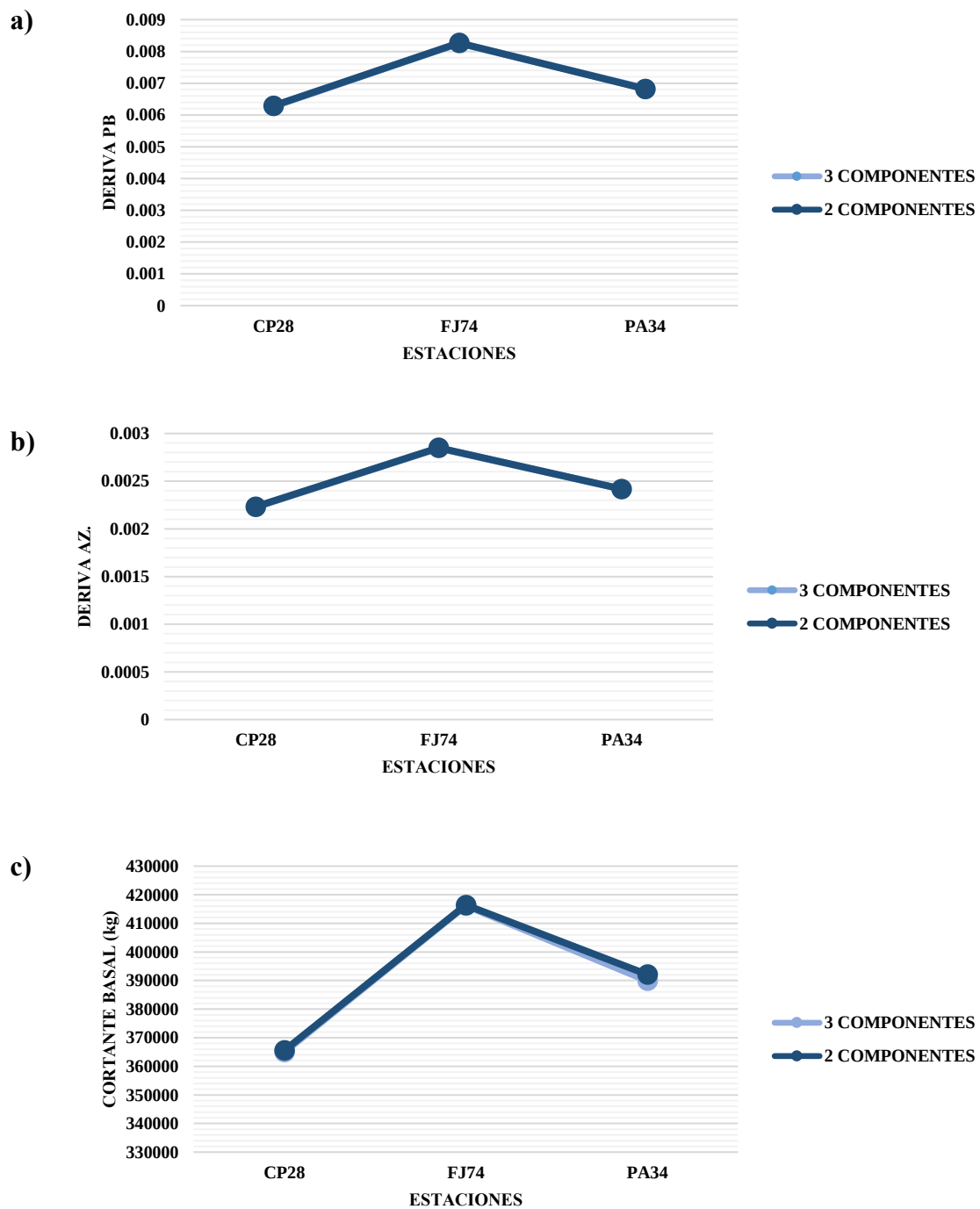
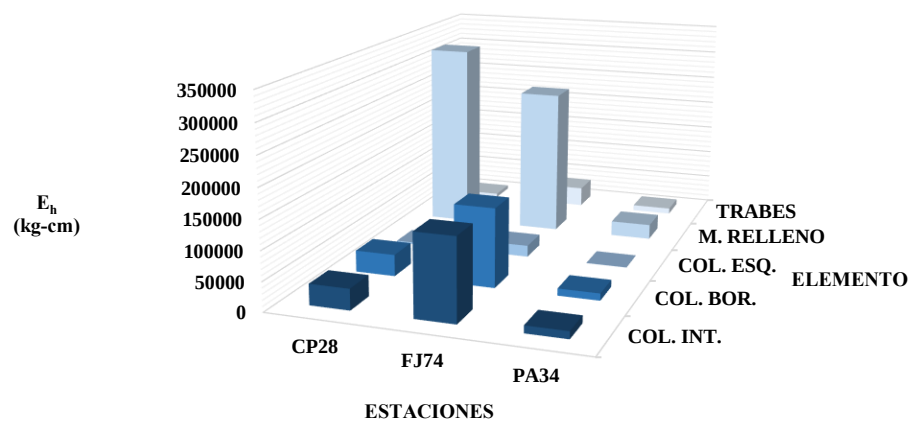
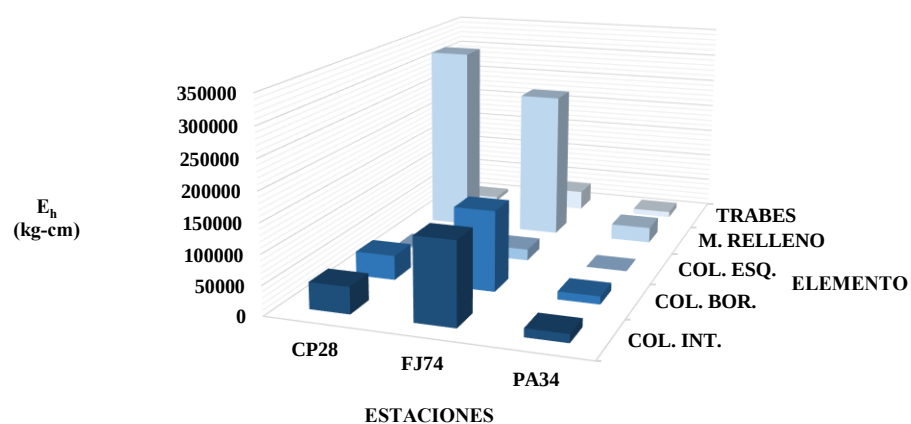


Figura VII-22 Resultados del ADNL para la zona I. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

a)



b)



c)

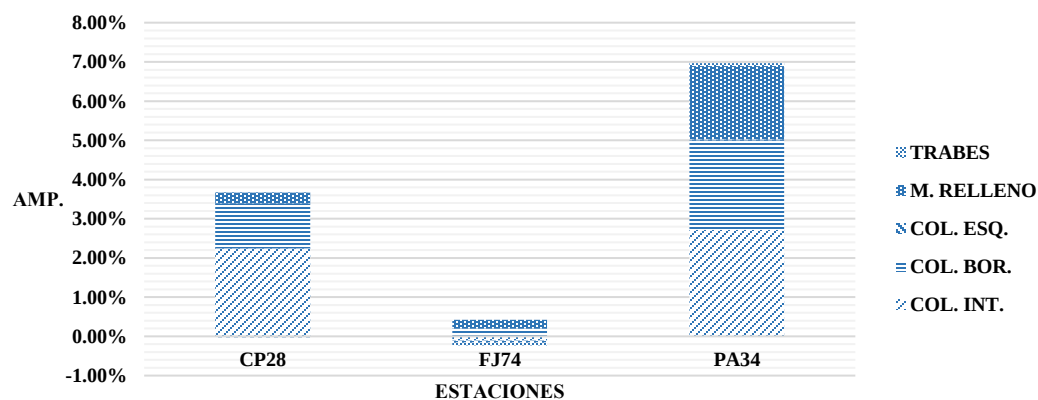


Figura VII-23 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

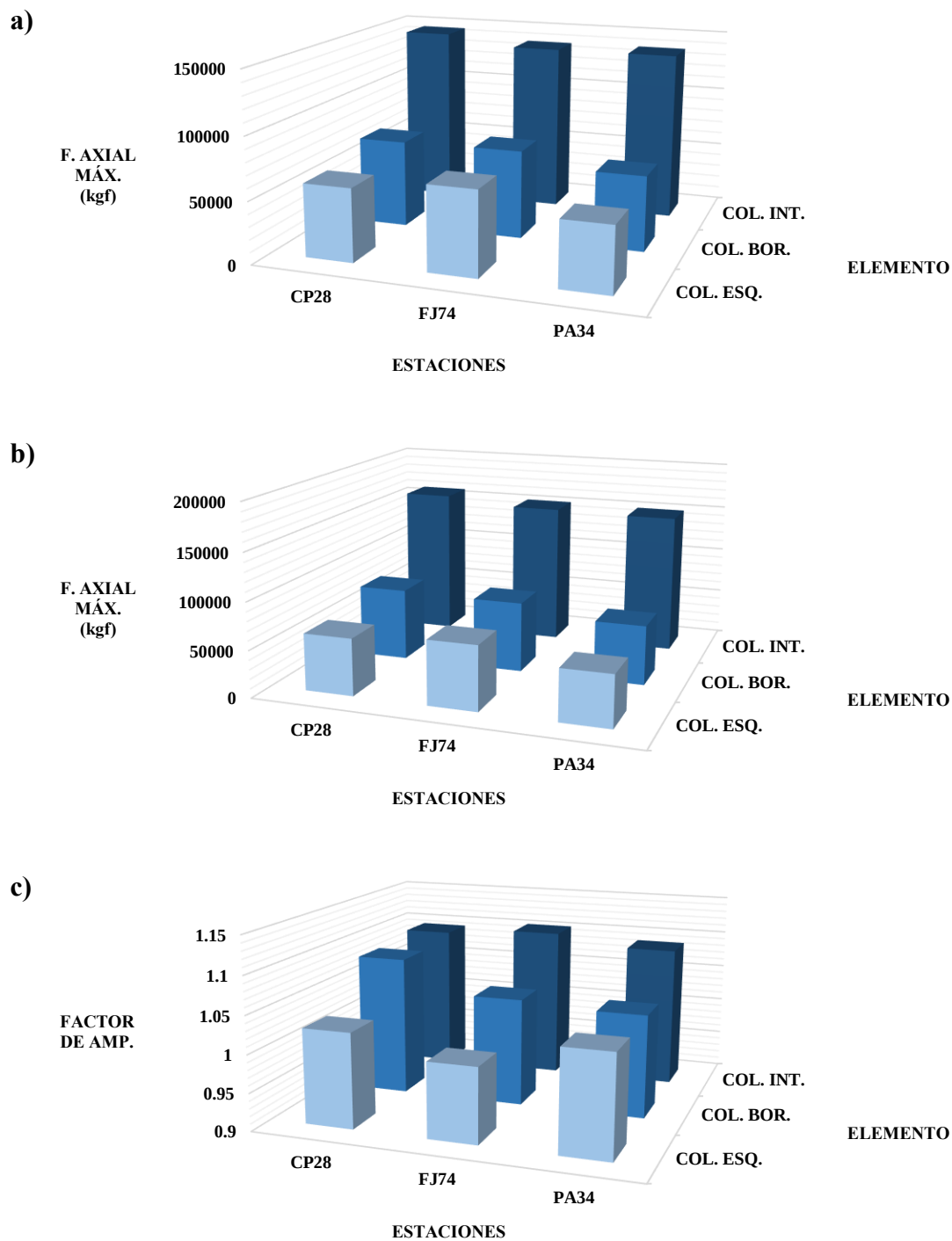


Figura VII-24 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

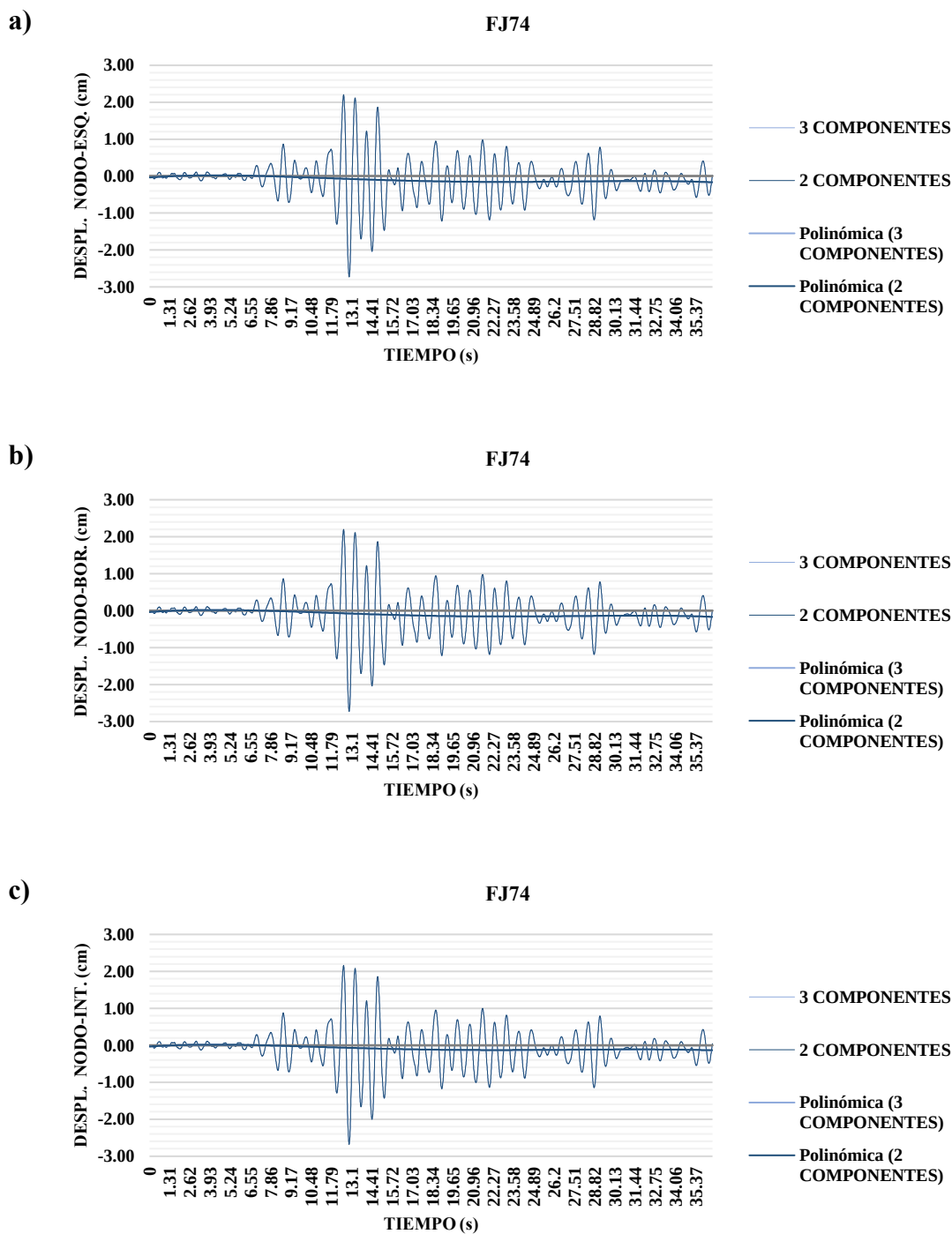


Figura VII-25 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

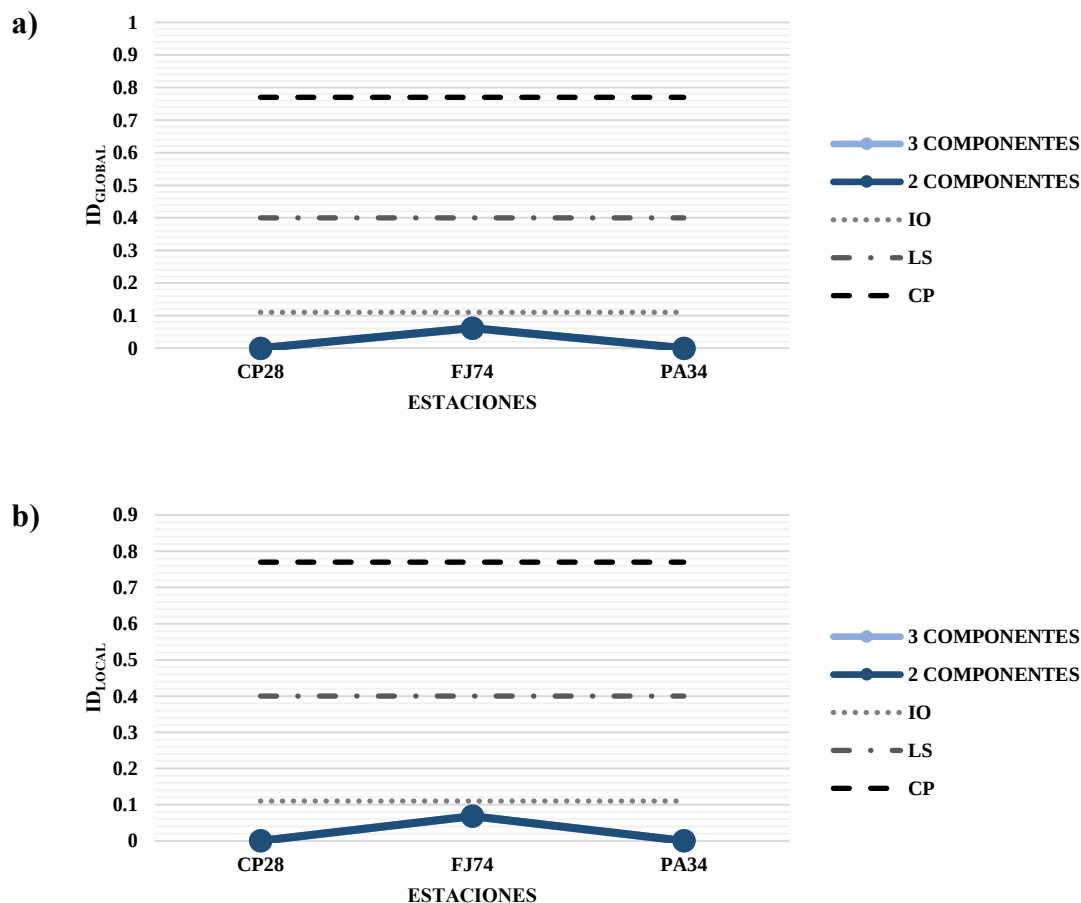


Figura VII-26 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA II

En la Figura VII-27 se observa que el registro DX37 tiene las derivas máximas de la zona, con un valor de 0.033 en planta baja y 0.0087 en azotea. Sin embargo, el registro GR27 posee las fuerzas cortantes en la base más elevadas, con un valor de 506.9 t.

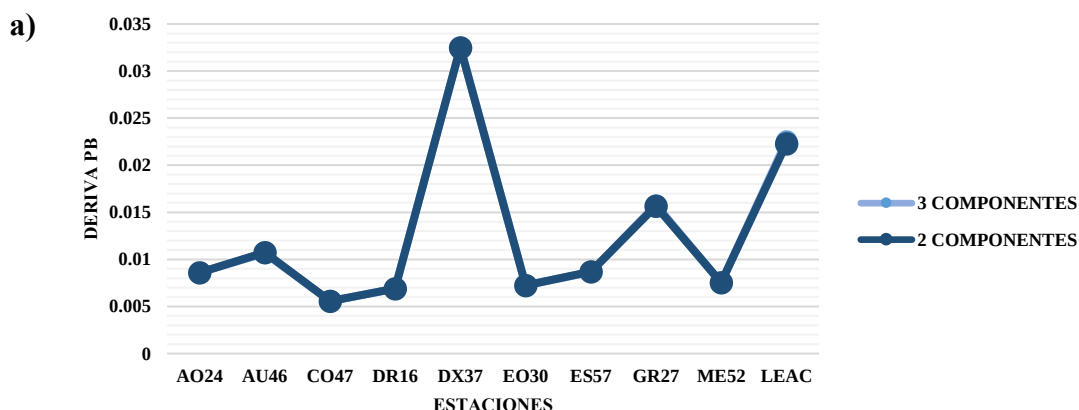
Con respecto a la energía histerética disipada correspondiente a las derivas en azotea y planta baja, los elementos con mayor demanda fueron las columnas interiores, de borde y trabes (Figura VII-28). El registro AO24 tuvo el mayor porcentaje de amplificación V/H, con aproximadamente un 3.44%. En promedio, para los valores correspondientes a las derivas en azotea, las columnas de borde presentan las mayores amplificaciones con un 0.53%, seguido por las columnas interiores con un 0.32%. En las derivas de planta baja, las columnas de

borde presentan las mayores amplificaciones con un 0.54%, seguido por las columnas interiores con un 0.32% (Figura VII-29).

Las Figuras VII-30 y VII-31 muestran las fuerzas axiales de las columnas en planta baja que corresponden a la dirección en que se presentaron las máximas derivas de azotea y planta baja, presentando un factor promedio de amplificación en las columnas interiores V/H de 1.079 y 1.076. En ambos casos, el factor más grande fue de 1.22 y se presentó en la columna interior con el registro GR27.

El registro LEAC tuvo el mayor impacto en los desplazamientos de planta baja (Figura VII-32), ya que el registro DX37 se interrumpió prematuramente. Las líneas de tendencia muestran que al final hubo de un desplazamiento respecto al eje horizontal de aproximadamente 1.2 cm.

En la Figura VII-33 se muestran los índices de daño global y de planta baja, donde los máximos se presentan en el registro DX37 con valores de 1.62 y 1.69, respectivamente, representando evidentemente el colapso.



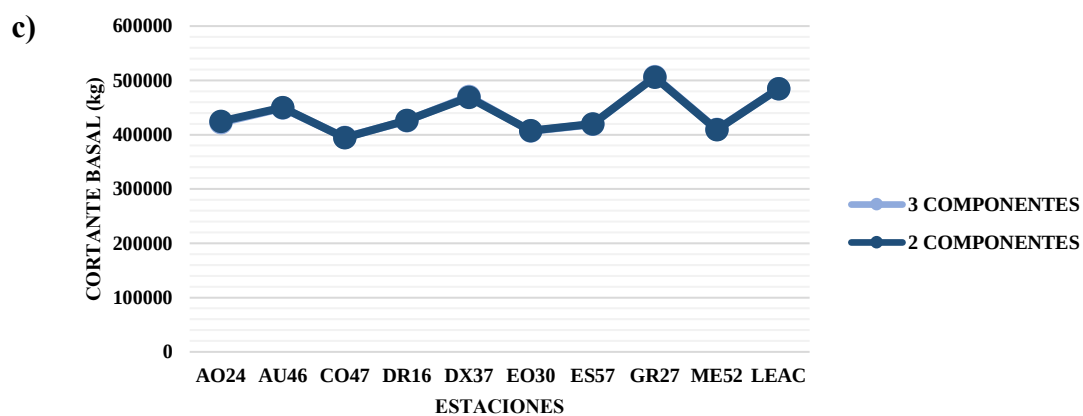
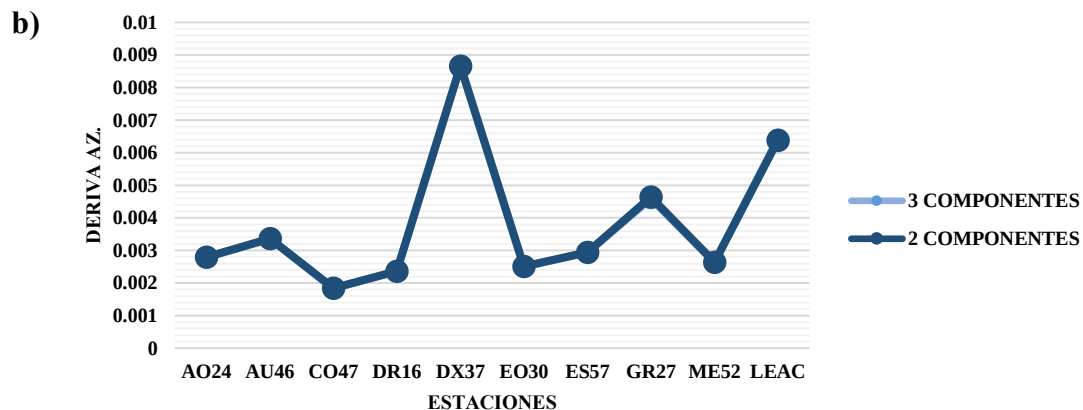
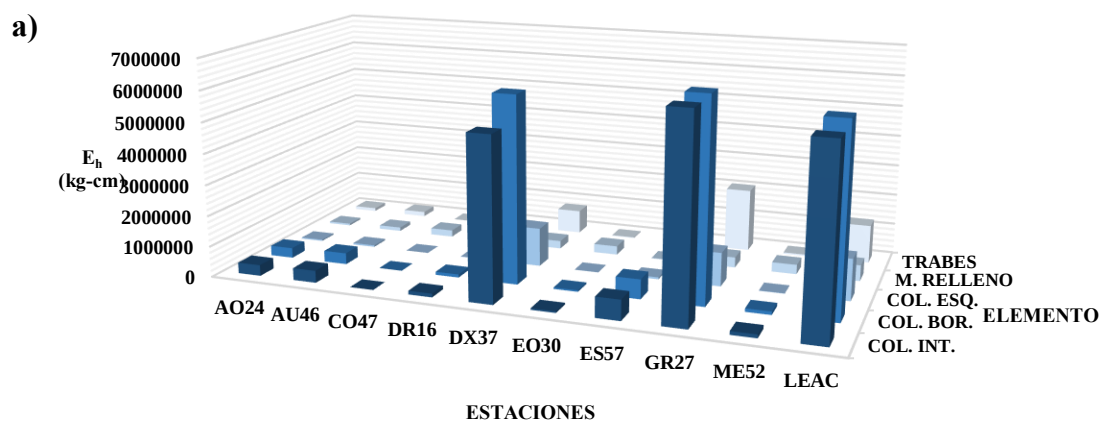


Figura VII-27 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



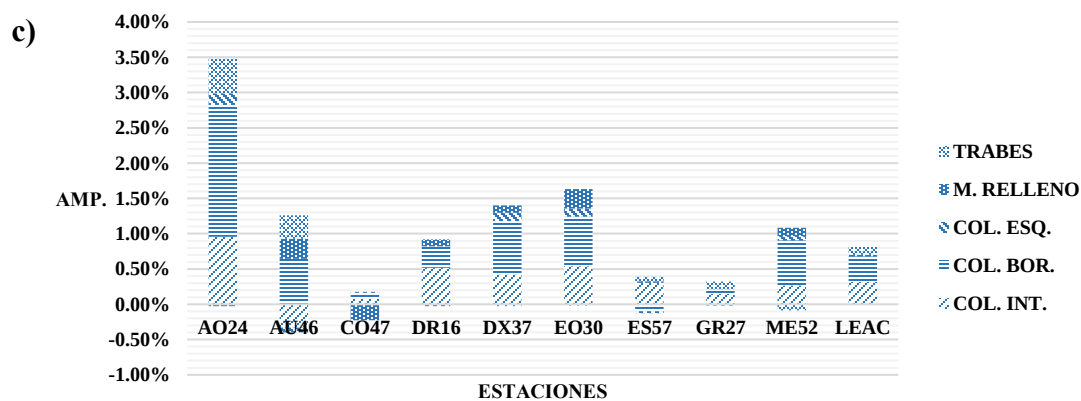
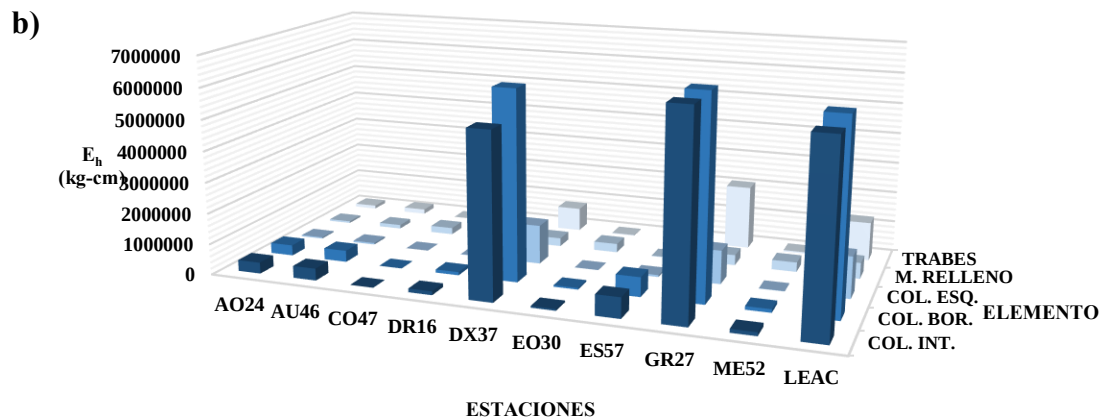
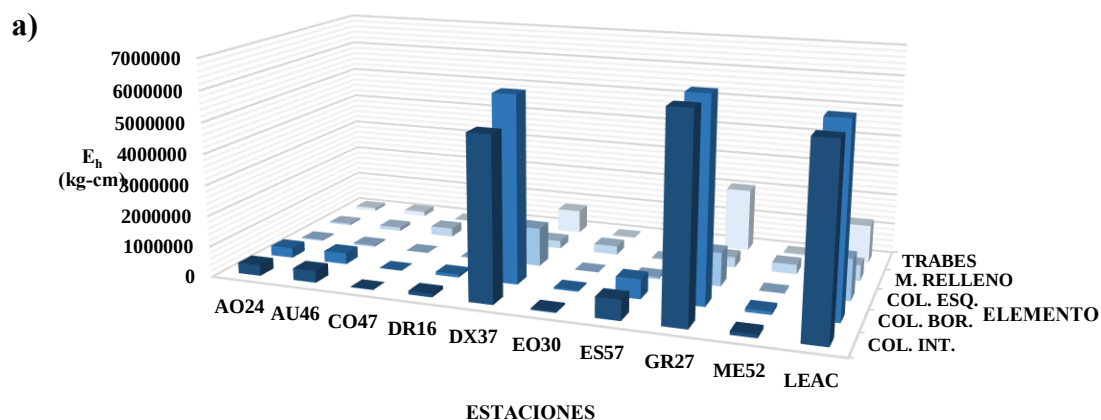


Figura VII-28 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



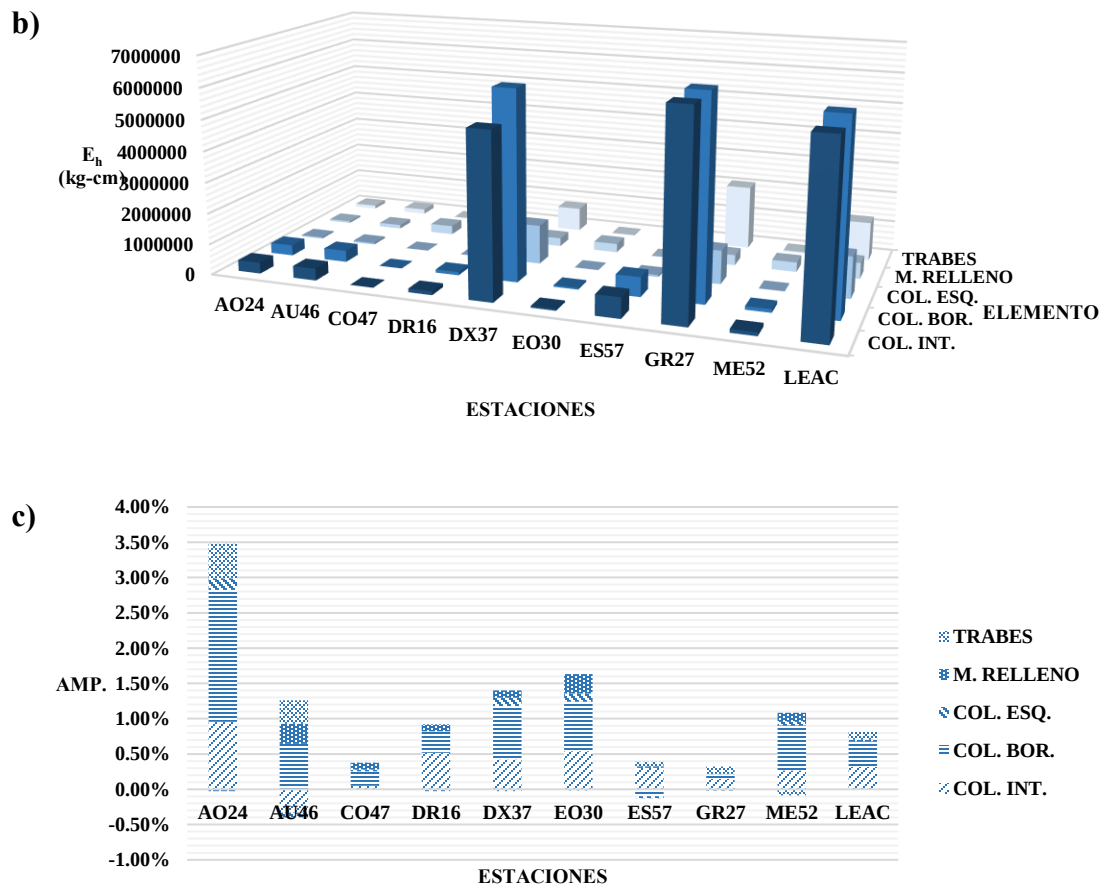
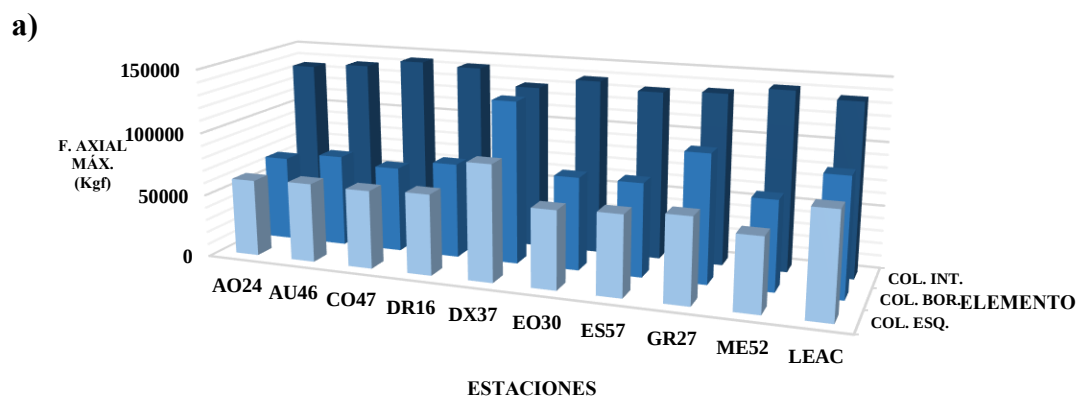
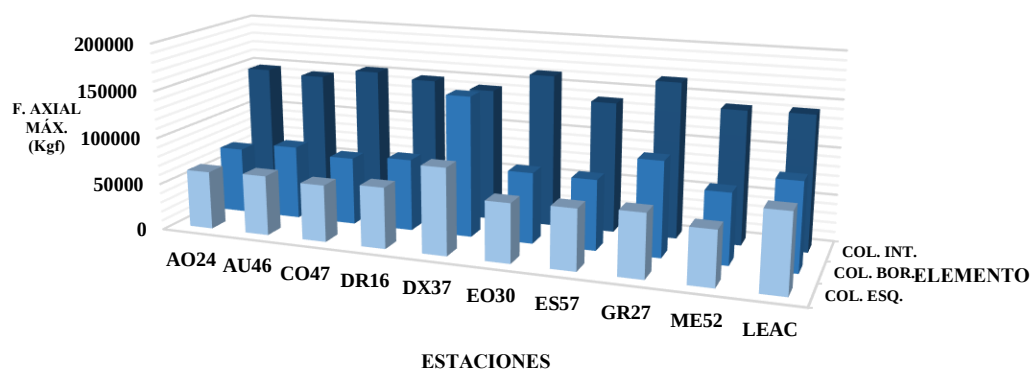


Figura VII-29 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



b)



c)

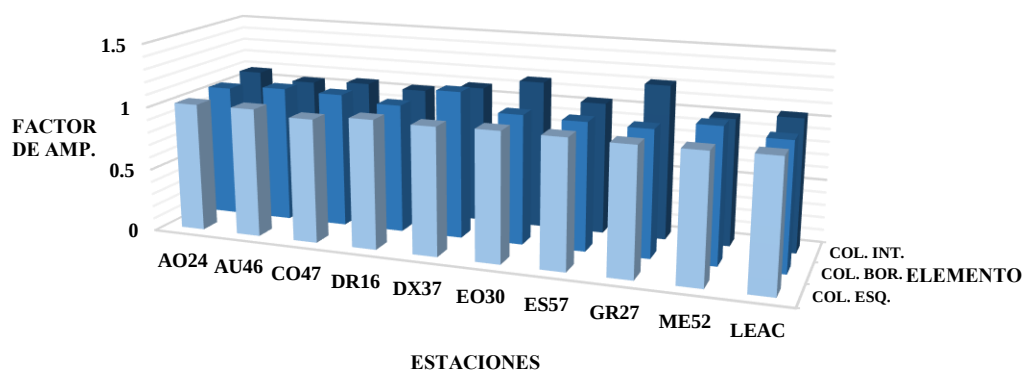
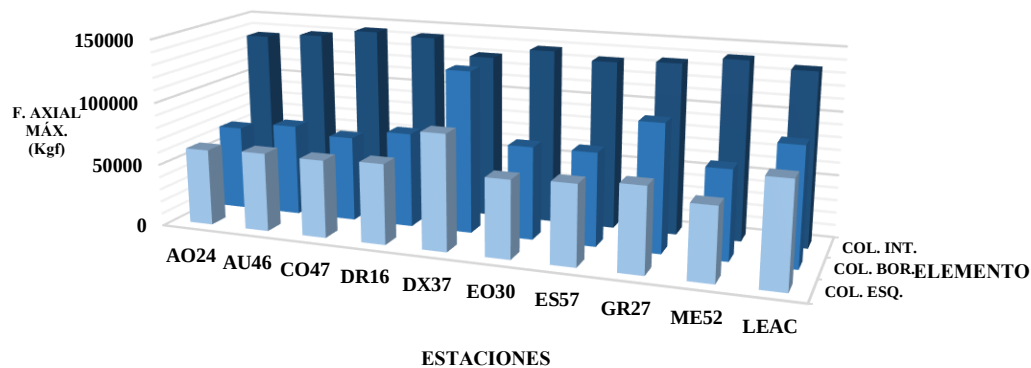
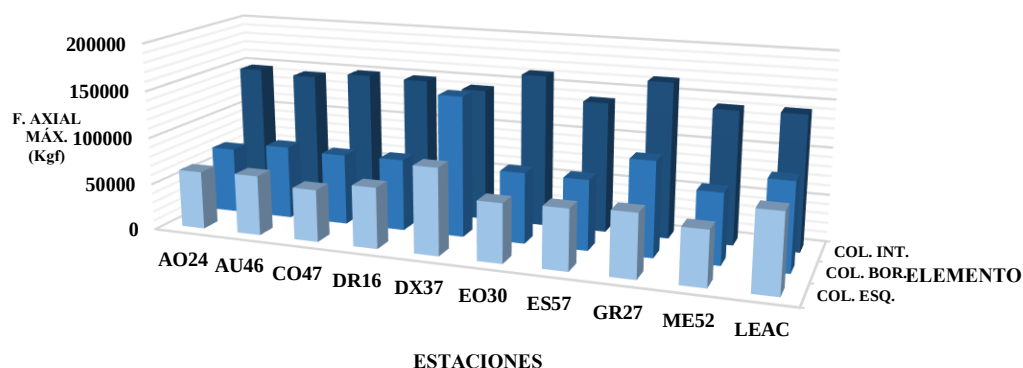


Figura VII-30 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



c)

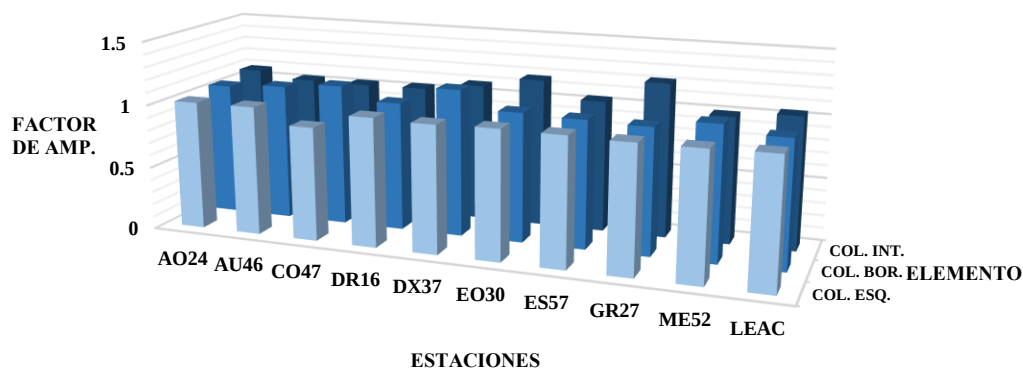
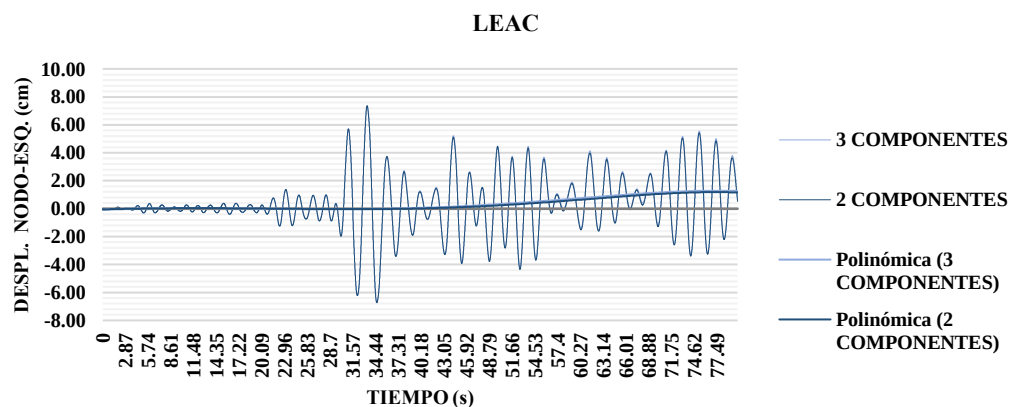


Figura VII-31 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



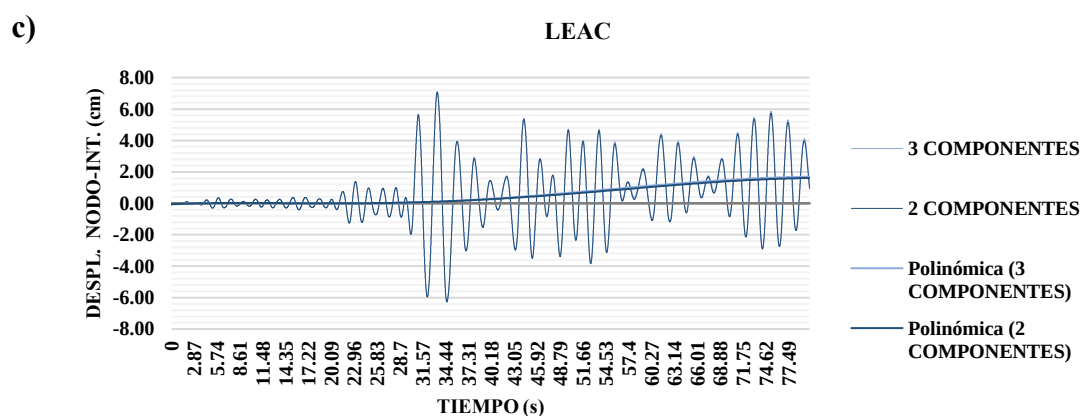
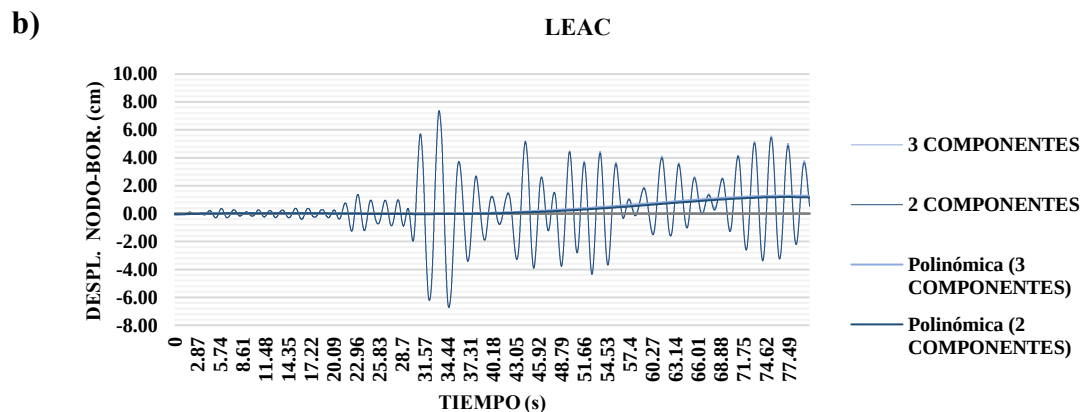
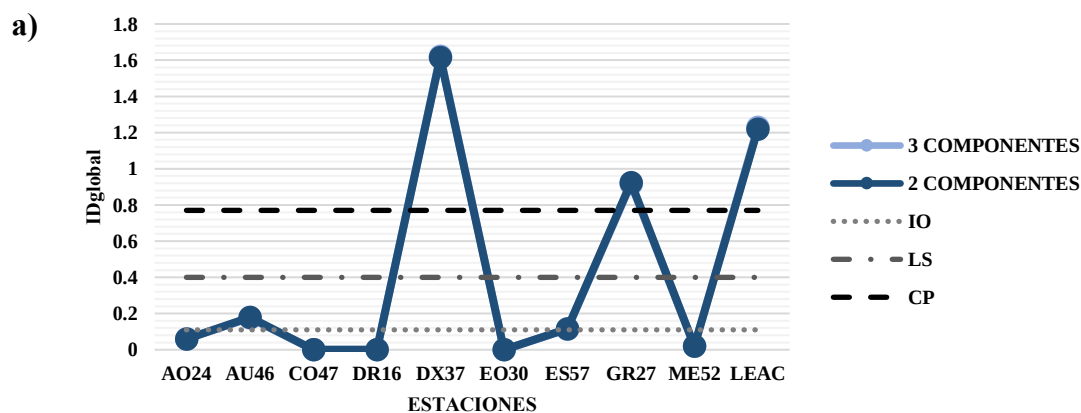


Figura VII-32 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes.



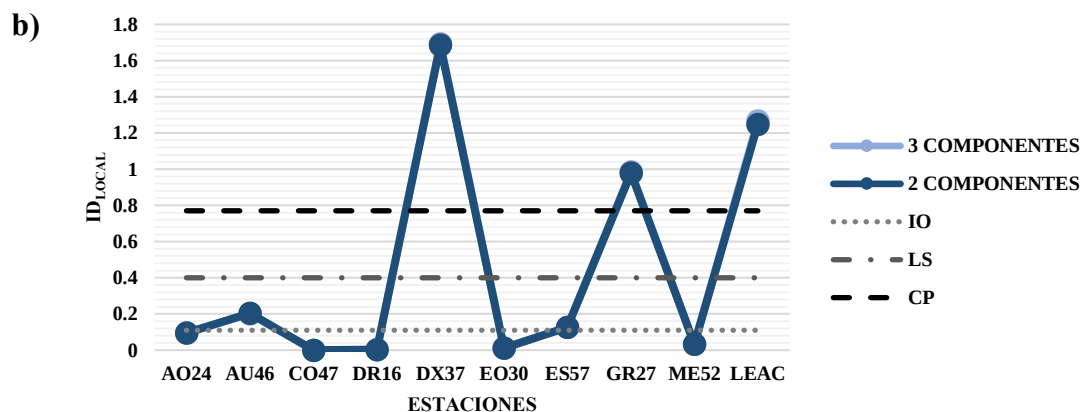


Figura VII-33 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA IIIa

Las derivas y cortantes basales de la Figura VII-34 confirman que esta zona posee los registros con mayores intensidades. Respecto a la planta baja, hay tres registros con valores muy similares, siendo el MI15 el de mayor demanda con 0.0325. Para la azotea, es más evidente que este mismo registro tiene el valor máximo con 0.0097. En contraparte, el registro CH84 tiene las mayores fuerzas cortantes en la base, con valor de 506.4 t.

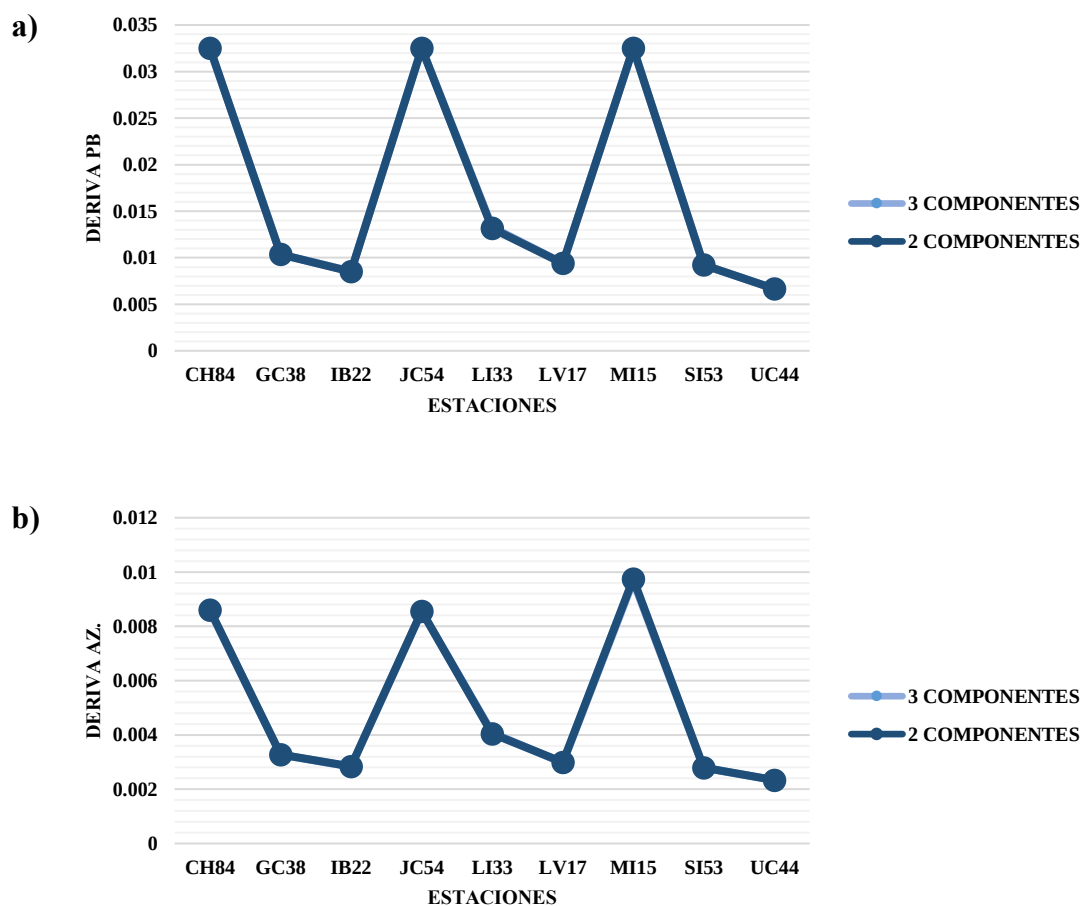
Las Figuras VII-35 y VII-36 muestran la desagregación de la energía histerética por elementos que corresponden a la dirección donde se presentaron las mayores derivas en azotea y planta baja, respectivamente. En ambos casos, los elementos que disiparon más energía fueron las columnas de borde, interiores y muros de relleno. El registro GC38 tiene el porcentaje de amplificación más grande con un 2.84%. las columnas interiores presentan la mayor contribución con un 0.39% correspondiente a las derivas en azotea y de 0.51% correspondientes a las derivas en planta baja.

En la Figura VII-37 y Figura VII-38 se observa que las fuerzas axiales máximas en planta baja se concentraron en las columnas interiores para todos los registros, con un factor promedio de amplificación V/H de 1.08. El factor de amplificación más grande se ubica en las columnas interiores del registro GC38 con valor de 1.15 en ambos casos.

Debido a que los registros CH84, JC54 y MI15 no completaron los análisis numéricos, en la Figura VII-39 se muestra la historia de desplazamientos del registro LI33. Las líneas de

tendencia reflejan un desplazamiento al final de la historia de aproximadamente 1 cm respecto del origen.

Los índices de daño de los registros CH84, JC54 y MI15 mostraron que se presentó el colapso de la edificación (Figura VII-40), siendo el último de ellos el más grande, con valores globales y locales de 2.02 y 1.77, respectivamente.



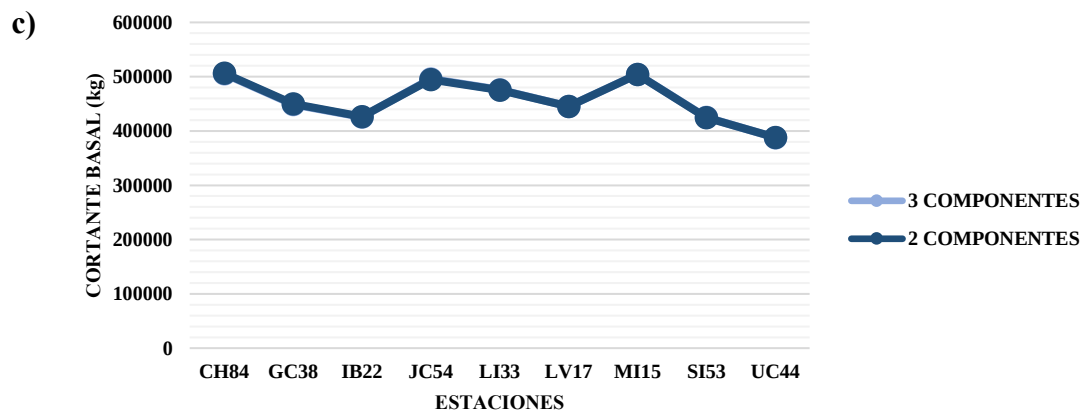
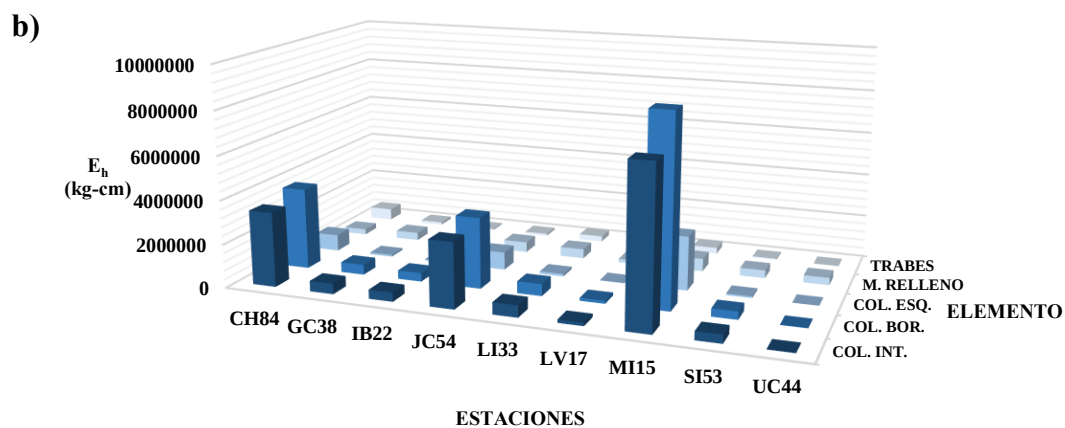
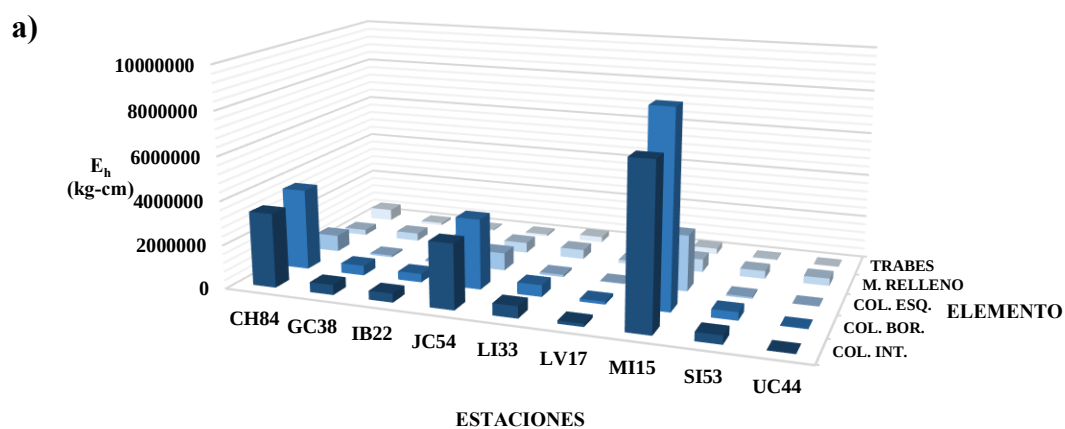


Figura VII-34 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



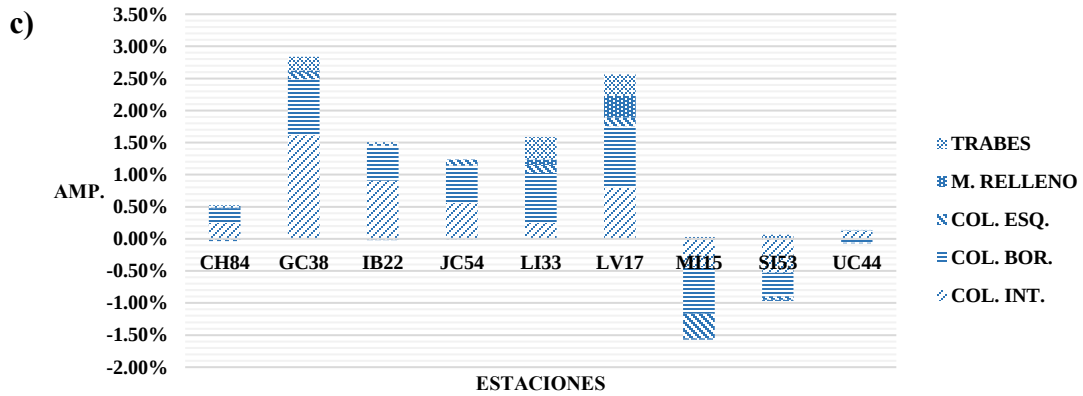
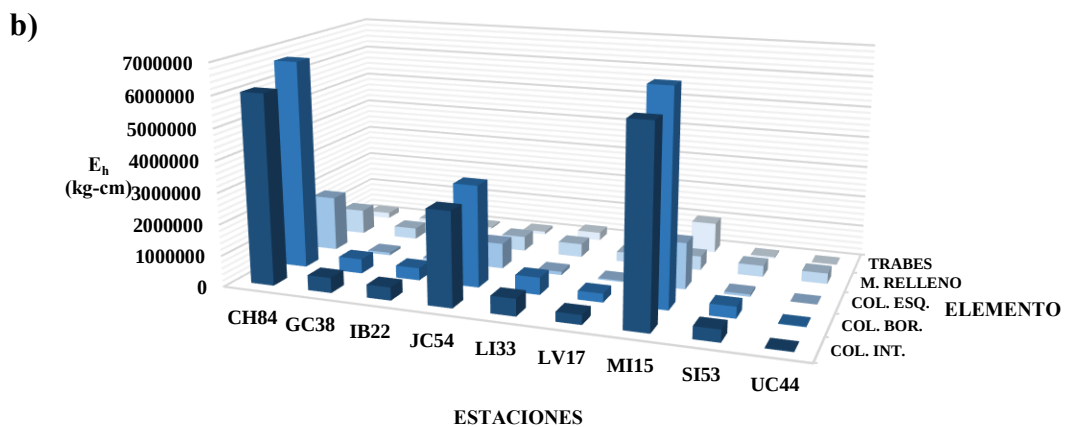
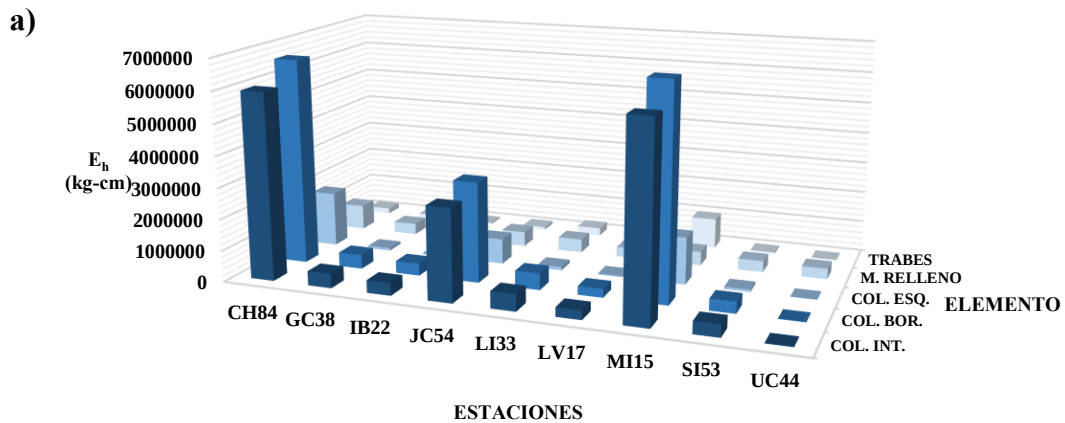


Figura VII-35 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



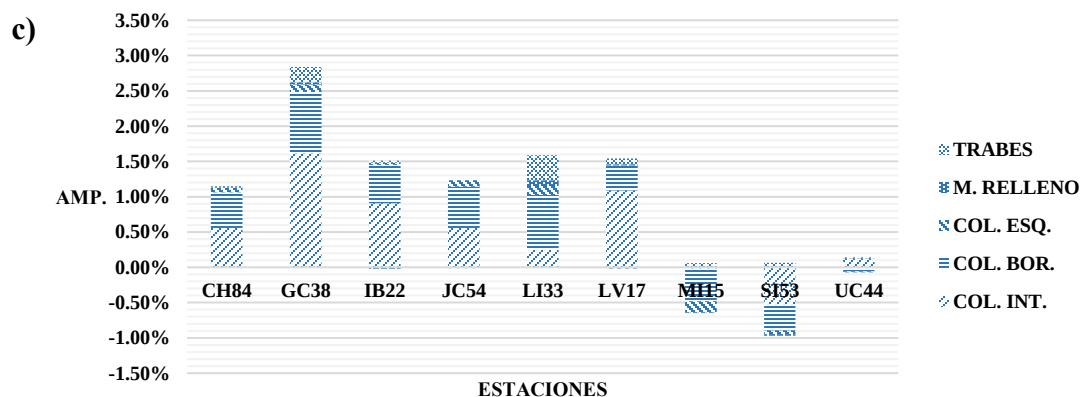
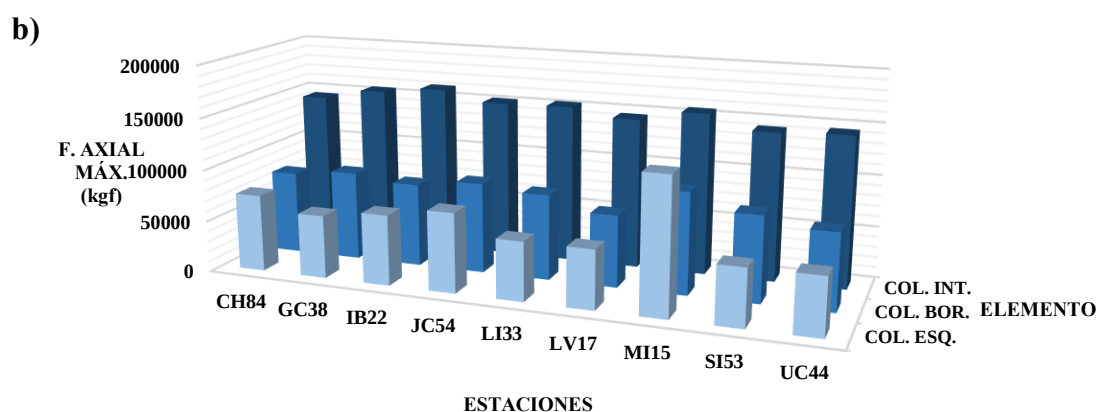
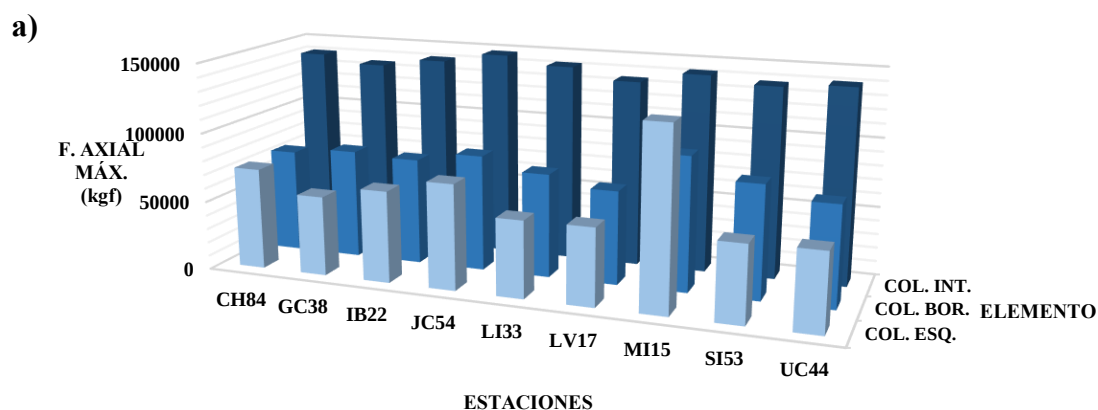


Figura VII-36 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



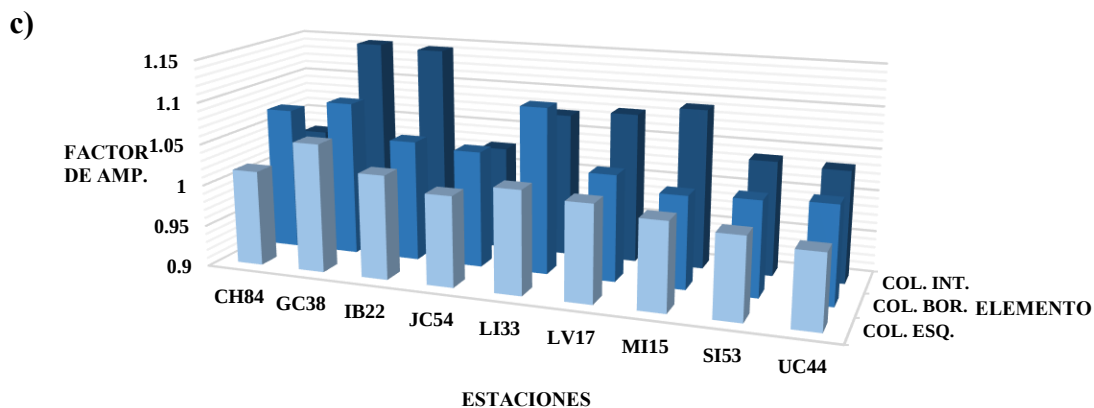
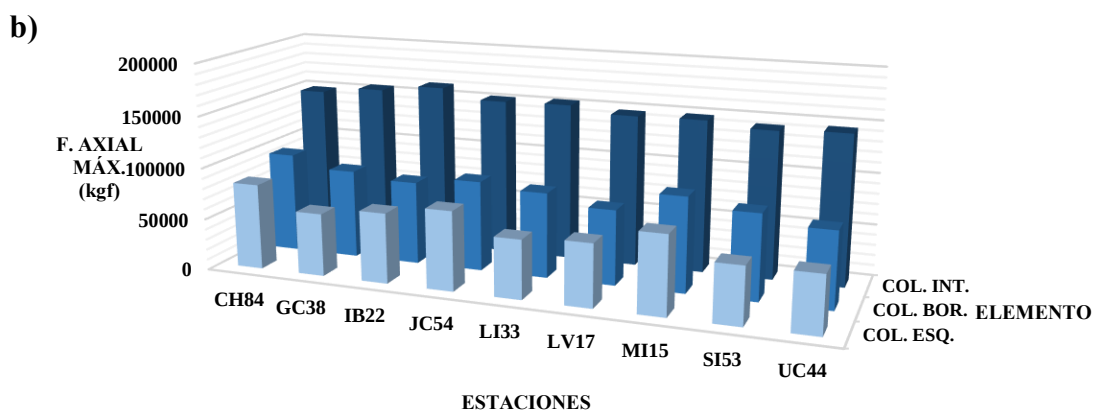
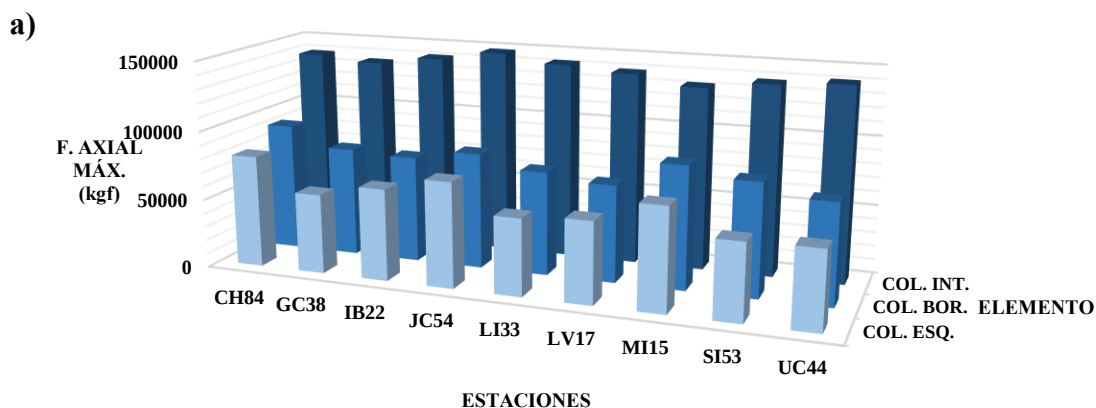


Figura VII-37 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



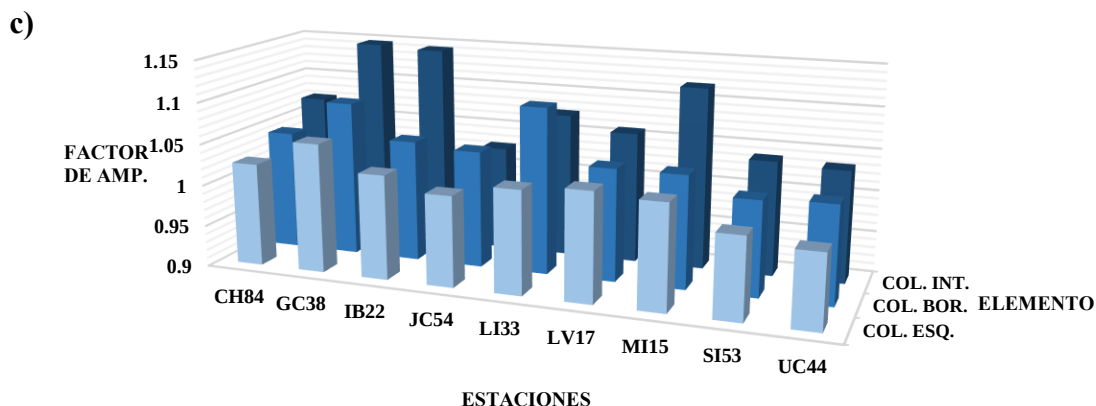
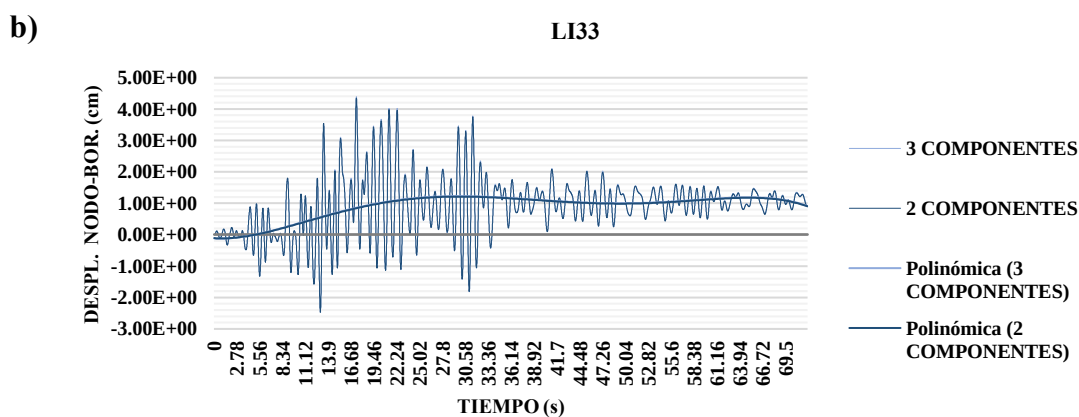
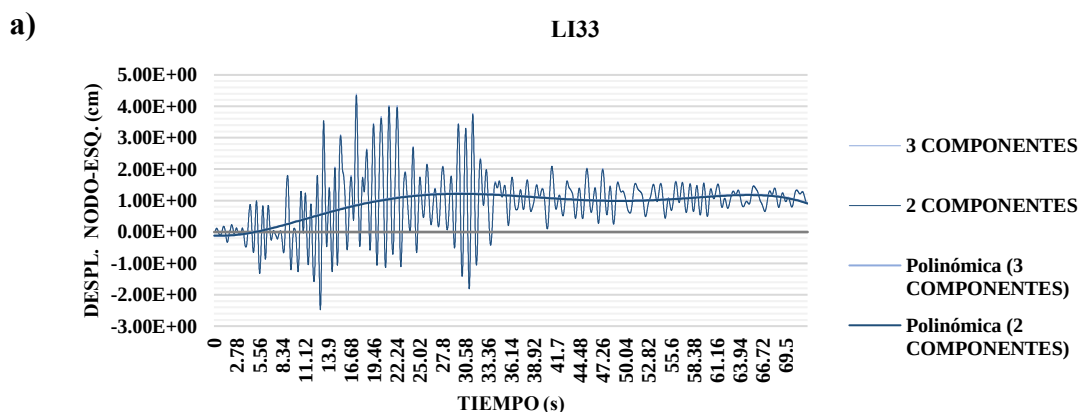


Figura VII-38 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



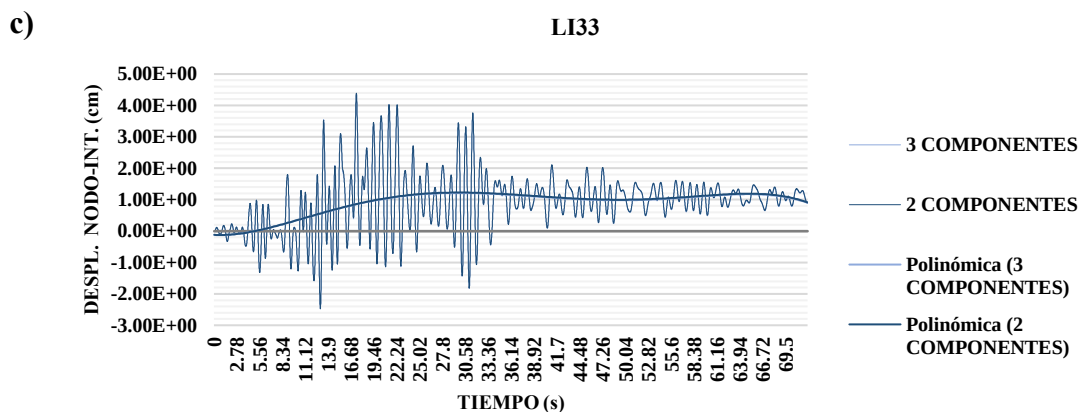


Figura VII-39 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes.

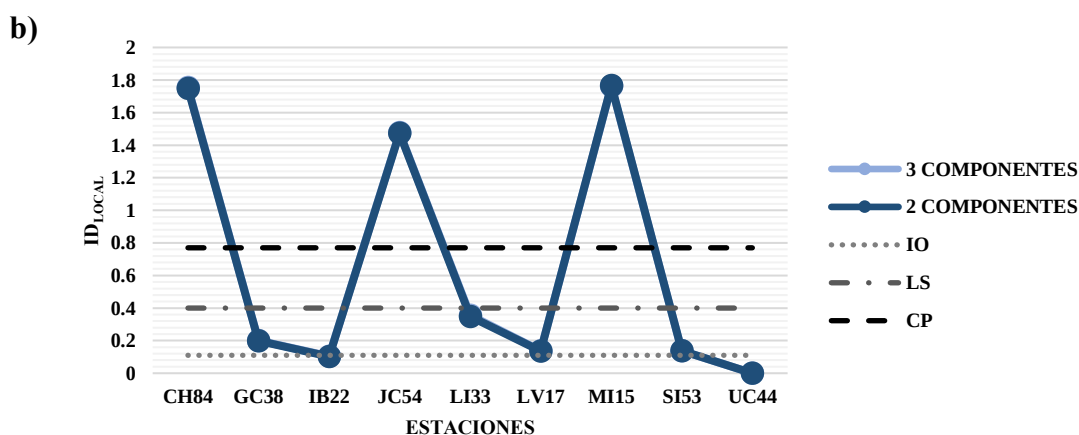
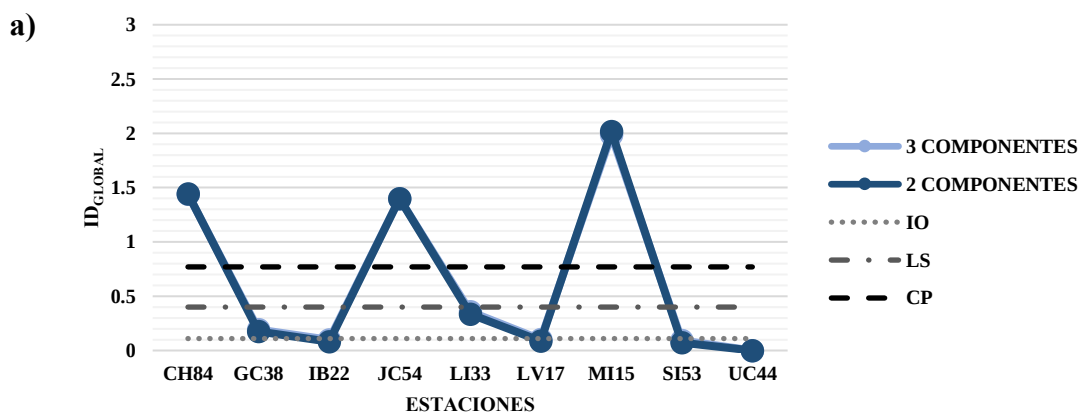


Figura VII-40 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA IIIb

Las derivas que se muestran en la Figura VII-41 son bastantes similares a los casos anteriores, con el registro CO56 con mayor demanda de 0.015 para la planta baja y 0.0042 para la azotea. Este mismo registro tuvo las mayores fuerzas cortantes en la base, con valor de 460.3 t.

Como se observa en la Figura VII-42, las columnas interiores, de borde y muros de relleno (en ese orden) fueron los elementos con mayor participación en la disipación de la energía histerética de la estructura. Como era de esperarse, el registro CO56 tuvo las mayores demandas de energía. En la comparación, el registro TL08 posee el mayor porcentaje de amplificación con un 25.45%, a pesar de ser uno de los registros con menor demanda de energía. En promedio, los muros de relleno presentan las mayores amplificaciones con un 0.68%.

Las columnas interiores tienen un factor promedio de amplificación V/H de 1.083. El mayor factor de amplificación se ubica, como ocurrió en otros casos, en las columnas interiores del registro TL08, con un valor de 1.22 (Figura VII-43).

En la Figura VII-44 se observa que existen desplazamientos permanentes en la estructura de alrededor de 1 cm para el registro CO56 en todas las columnas de planta baja.

Los índices de daño global y de planta baja máximos que se muestran en la Figura VII-45 se presentaron con el registro CO56, con valores de 0.45 y 0.53, respectivamente. Esto representa daño severo de la estructura, pero sin llegar al colapso.

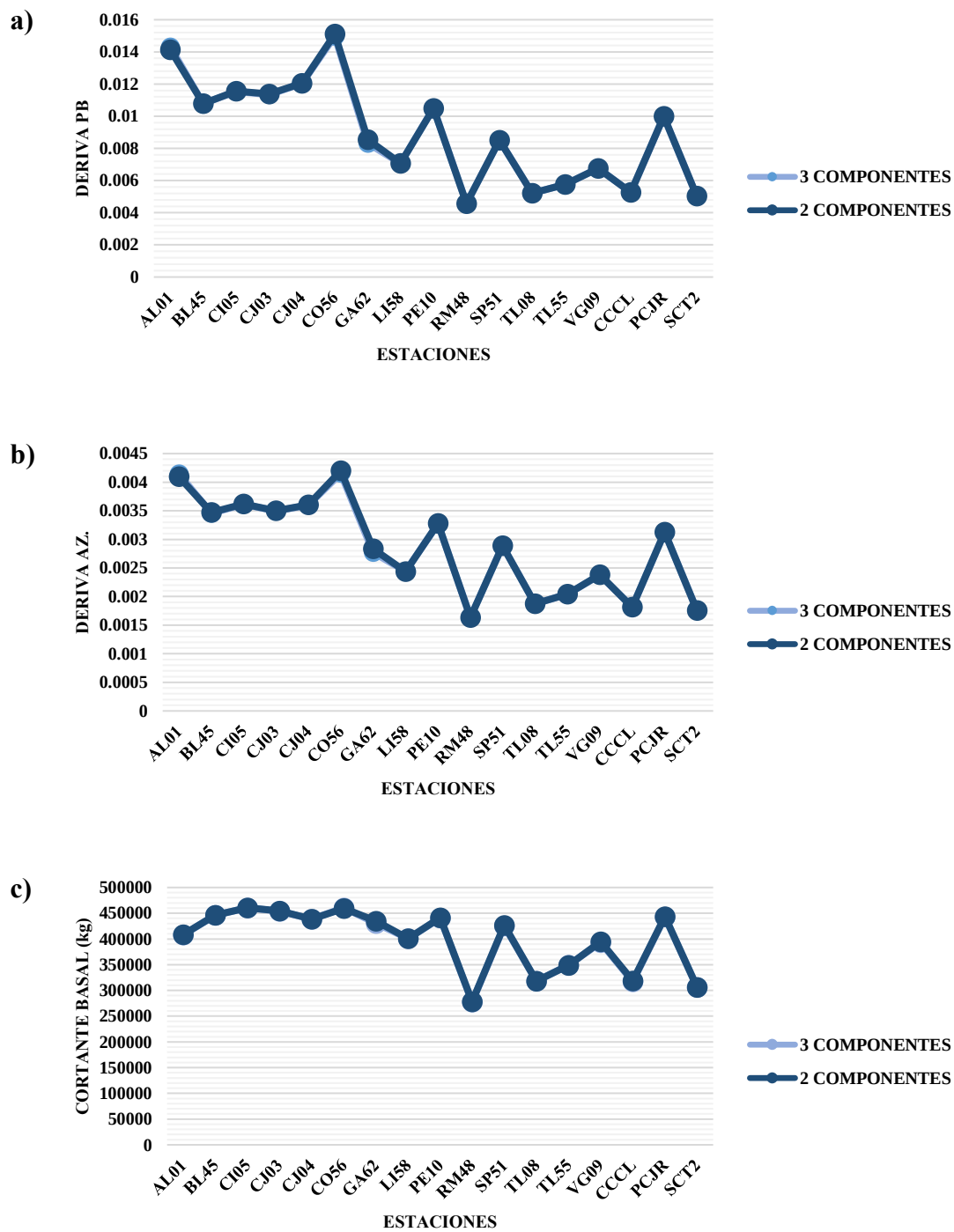


Figura VII-41 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

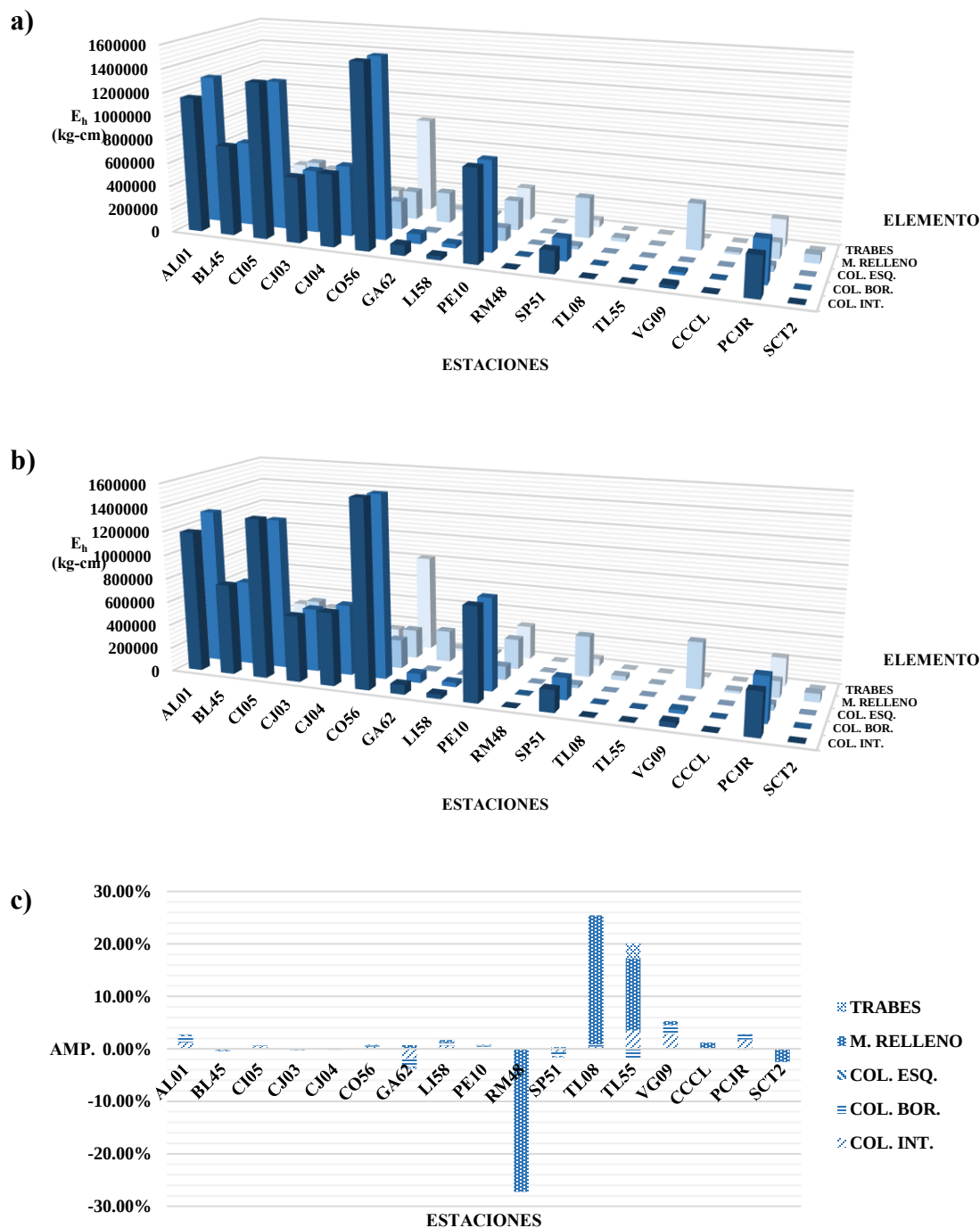


Figura VII-42 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

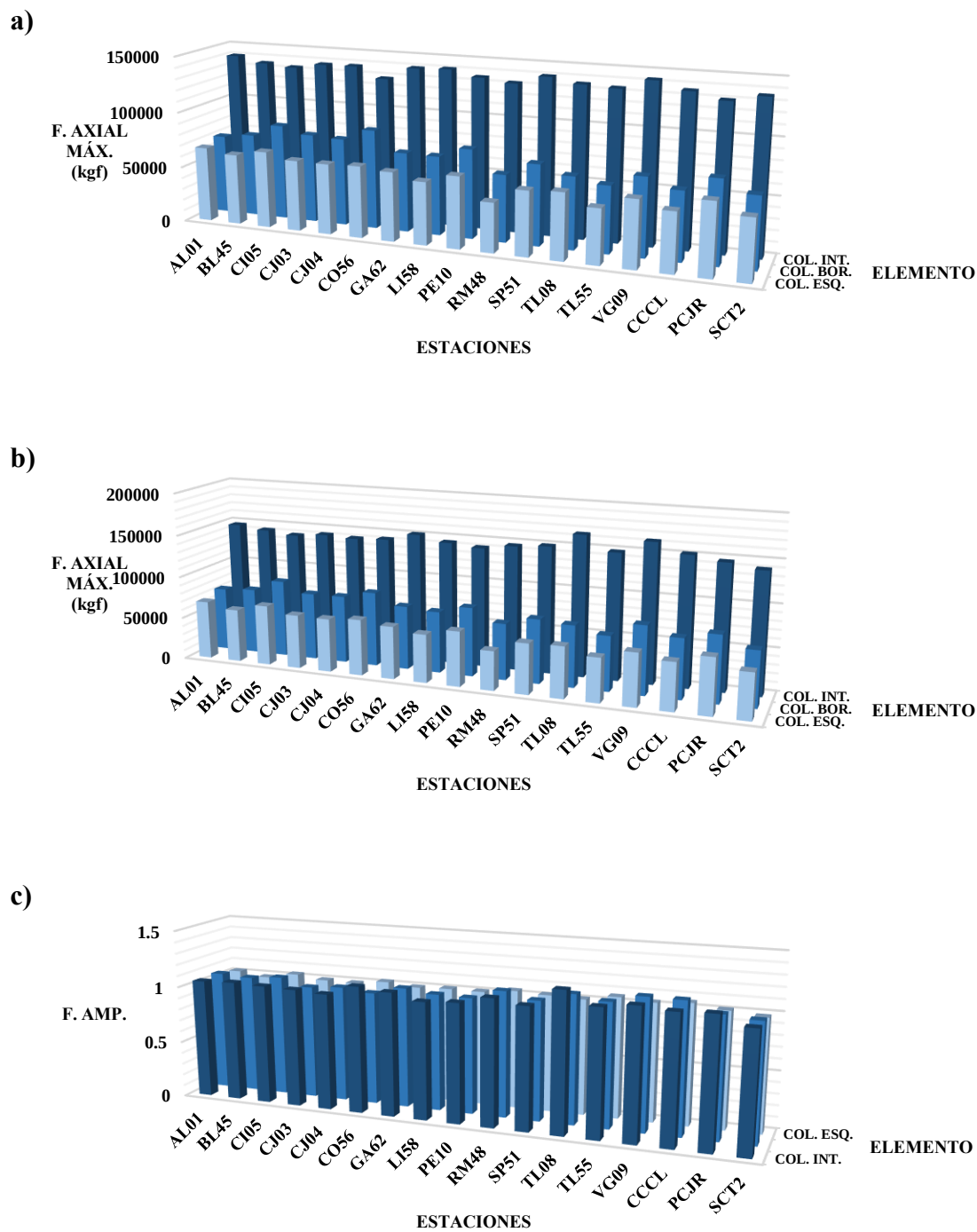


Figura VII-43 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

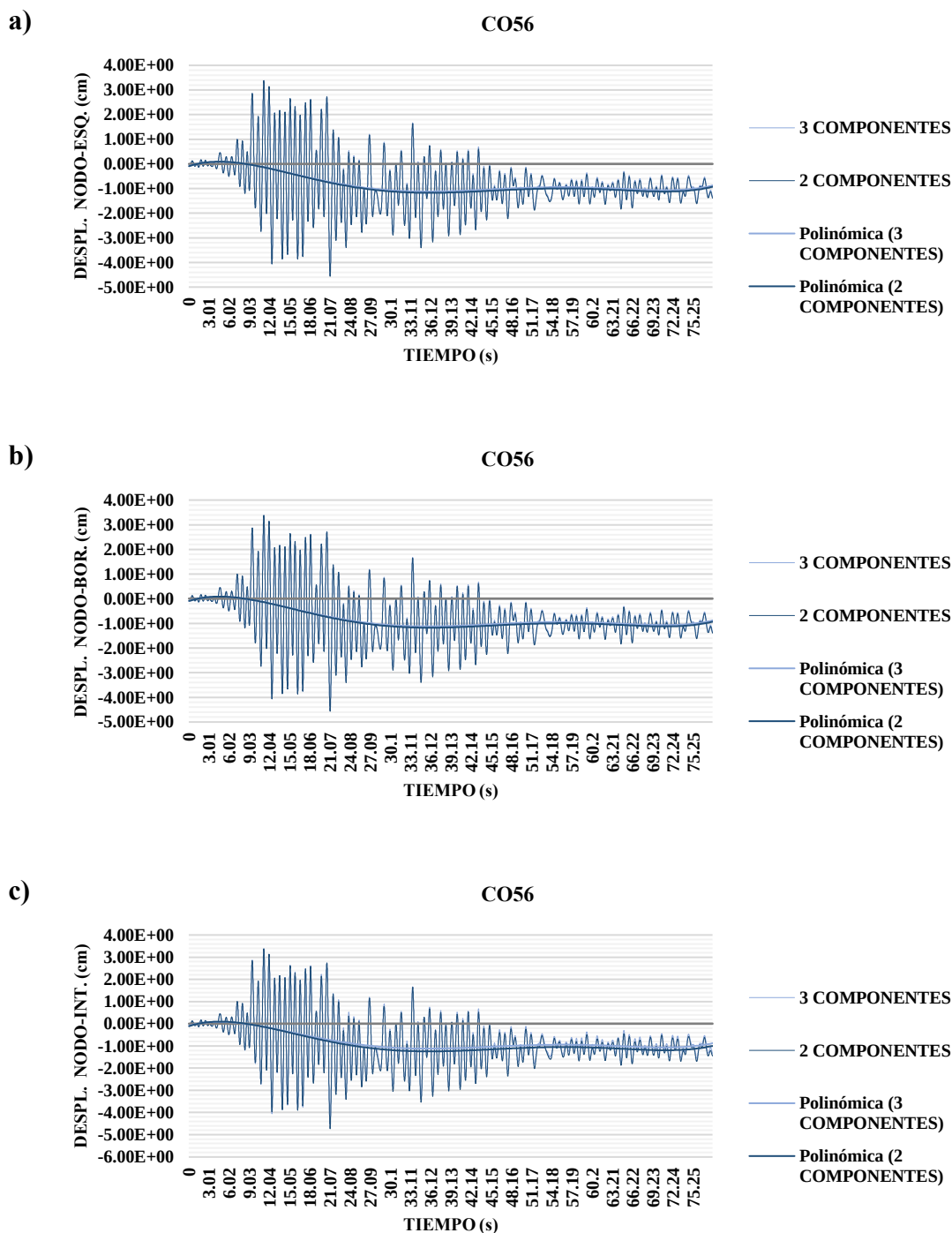


Figura VII-44 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

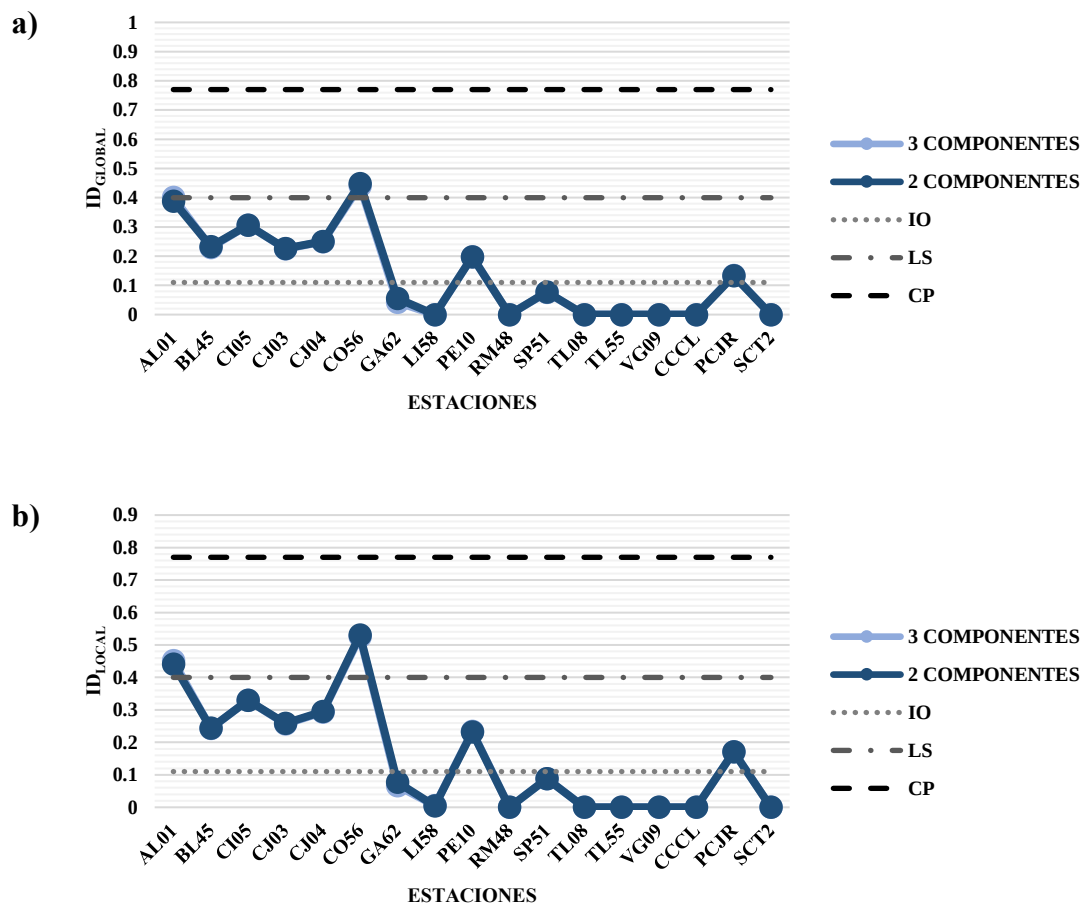


Figura VII-45 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

7.4.1.3. EDIFICIO DE SIETE NIVELES

ZONA I

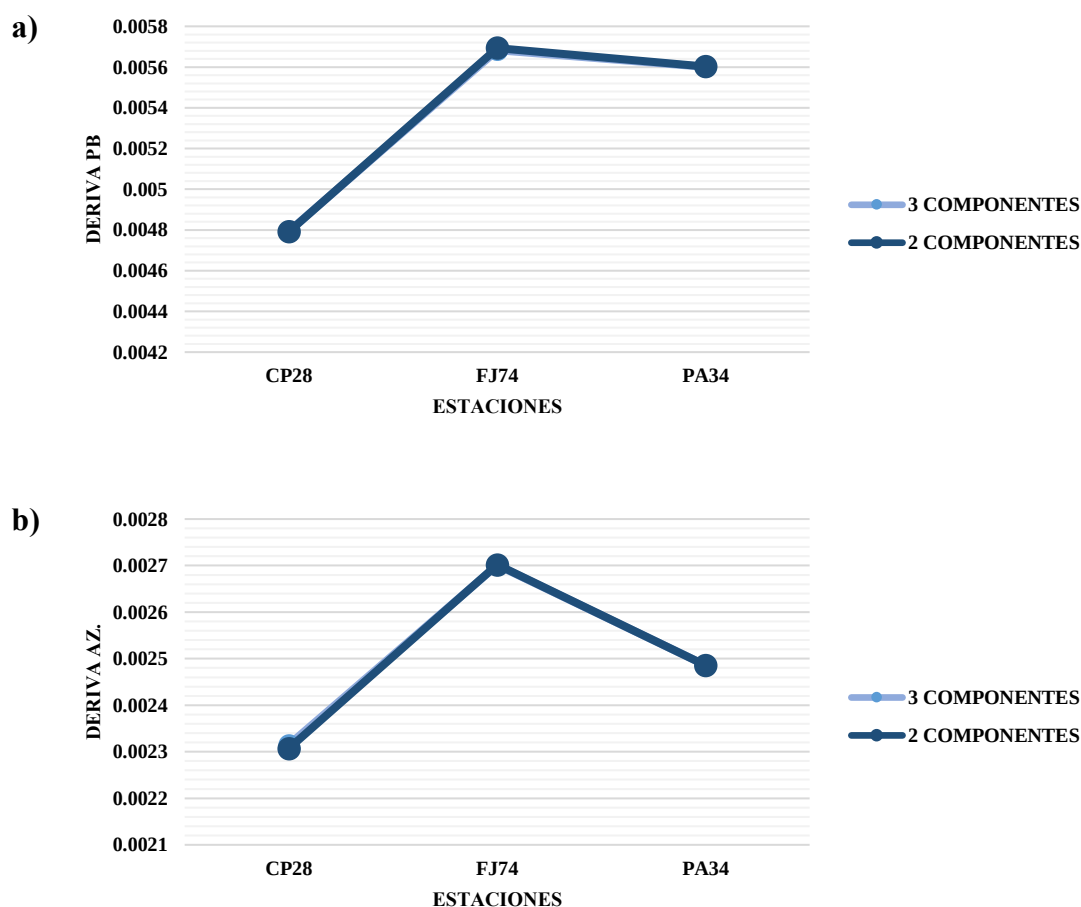
El comportamiento de las derivas en planta baja y en azotea varía un poco, pero manteniendo al registro FJ74 como el que ocasiona las mayores derivas y cortantes en la base. Los valores en planta baja y azotea fueron de 0.057 y 0.0027, respectivamente. Este mismo registro tuvo las mayores demandas de fuerza cortante en la base, con valor de 494.5 t.

En esta zona, los elementos que disiparon más energía fueron los muros de relleno, columnas interiores y de borde (Figura VII-47), para el registro PA34. Sin embargo, el registro con mayor porcentaje de amplificación V/H fue el CP28, con aproximadamente 0.42%.

Las fuerzas axiales máximas en los tres registros sísmicos anteriores fueron muy similares. El mayor factor de amplificación se presentó en las columnas interiores para el registro CP28, con un valor de 1.053. El factor promedio de amplificación V/H más grande se dio en las columnas interiores, con un valor de 1.03. (Figura VII-48).

Los desplazamientos que se muestran en la Figura VII-49 muestran que la oscilación de los mismos se genera prácticamente alrededor del eje horizontal, por lo que no hay desplazamientos permanentes con el registro FJ74 y, por ende, en tampoco en los demás.

Los índices de daño global y local (planta baja) mostrados en la Figura VII-50 muestran valores prácticamente nulos para todos los registros, lo que evidentemente significa que no hubo daño en la estructura.



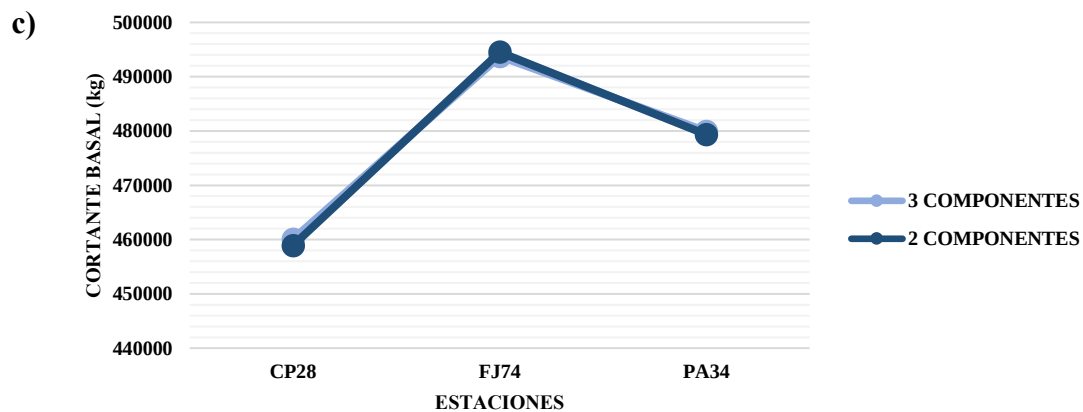
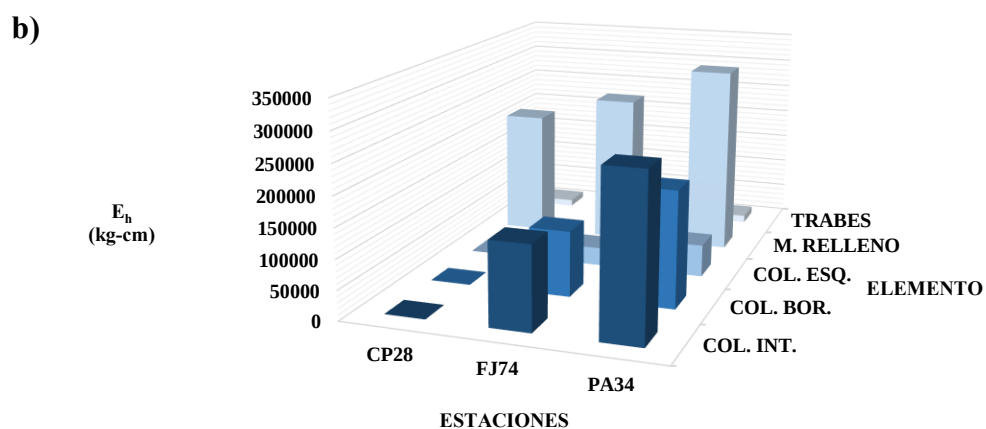
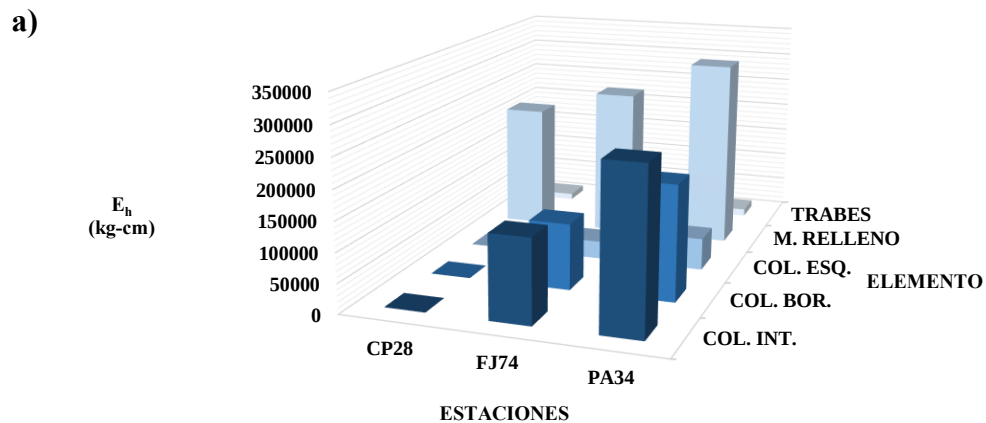


Figura VII-46 Resultados del ADNL para la zona I. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



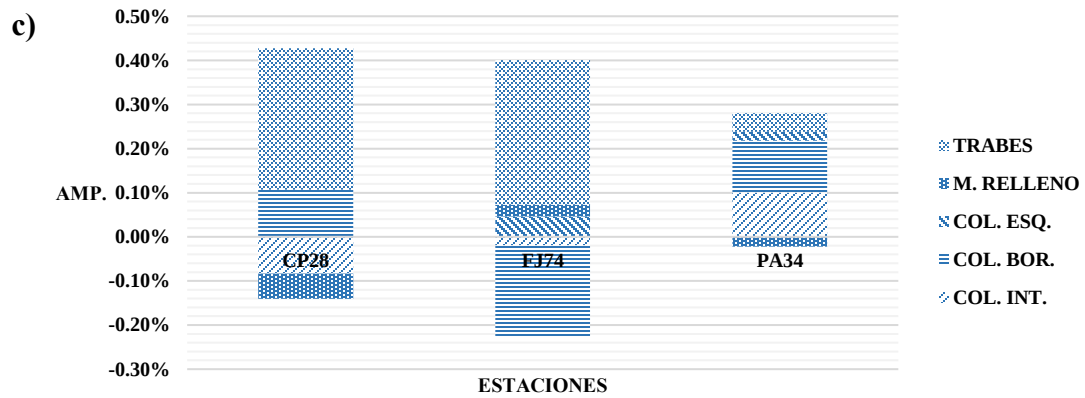
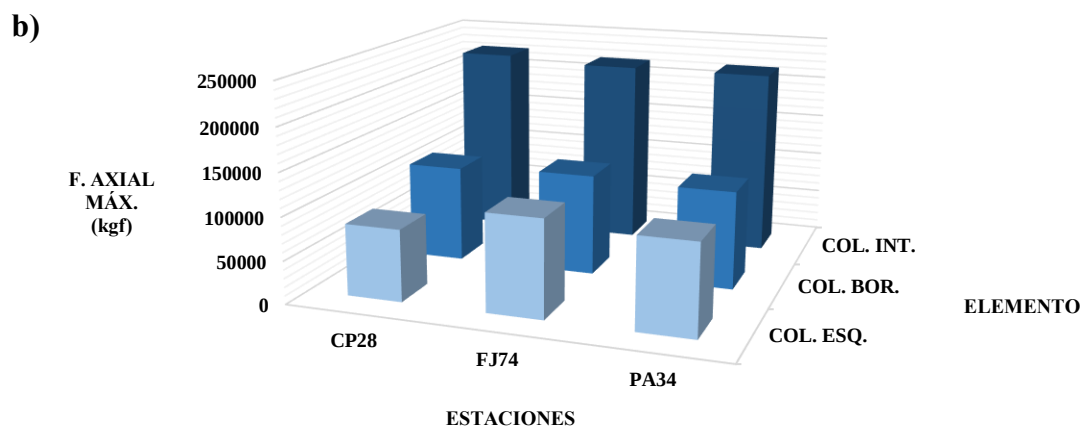
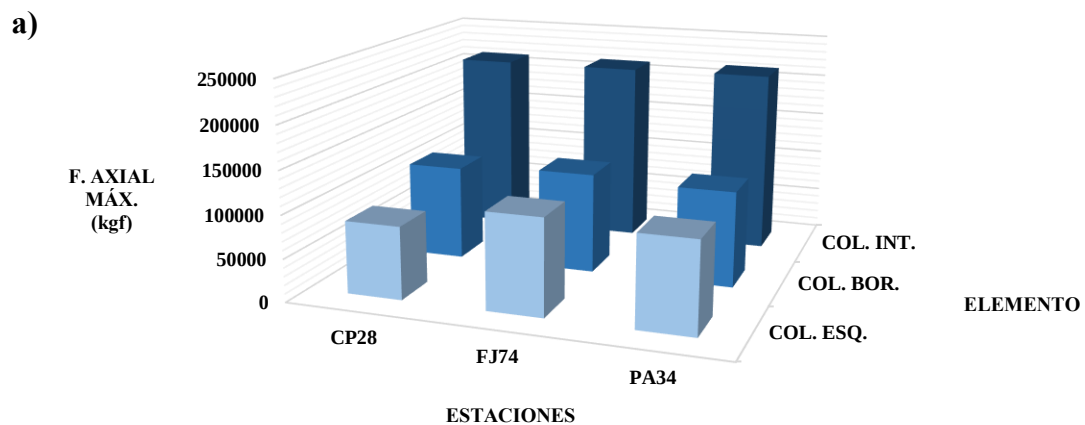


Figura VII-47 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la de la energía histerética V/H por elemento.



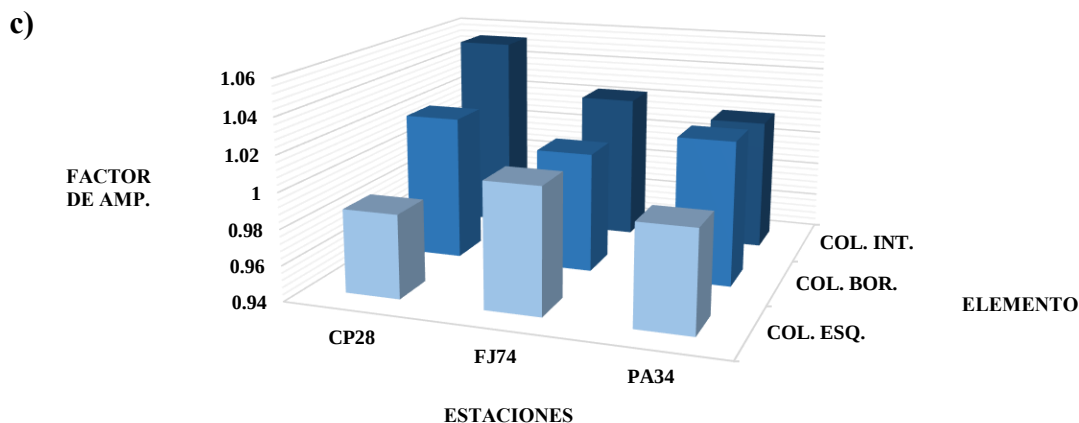
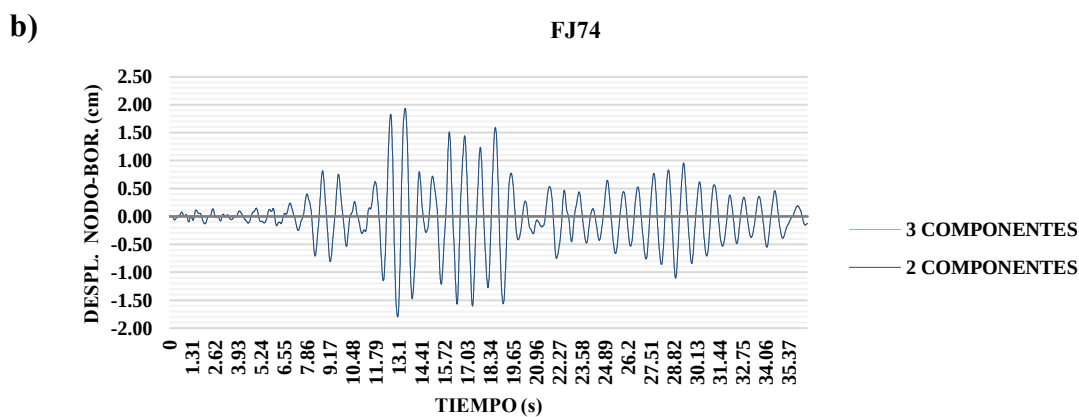
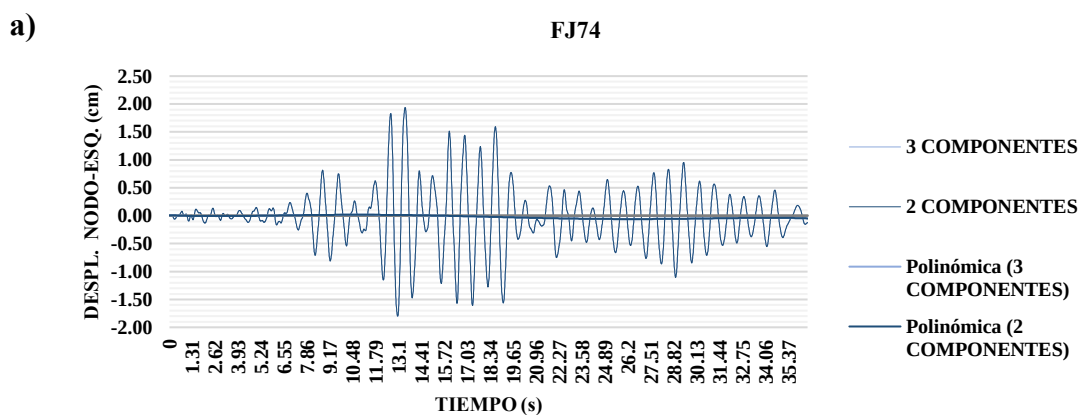


Figura VII-48 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



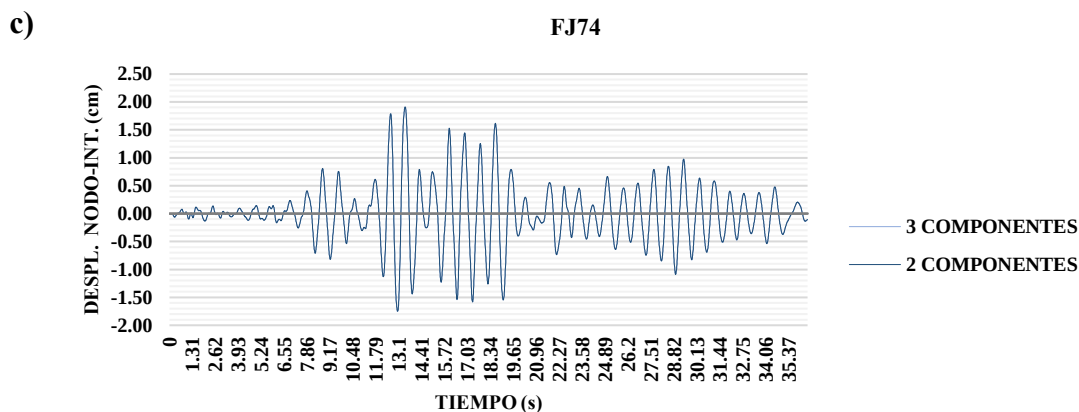


Figura VII-49 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes.

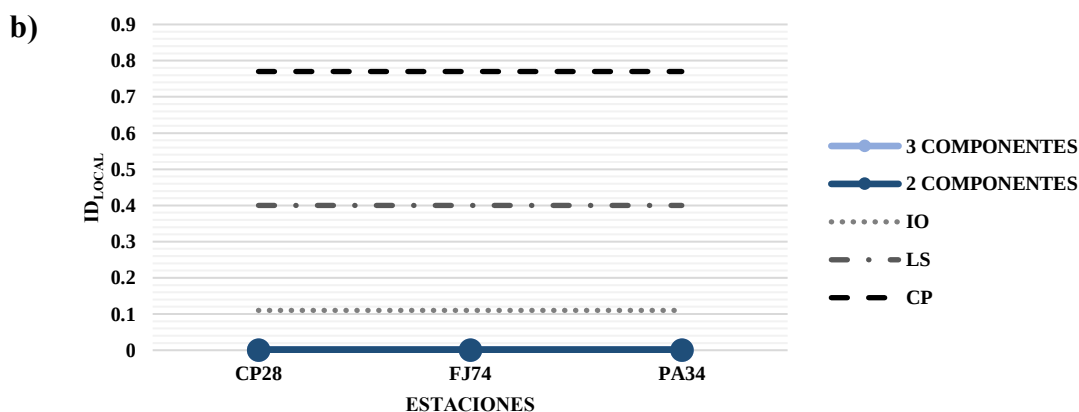
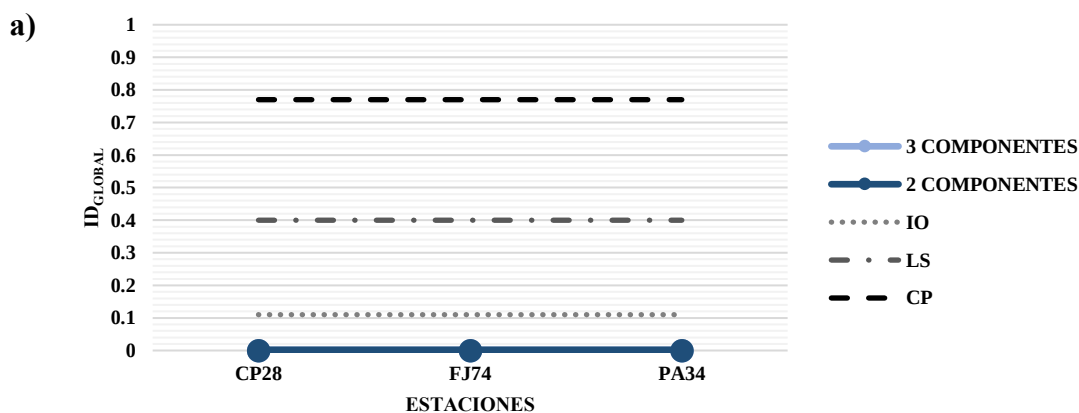


Figura VII-50 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA II

Las derivas máximas en planta baja se obtuvieron con el registro DX37 y en azotea con el acelerograma LEAC (Figura VII-51). Sin embargo, ninguno de estos dos registros terminó los análisis numéricos. Los valores máximos fueron de 0.033 y 0.016, respectivamente. Asimismo, el registro DX37 tuvo la mayor demanda de fuerza cortante en la base con un valor de 703 t.

En la Figura VII-52 y VII-53 se encuentra la desagregación de la energía histerética correspondiente a las máximas derivas en azotea y en planta baja, respectivamente. En ambos casos, los elementos con mayor aporte de energía disipada fueron las columnas interiores, de borde y esquina. El registro DX37 fue el de mayor demanda de energía disipada. En promedio, las columnas de borde tienen mayor porcentaje de amplificación con un 2.12% correspondientes a las derivas de azotea y 2.09% a las de planta baja.

Las Figuras VII-53 y VII-54 muestran las fuerzas axiales de columnas en planta baja correspondiente a las máximas derivas en azotea y en planta baja, respectivamente. El factor de amplificación máximo fue, en ambos casos, para la columna de borde del registro LEAC con valor de 1.06. De la misma forma, las columnas de borde fueron las que tuvieron el mayor factor de amplificación, con un valor cercano a 1.013 en ambos casos.

Los desplazamientos mostrados en la Figura VII-55 corresponden al registro AO24, ya que, como se mencionó anteriormente, los registros DX37 y LEAC no completaron los análisis numéricos. Las líneas de tendencia para las columnas de esquina y borde muestran un desplazamiento permanente de aproximadamente 0.4 cm y un desplazamiento pico máximo de 4.75 cm.

Como era de esperarse, los valores de índice de daño global y local de los registros DX37 y LEAC superan considerablemente los niveles de daño correspondiente al colapso.

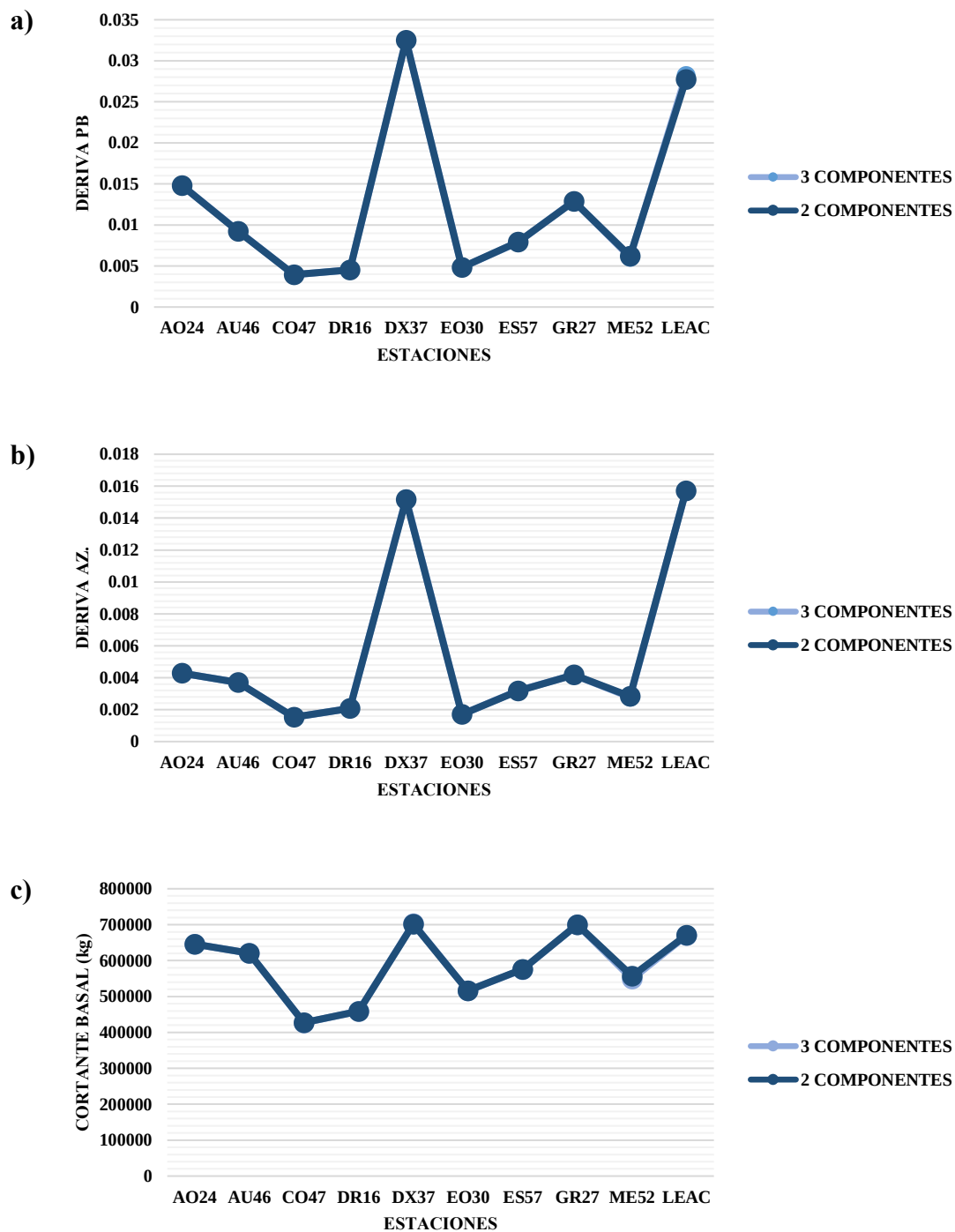


Figura VII-51 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

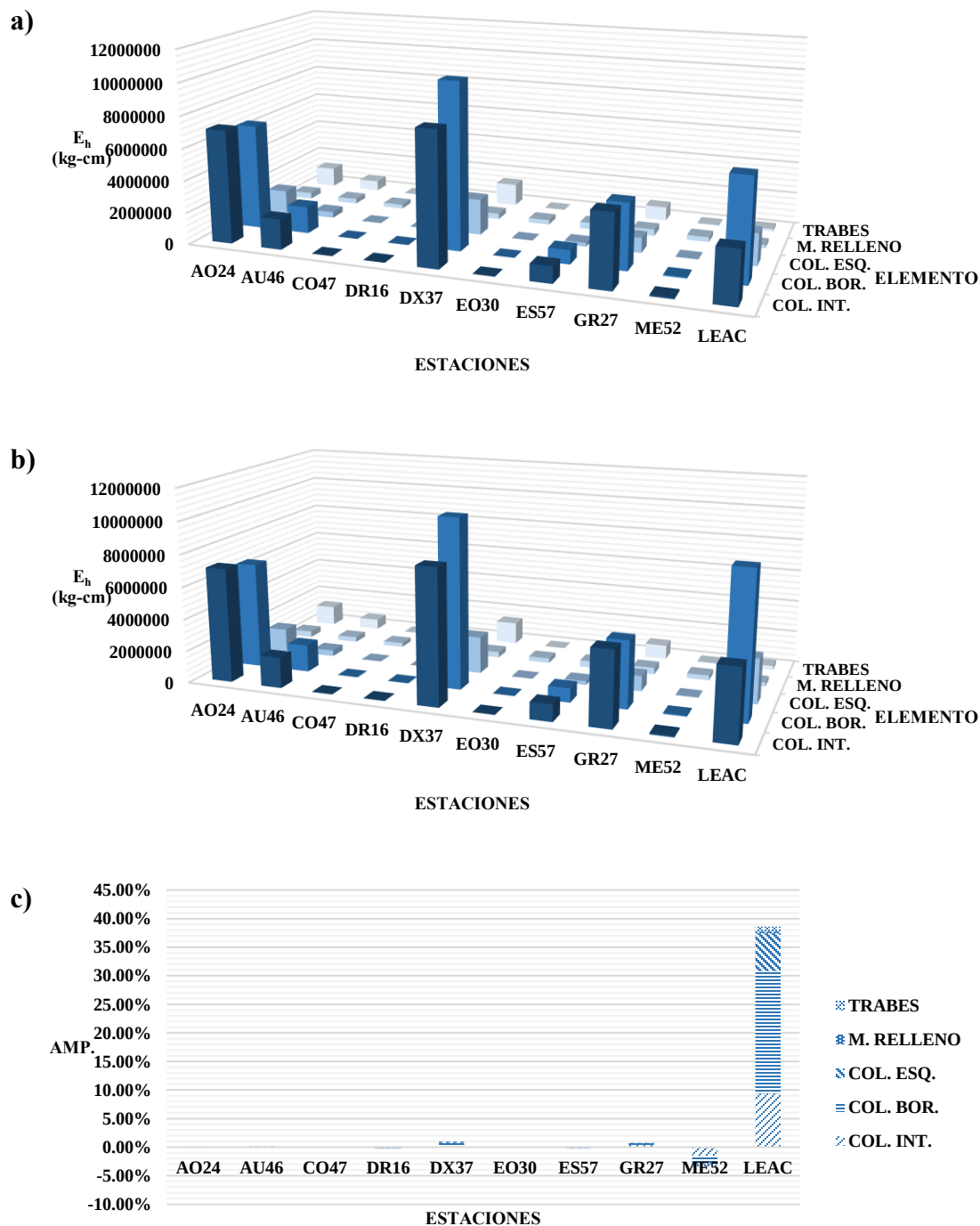


Figura VII-52 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

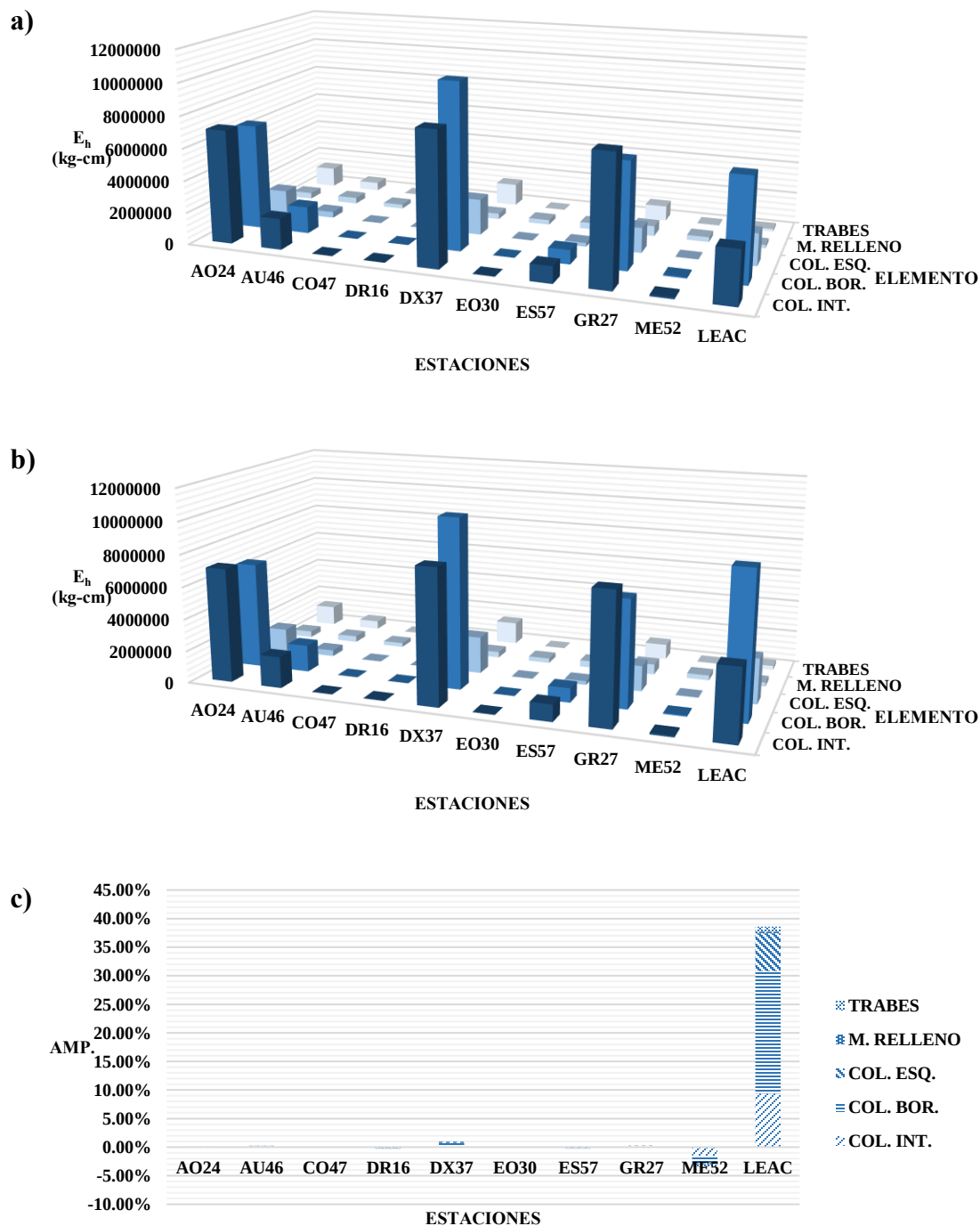


Figura VII-53 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

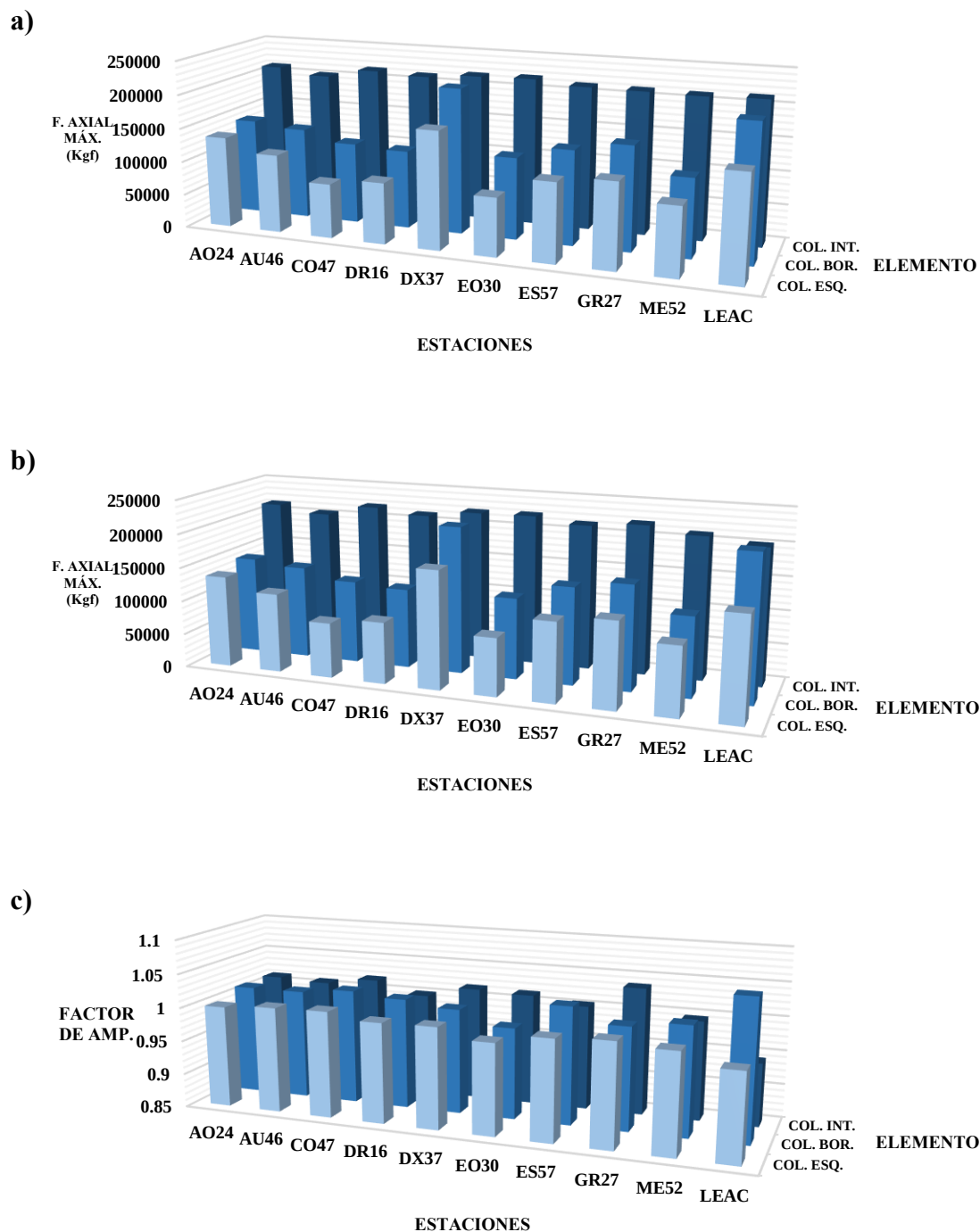


Figura VII-54 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

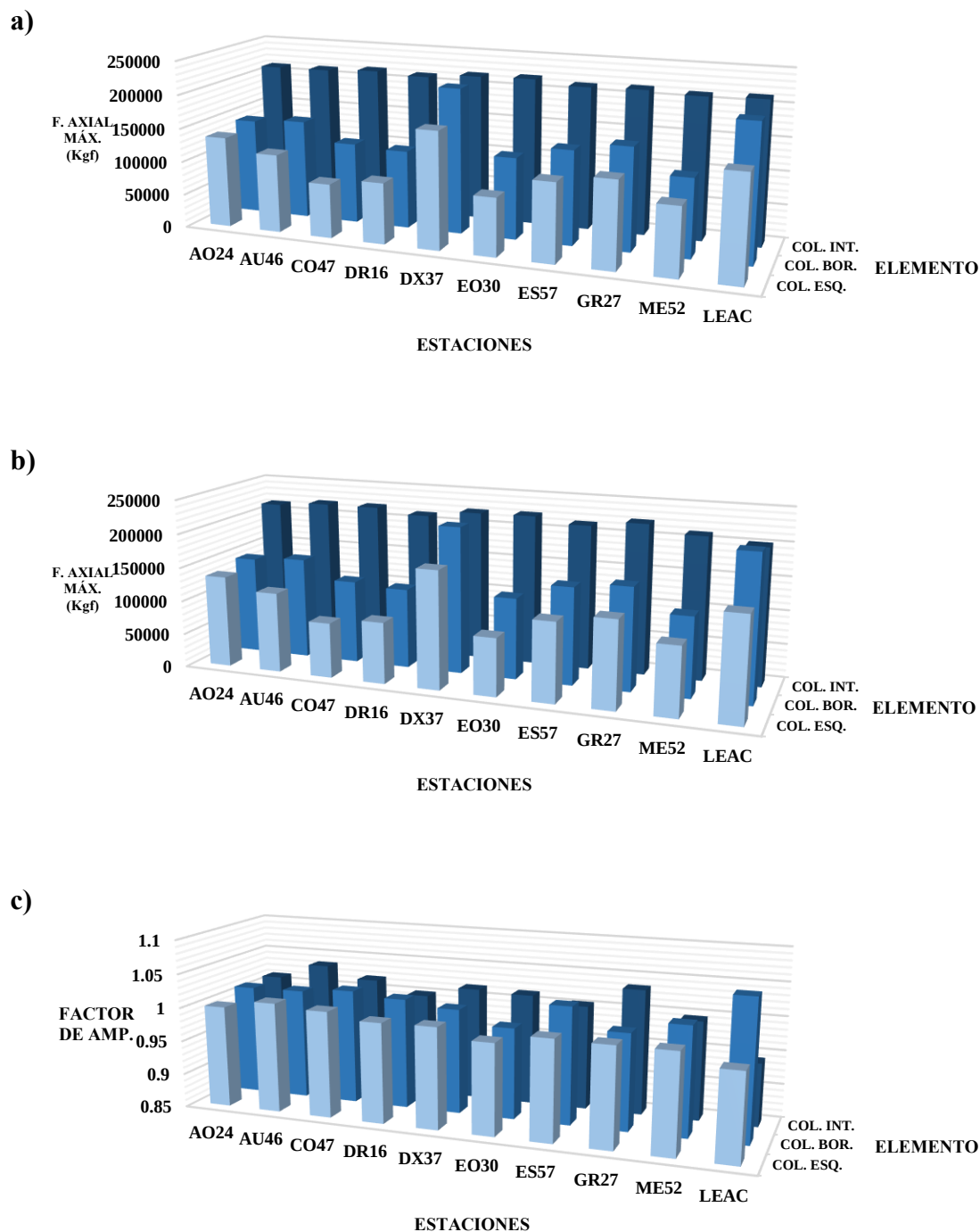


Figura VII-55 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

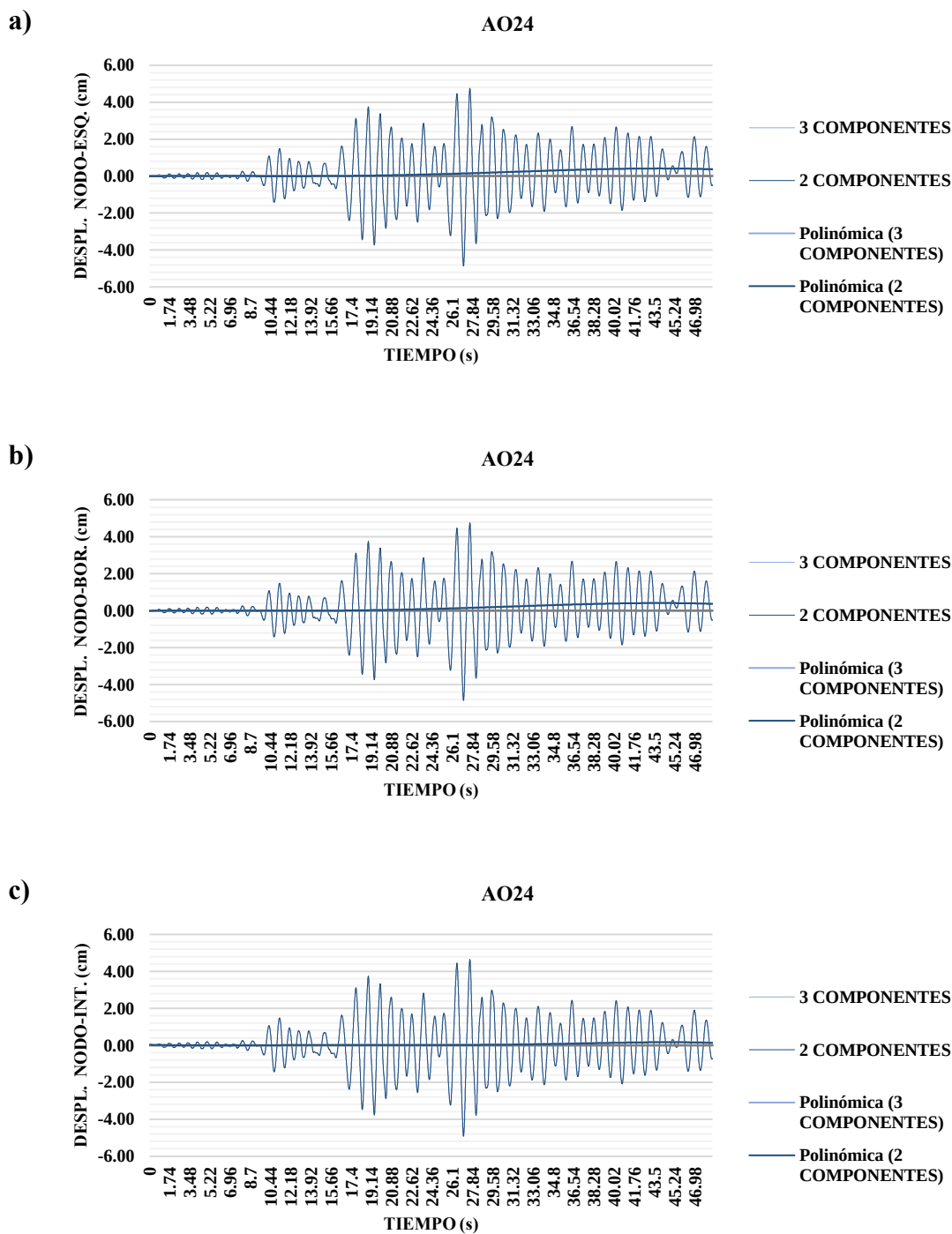


Figura VII-56 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

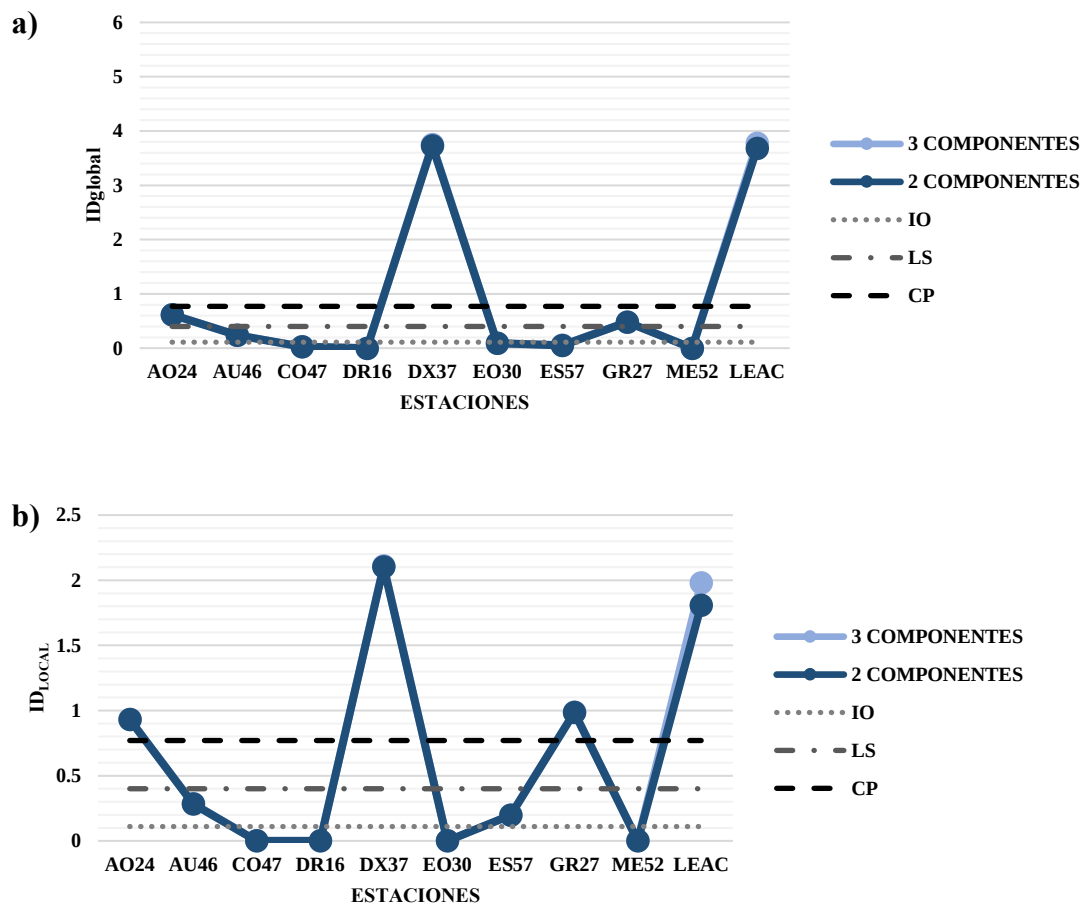


Figura VII-57 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA IIIa

Las derivas máximas de los registros CH84, JC54 y MI15 fueron bastante similares, aunque ninguno de estos completó los análisis numéricos. Para la deriva en planta baja se alcanzó un valor máximo de 0.033 y en azotea de 0.08. La mayor fuerza cortante en la base correspondió al registro JC54 con 714.4 t (Figura VII-58).

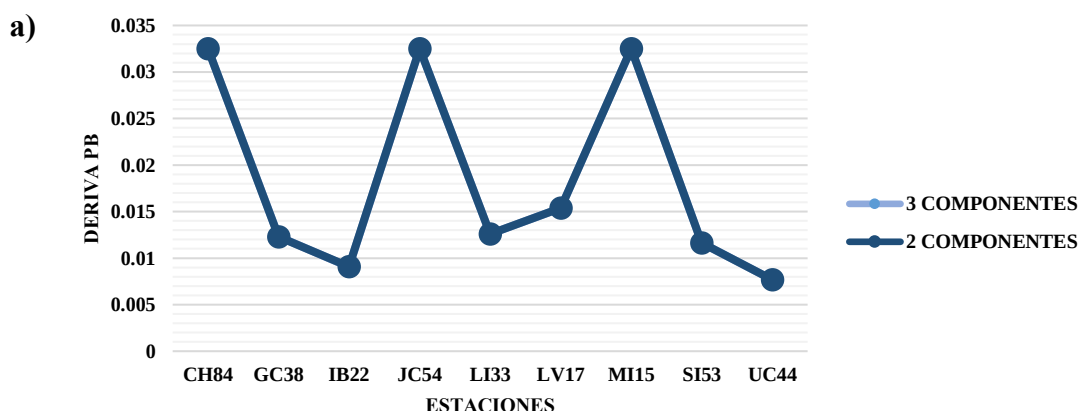
De la energía histerética disipada correspondiente tanto a las derivas en azotea como en planta baja (Figuras VII-59 y Figura VII-60), los elementos que disiparon más energía fueron las columnas de borde, interiores y de esquina. En términos generales, los porcentajes de amplificación fueron considerablemente pequeños. El registro IB22 (correspondiente a las derivas en azotea) tuvo un valor de 1.14%, mientras que el registro LI33 (correspondiente a

las derivas en planta baja) alcanzó un valor de 1.06%. Ambos registros completaron en su totalidad el análisis.

Las Figuras VII-61 y VII-62 muestran las fuerzas axiales máximas en planta baja correspondientes a las máximas derivas en azotea y planta baja, respectivamente. El máximo factor de amplificación se presentó en las columnas de borde del registro MI15, con valor de 1.15 y en las columnas interiores del registro CH84 con un valor de 1.07, respectivamente. En ambos casos, los elementos que tuvieron el mayor factor de amplificación fueron las columnas de borde, con 1.035 y 1.017, respectivamente.

En la figura VII-63 se encuentran las historias de desplazamiento correspondientes a las derivas en azotea para el registro LI33. El valor pico de desplazamiento fue de 4.3 cm, con un desplazamiento permanente aproximado de 1 cm. Las historias de desplazamiento correspondientes a las derivas en planta baja se presentan en la Figura VII-63, para el registro LV17, teniendo valores pico de alrededor de 4.8 cm y un desplazamiento permanente cerca de 1.2 cm.

Los registros mencionados en el párrafo anterior tienen, por consecuencia, los valores máximos de índice de daño sin incluir a los registros que detuvieron sus análisis. Para el índice de daño global, el registro LI33 tiene un valor de 0.45 y para el índice de daño local, el registro LV17 tiene un valor de 0.61. Según la clasificación de los niveles de daño, ambos presentaron daño severo, pero sin llegar al colapso.



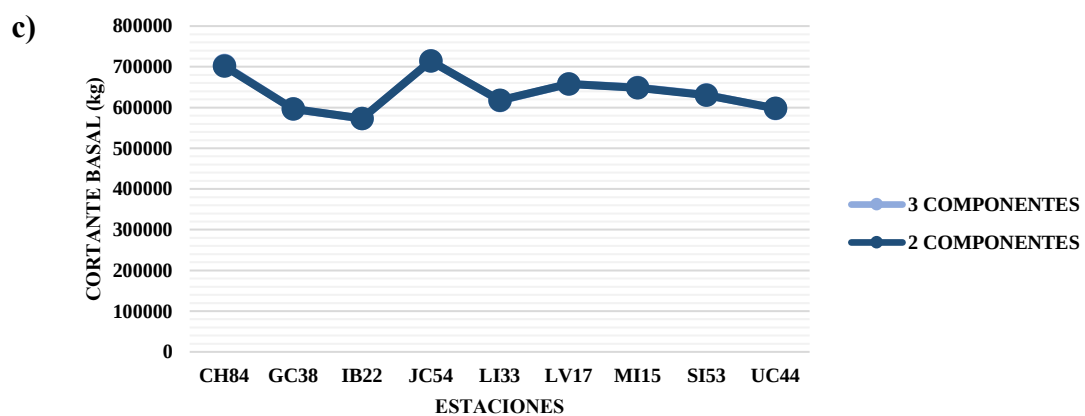
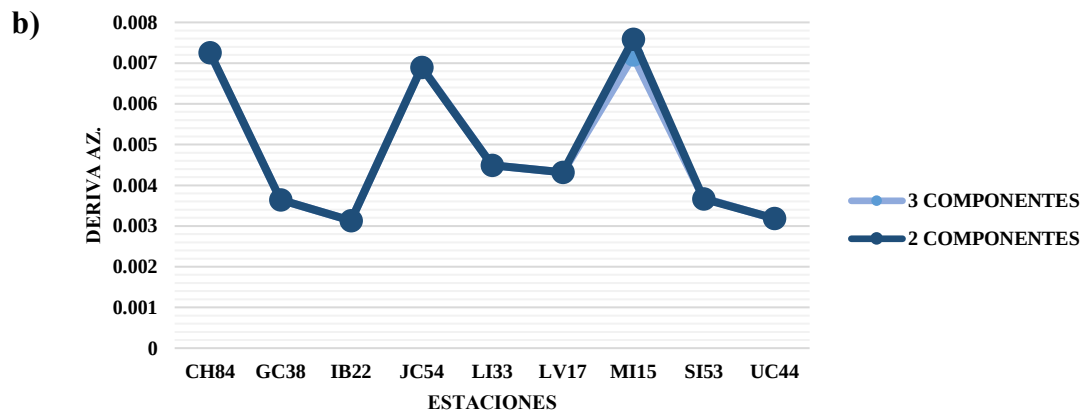
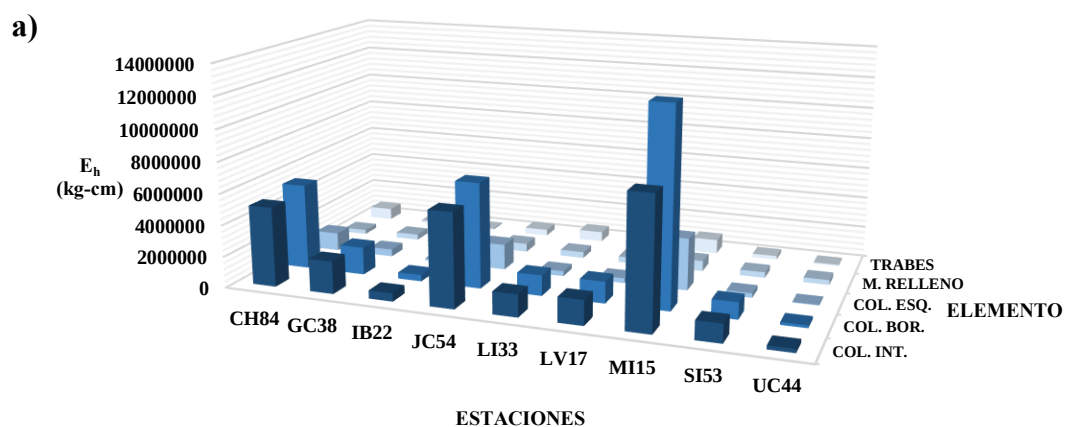


Figura VII-58 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



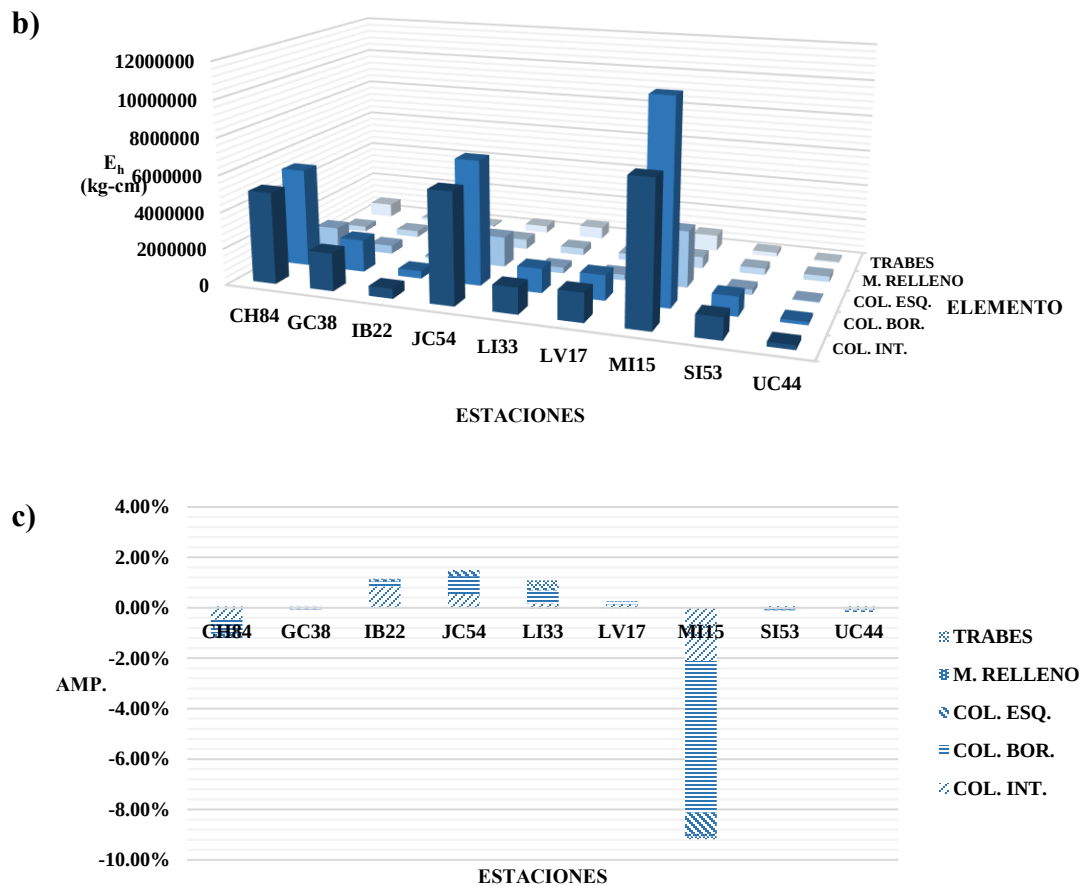
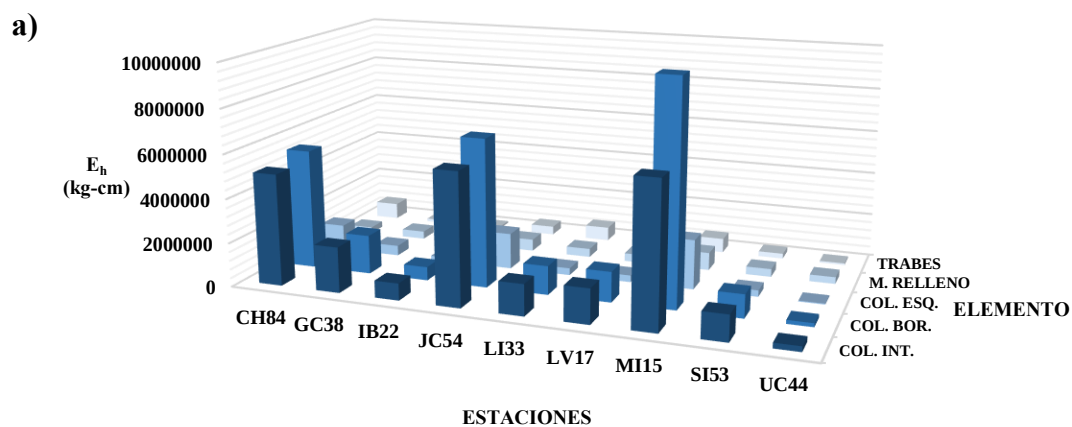


Figura VII-59 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



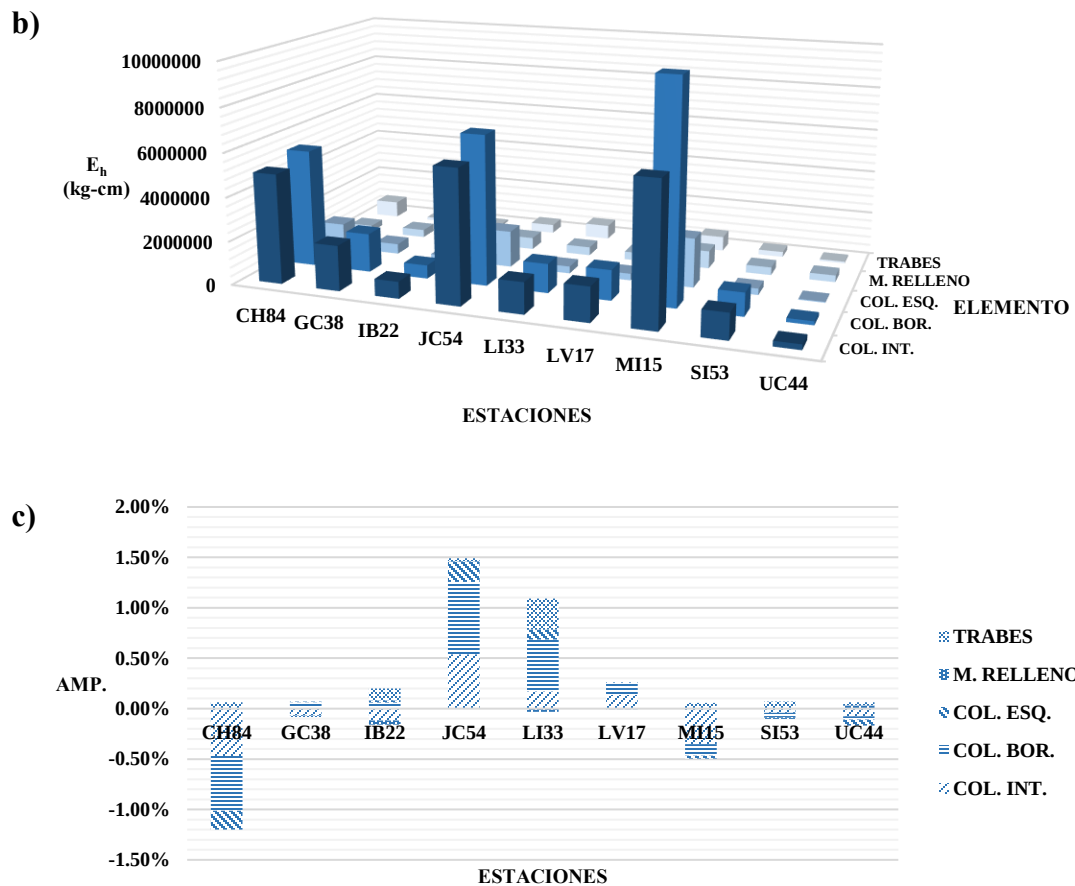
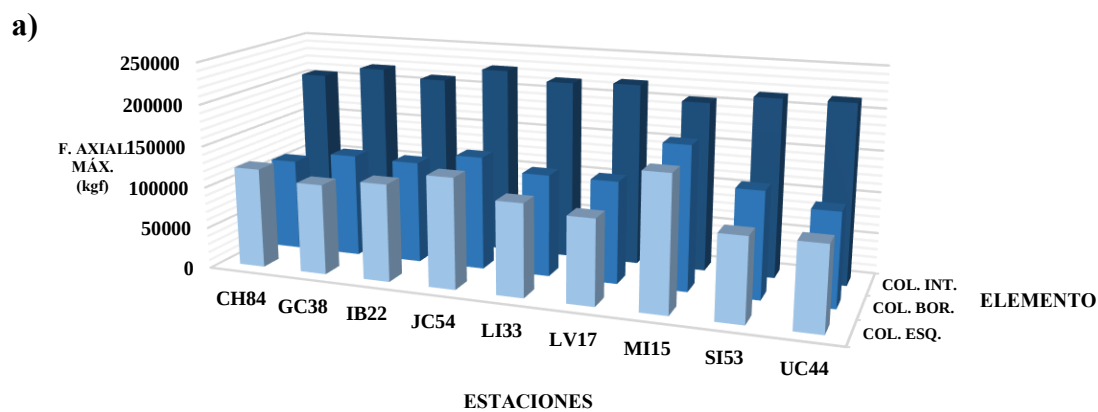


Figura VII-60 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



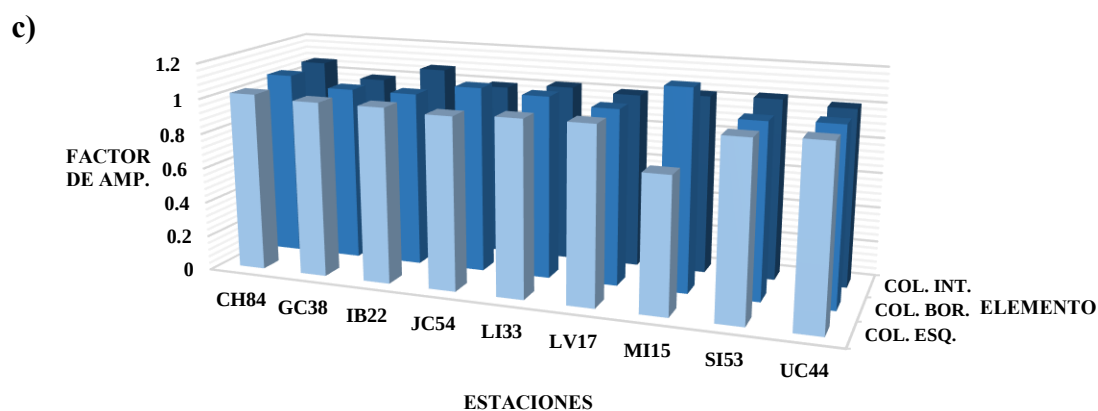
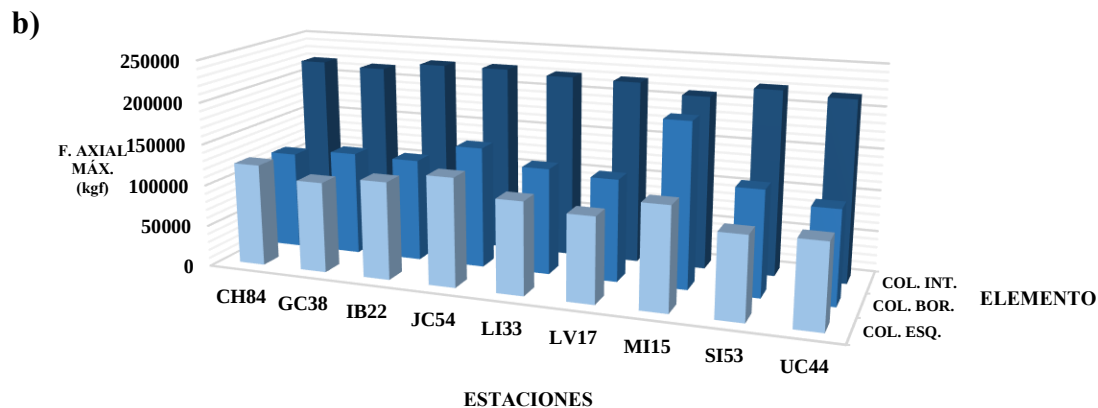
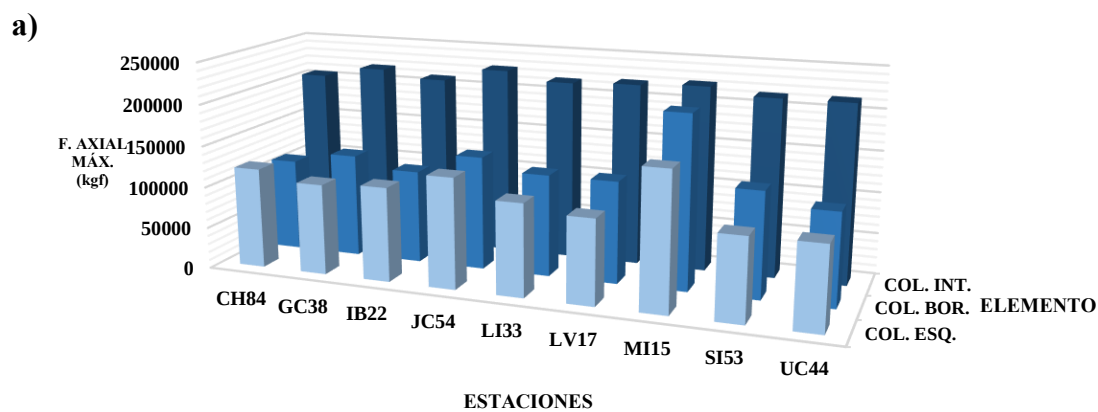


Figura VII-61 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



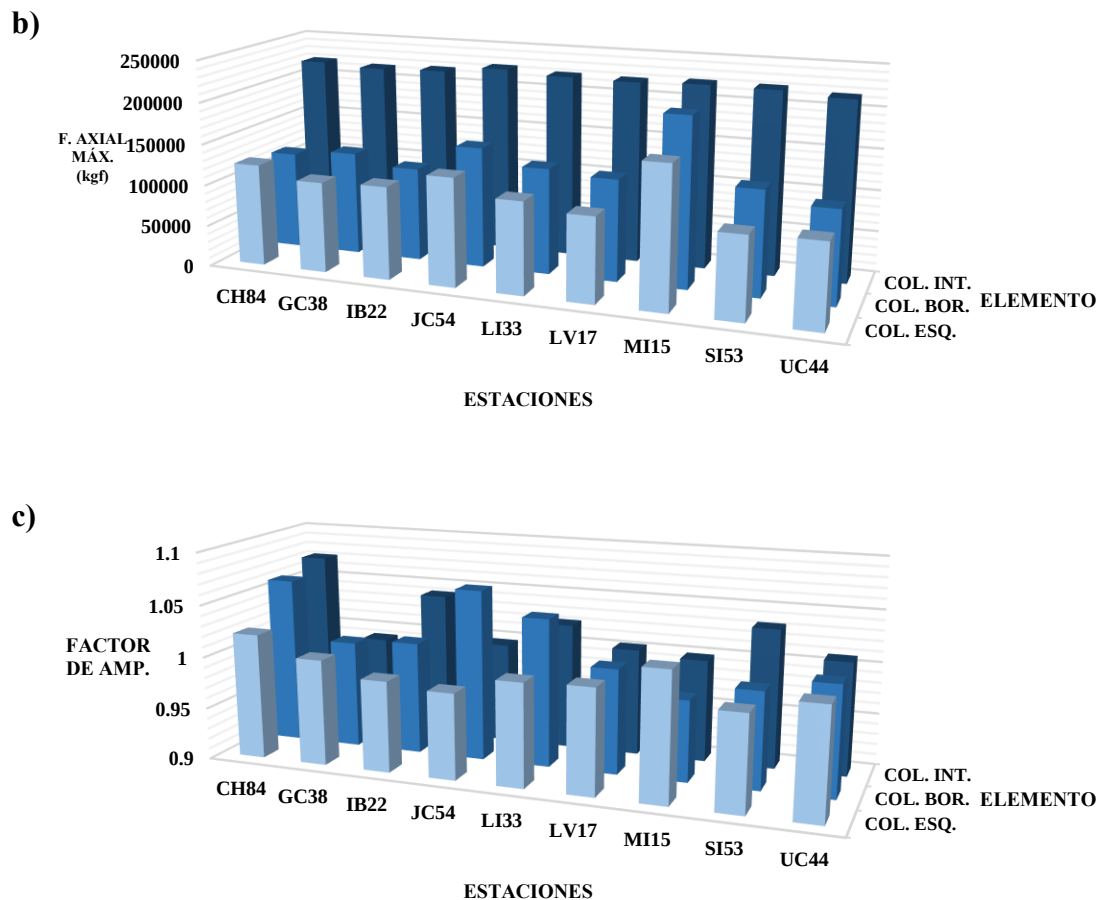
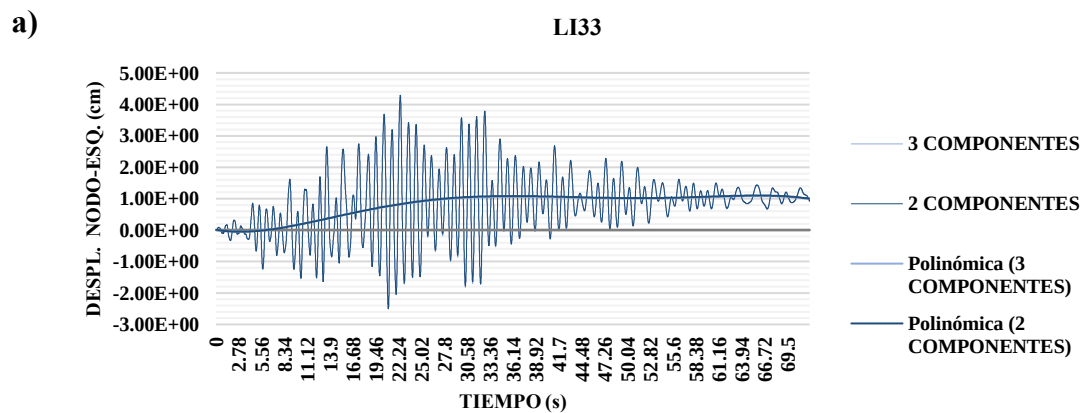


Figura VII-62 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



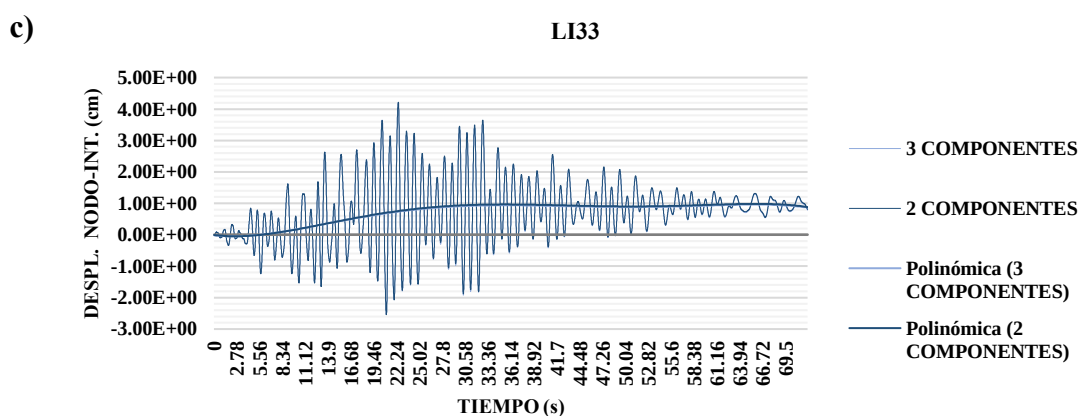
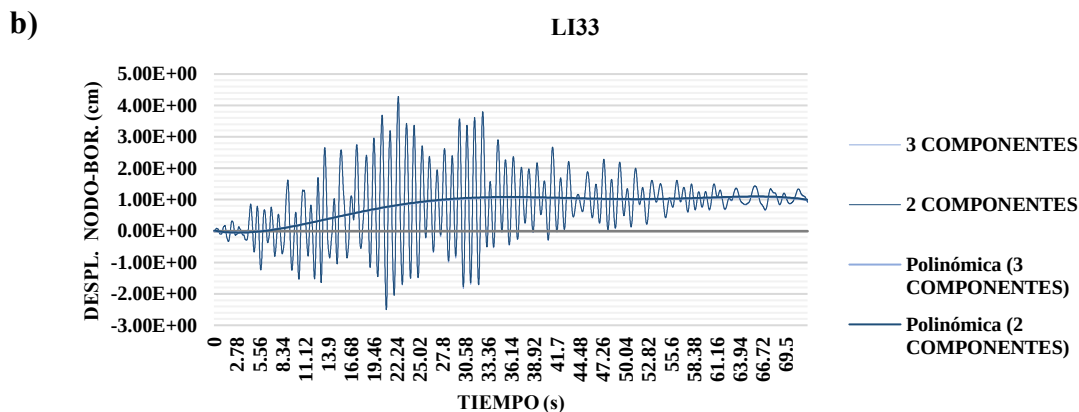
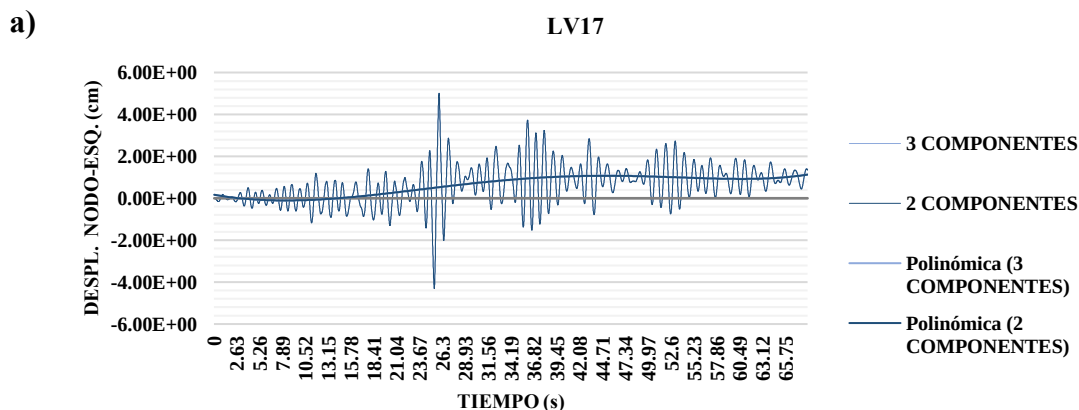


Figura VII-63 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.



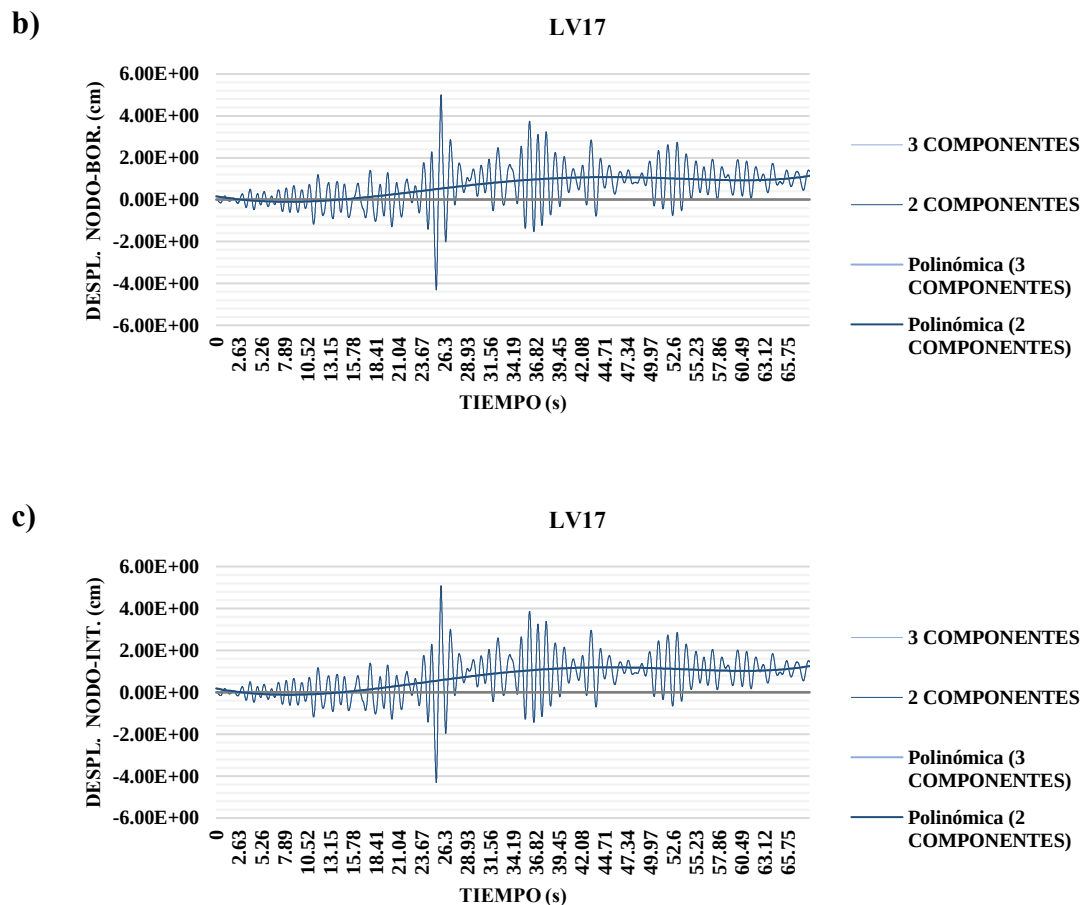
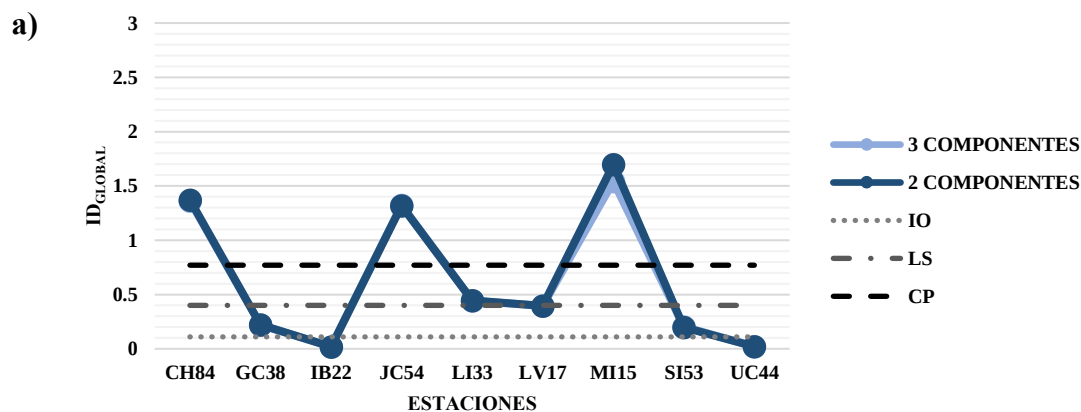


Figura VII-64 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.



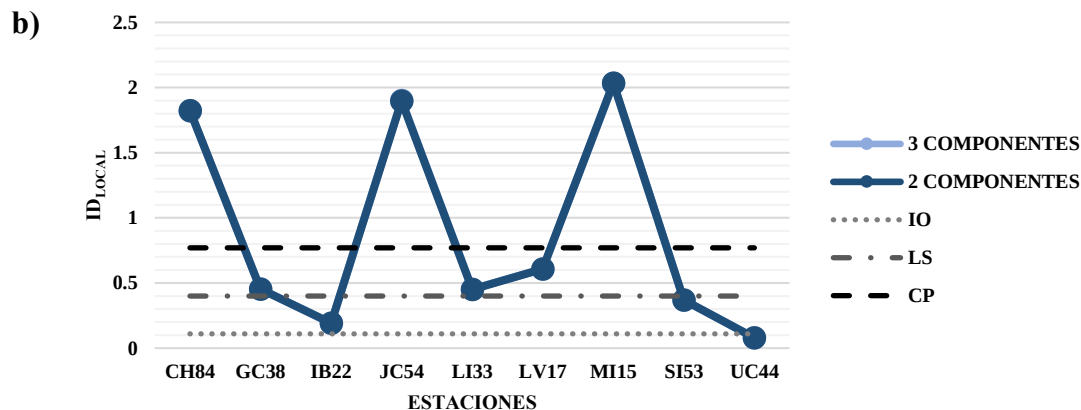


Figura VII-65 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA IIIb

Los valores máximos de las derivas de planta baja y azotea correspondieron al registro CI05, con valores de 0.013 y 0.0042, respectivamente. El registro CO56 presentó la mayor demanda de fuerza cortante en la base, con un valor de 680.5 t (Figura VII-66).

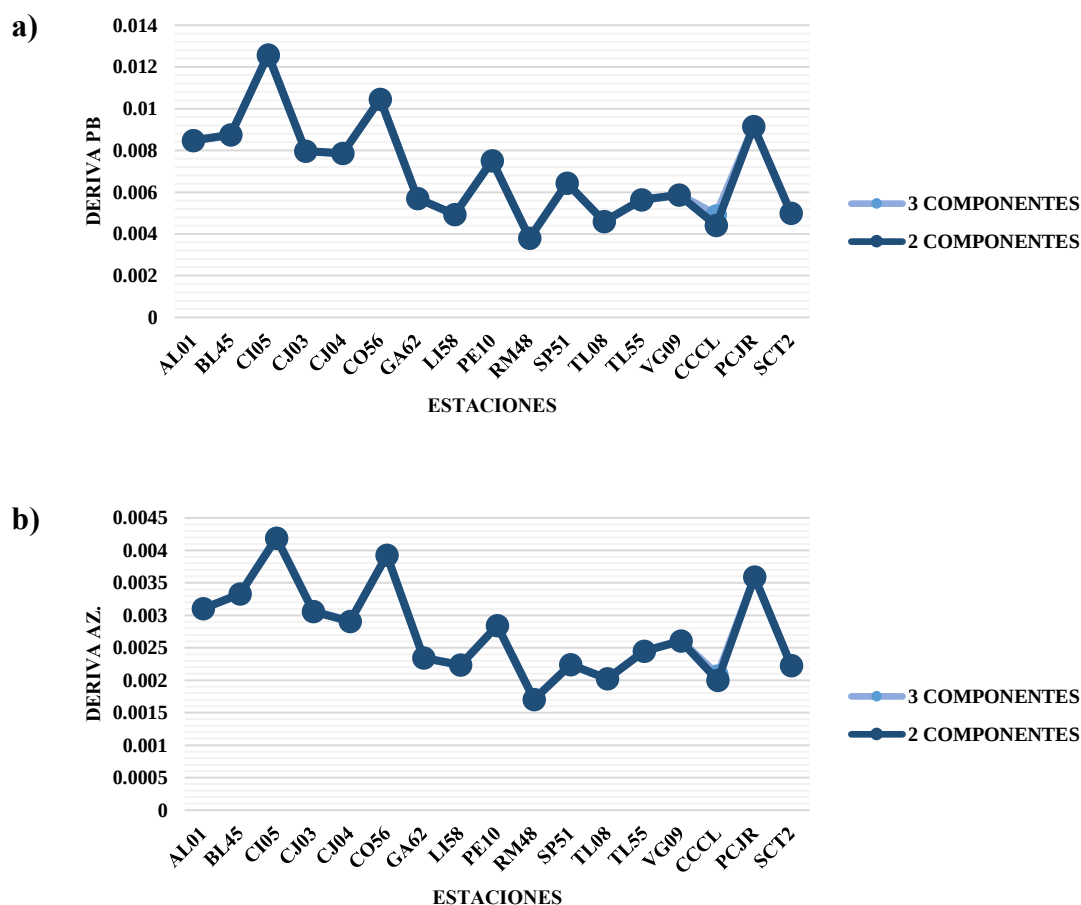
Las columnas interiores, de borde y muros de relleno fueron los elementos que mayor energía disiparon. Los registros CI05 y CO56 generaron la mayor demanda de energía histerética tanto en azotea (Figura VII-67) como en planta baja (Figura VII-68). Respecto a los porcentajes de amplificación, el registro RM48, a pesar de tener energías bastante menores que los mencionados anteriormente, tiene el valor mayor de 2.47%. Los muros de relleno, en promedio, tuvieron el mayor porcentaje de amplificación con un 0.085%.

La principal diferencia entre las fuerzas axiales máximas en columnas de planta baja correspondientes a las máximas derivas en azotea (Figura VII-69) y en planta baja (Figura VII-70) fueron los valores máximo promedio del factor de amplificación en las distintas columnas. En el primer caso se tuvo, para las columnas de borde, un valor de 1.017 y en el segundo caso un valor de 1.012. El valor máximo individual es el mismo en ambos casos, que corresponde a las columnas de borde del registro SP51, con un valor de 1.039.

El registro que tuvo mayor demanda de desplazamientos fue el CI05 (Figura VII-71). Las líneas de tendencia muestran que, debido a que una parte de las oscilaciones ocurren

fuera del eje horizontal, se presentó un desplazamiento permanente de aproximadamente 1.6 cm y un pico máximo de desplazamiento de 4.2 cm.

En la Figura VII-72 se muestran los índices de daño global y local. El registro CI05 presentó los valores máximos de 0.34 y 0.42, respectivamente. De acuerdo con esto, el primer valor se encuentra por debajo del estado de seguridad de vida y el segundo lo excede ligeramente.



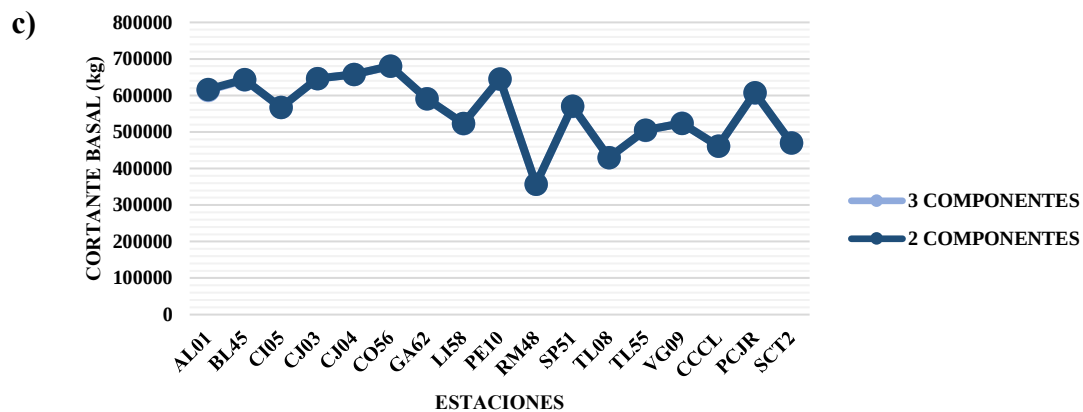
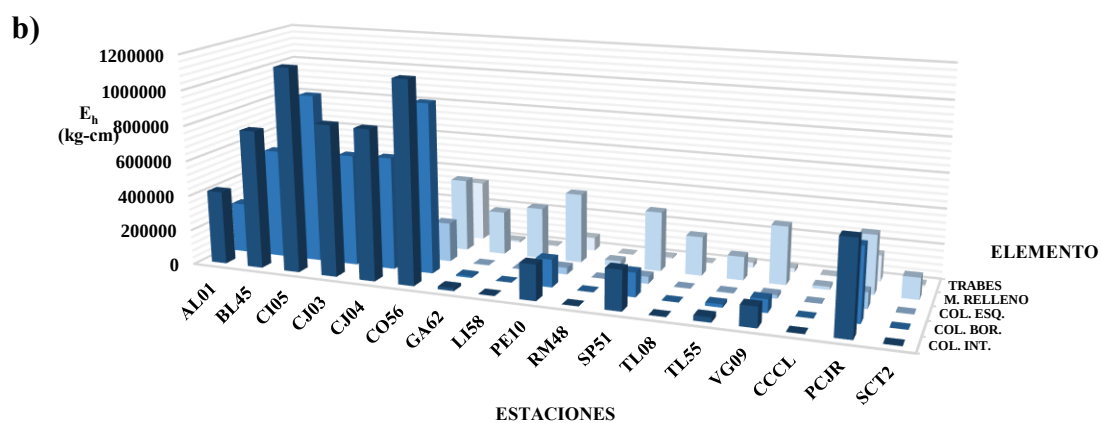
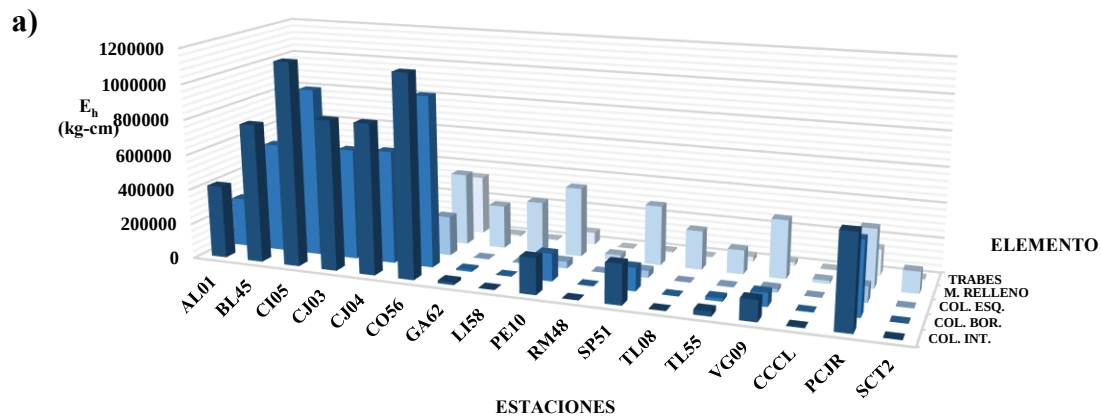


Figura VII-66 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



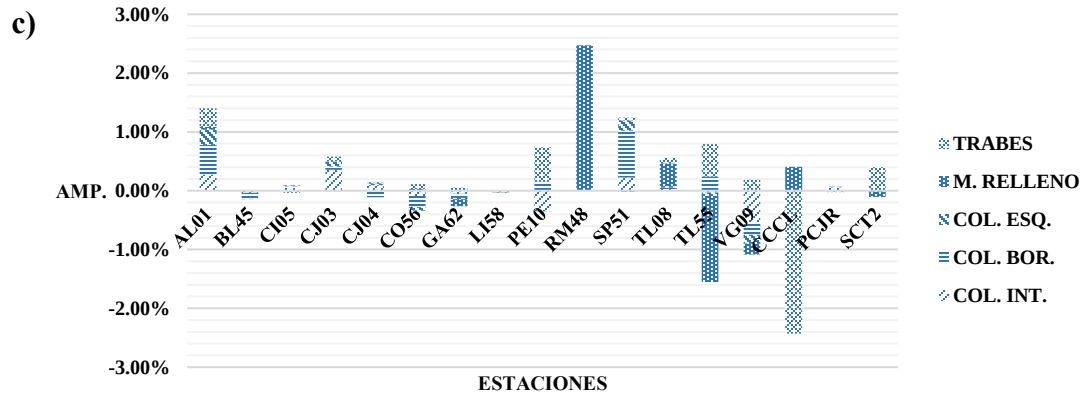
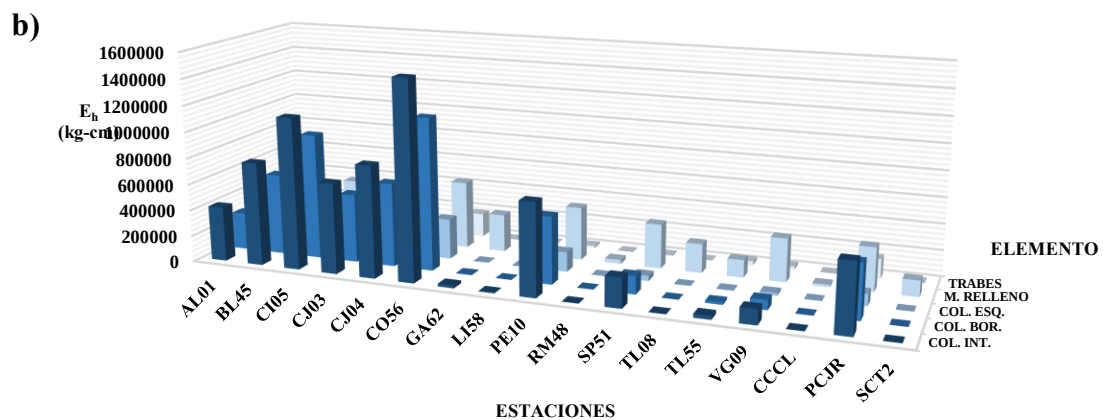
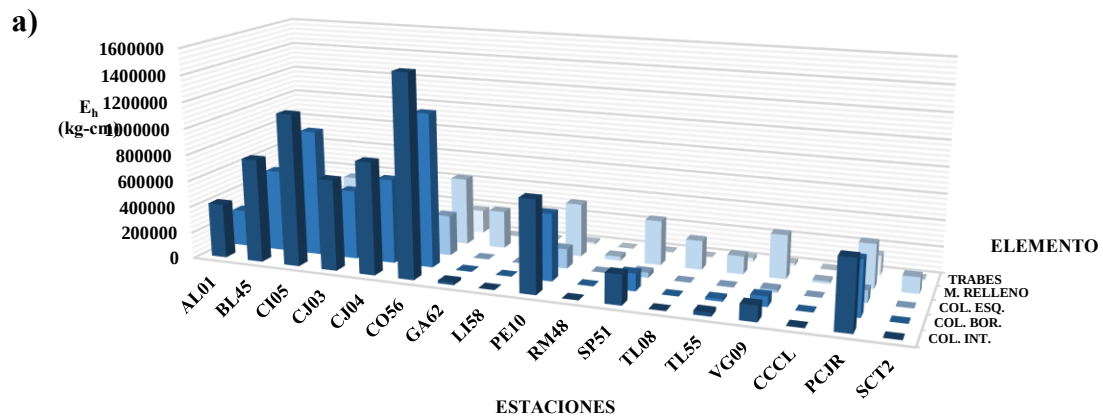


Figura VII-67 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



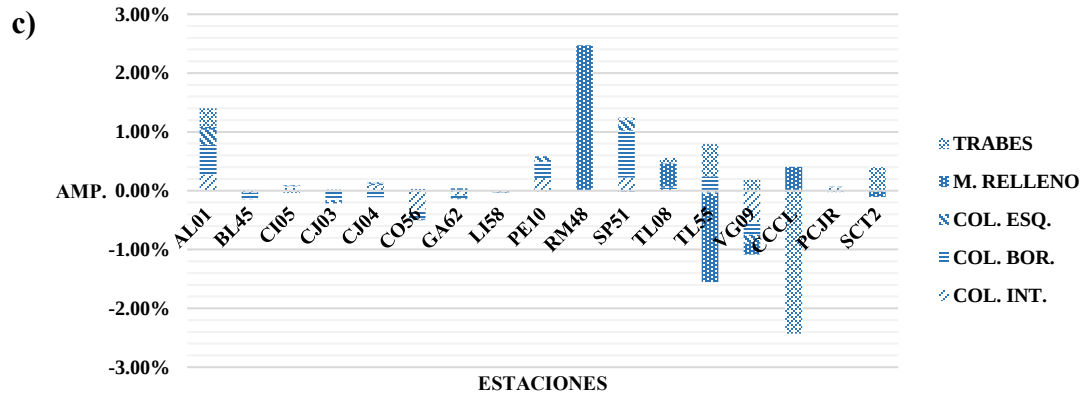
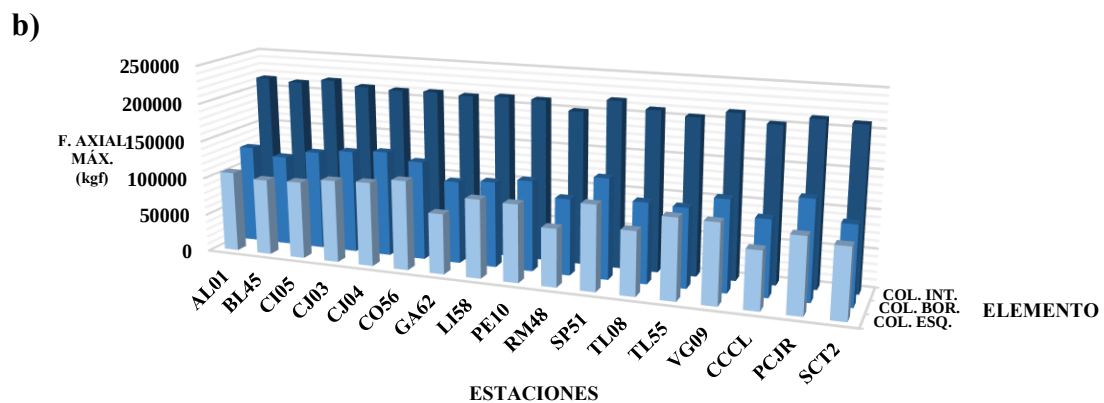
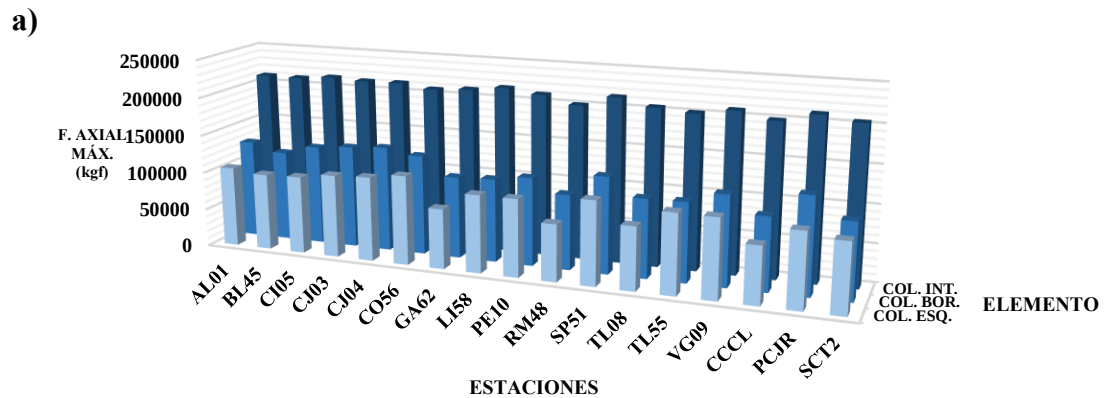


Figura VII-68 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



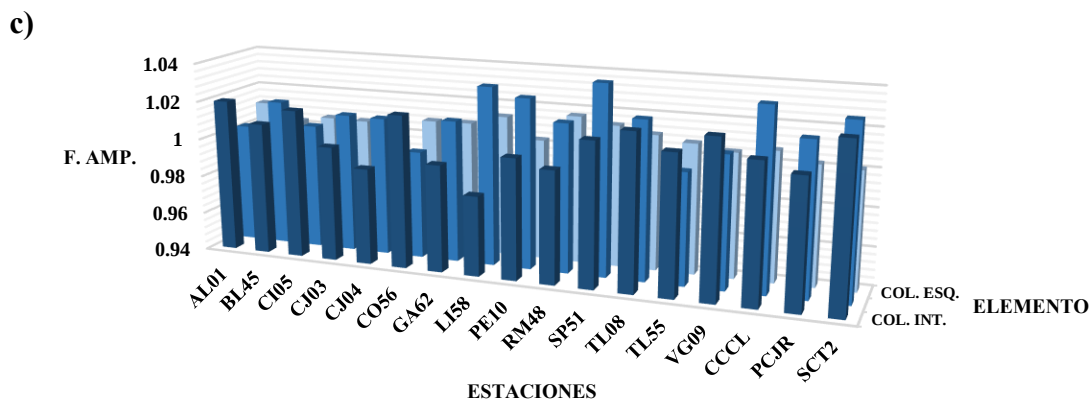
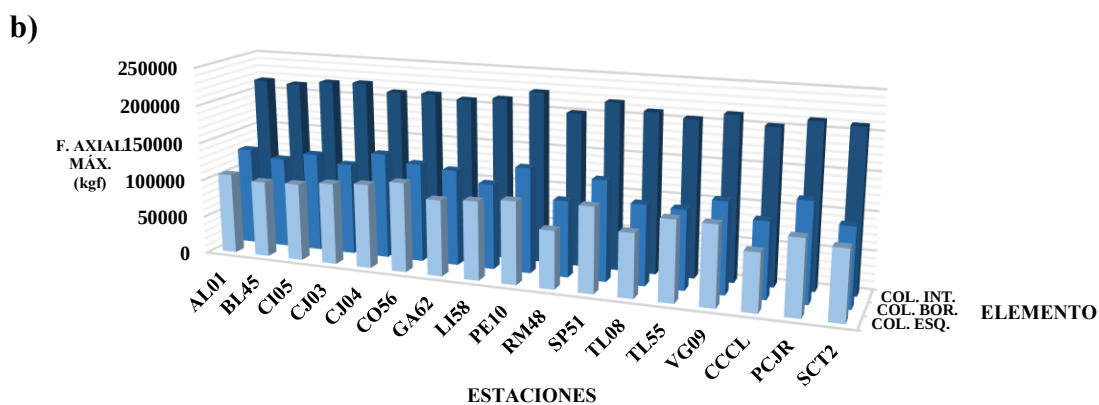
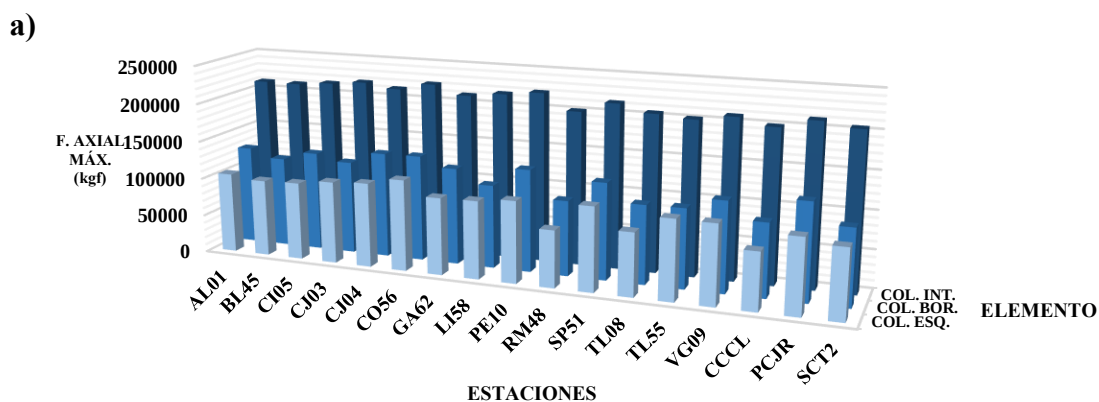


Figura VII-69 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



c)

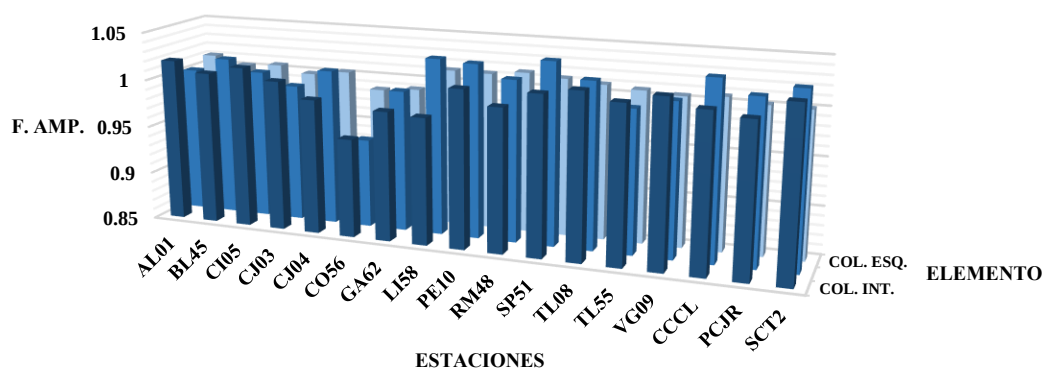
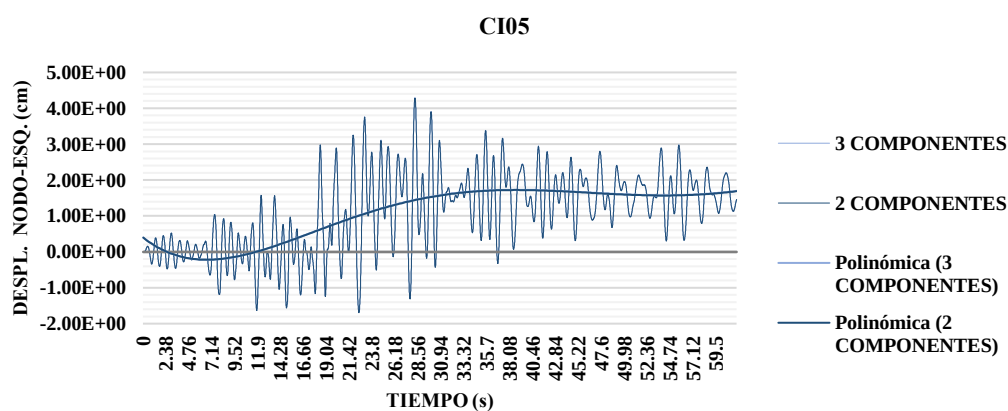
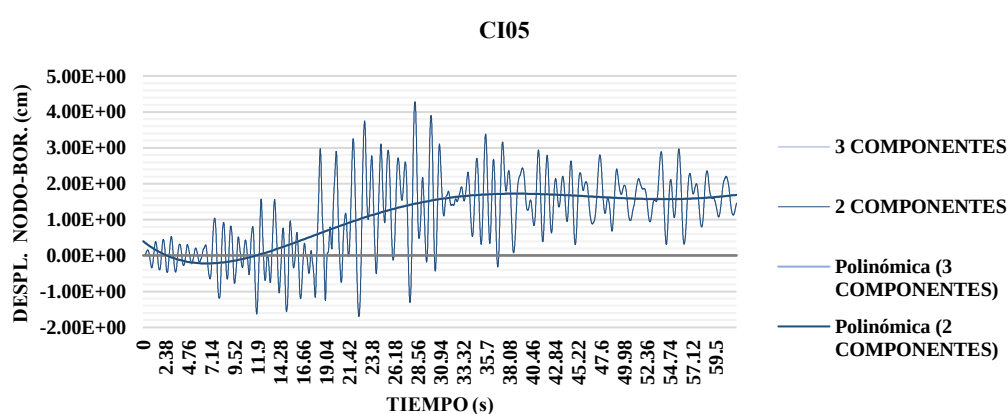


Figura VII-70 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



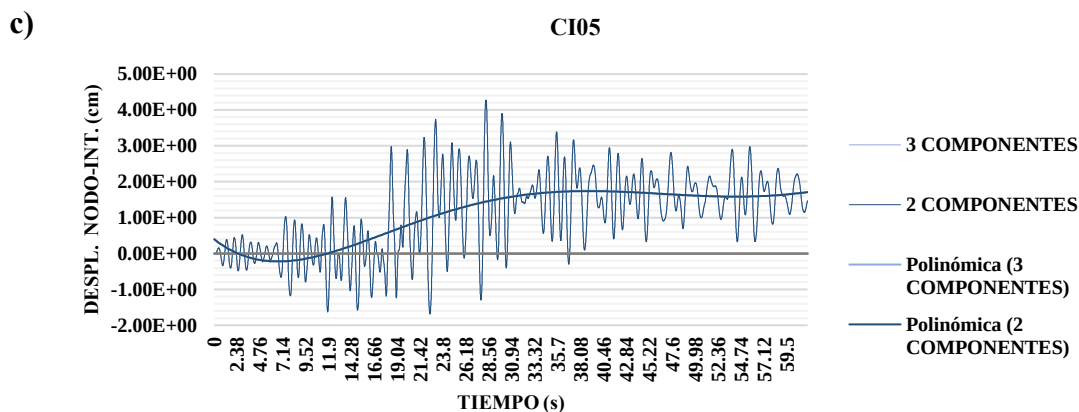


Figura VII-71 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

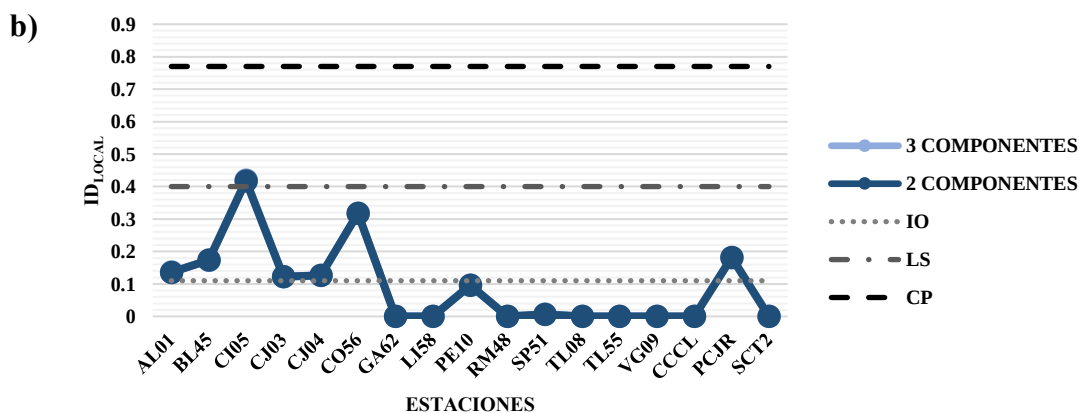
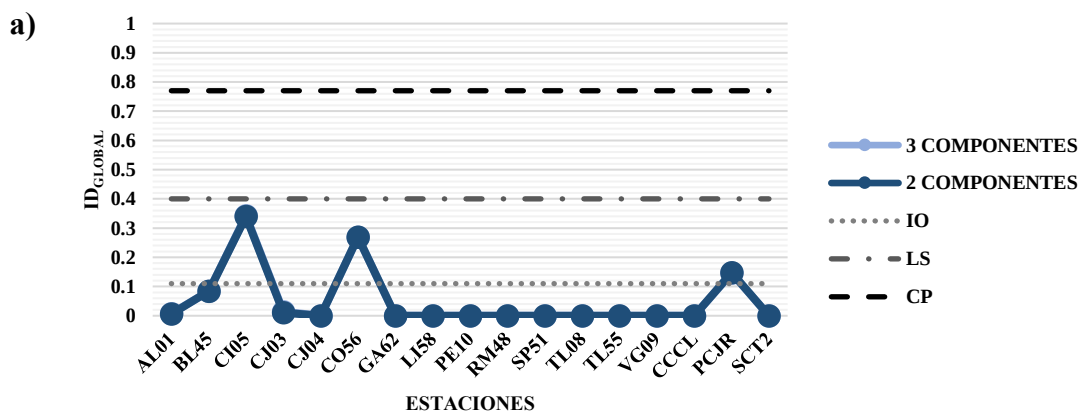


Figura VII-72 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Índice de daño global para dos y tres componentes b) índice de daño local para dos y tres componentes.

7.4.2. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (2017)

Similarmente a la respuesta sísmica de los edificios diseñados con el reglamento vigente en 1976, a continuación, se mencionan algunos resultados generales que se obtuvieron con los análisis no lineales de los edificios diseñados con el reglamento de 2017:

- Las derivas de planta baja y de azotea fueron esencialmente las mismas cuando se considera y se excluye la componente vertical de los modelos.
- Las fuerzas axiales máximas en planta baja se concentran en las columnas interiores para prácticamente todos los registros, seguido por las columnas de borde y por último las de esquina.
- La variación de la historia de desplazamientos de los nodos superiores de las columnas de planta baja es prácticamente nula para los modelos con y sin componente vertical, lo cual es lógico al saber que las derivas tienen valores similares.
- Debido a que la expresión para la obtención del índice de daño es más sensible a los valores de las derivas, resulta prácticamente igual cuando se considera y se excluye la componente vertical de los modelos.
- Las historias de desplazamientos no generan desplazamiento permanentes, por lo que se omite la inclusión de líneas de tendencia en sus respectivas gráficas.
- Los muros de mampostería absorben prácticamente toda la demanda de energía histerética.
- De igual forma, en prácticamente todos los registros se presentan índices de daño global y local nulos, por lo que se omite la inclusión de estas figuras a excepción de que sea necesario.

7.4.2.1. EDIFICIO DE TRES NIVELES

ZONA I

El registro FJ74 produjo las derivas máximas en planta baja y azotea, así como la mayor fuerza cortante en la base, con valores de 0.003, 0.0014 y 462.98 t., respectivamente (Figura VII-73).

A pesar de que el registro FJ74 generó las máximas derivas, la mayor demanda de energía se presentó con el registro CP28, como se observa en la Figura VII-74. Como ya fue mencionado, los muros de mampostería disipan prácticamente todas las demandas de energía histerética. El registro PA34 registró el mayor porcentaje de amplificación V/H con 25.14%, aunque también es el de la menor demanda.

En promedio, el factor de amplificación más elevado se encuentra en las columnas interiores, con 1.096, seguido de las columnas de borde con 1.023 y por último las de esquina con 1.011. El registro PA34 registró en las columnas interiores el factor más grande con 1.14 (Figura VII-75).

La figura VII-76 presenta la historia de variación de la cargas axiales en las columnas de planta baja (esquina, borde e interiores) para el registro FJ74 considerando dos y tres componentes. Las mayores diferencias de amplitud y frecuencia están en las columnas interiores. Al considerar los valores extremos de la cresta y valle de todo el registro, se obtiene la máxima amplitud y al compararla se obtiene un porcentaje de incremento V/H de 82.78%. Es claro que este porcentaje varía en otras zonas con porcentajes de incremento más o menos grandes, pero proporciona una idea del efecto de la componente vertical en la variación de cargas axiales.

La historia de desplazamientos de los nodos muestra que el registro FJ74 generó los mayores desplazamientos de la estructura, con valores máximos alrededor de 1 cm. (Figura VII-77).

Las derivas y demandas de energía histerética, no fueron suficientes para generar daño en la estructura, con índices de daño nulos.

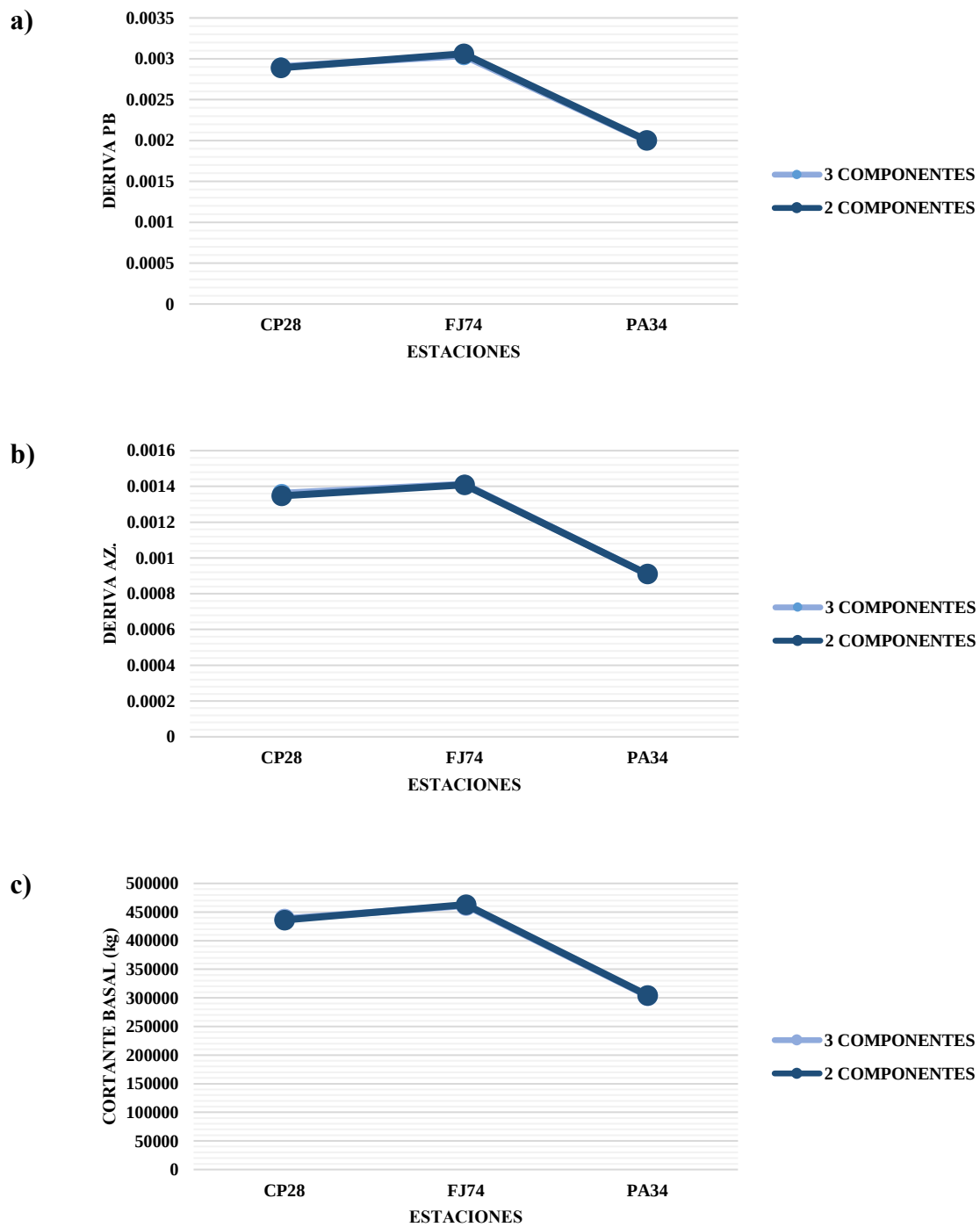
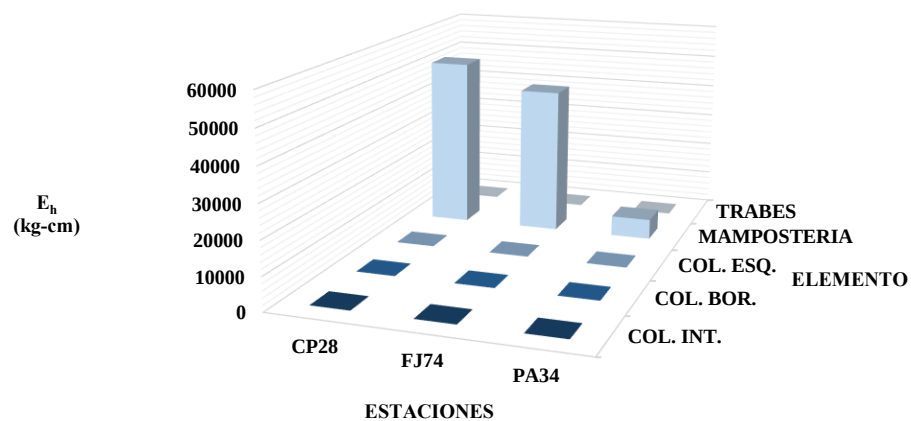
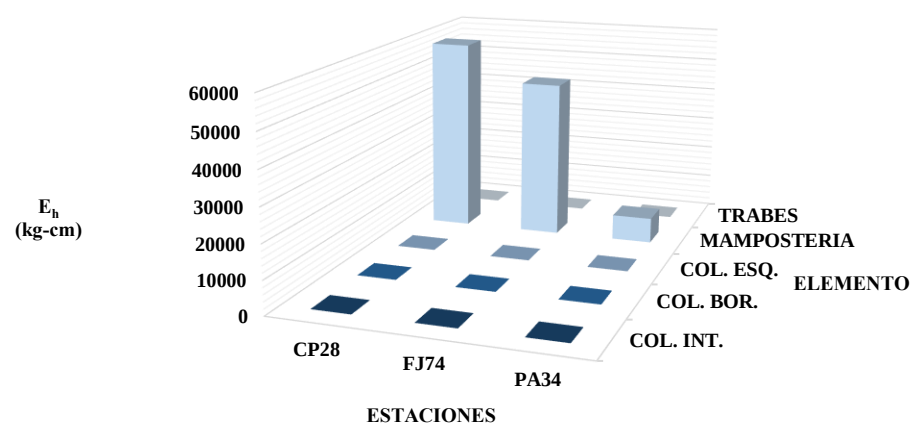


Figura VII-73 Resultados del ADNL para la zona I a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

a)



b)



c)

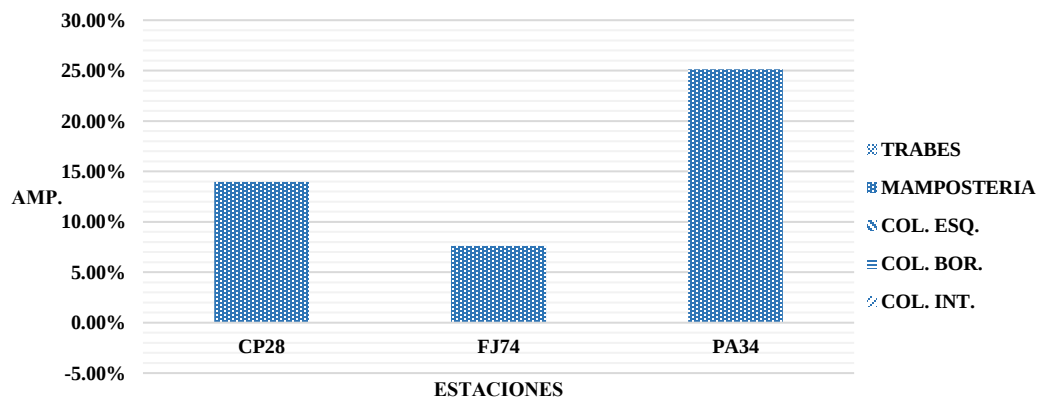
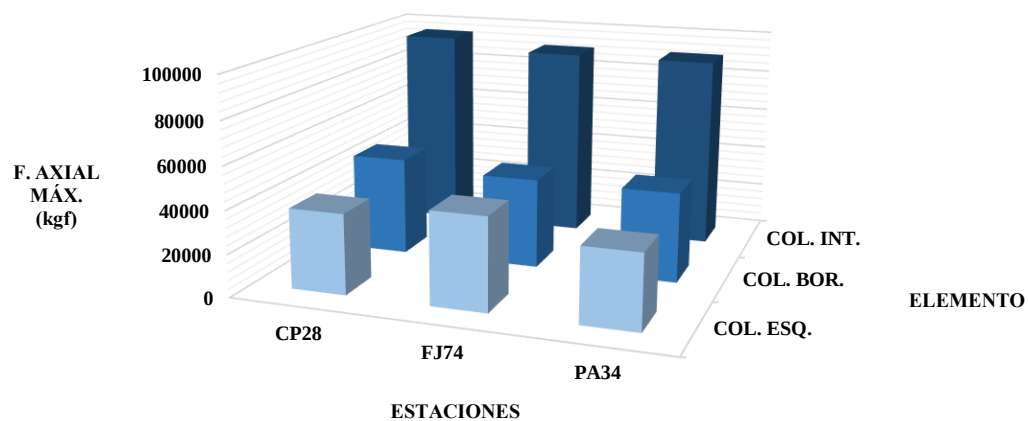
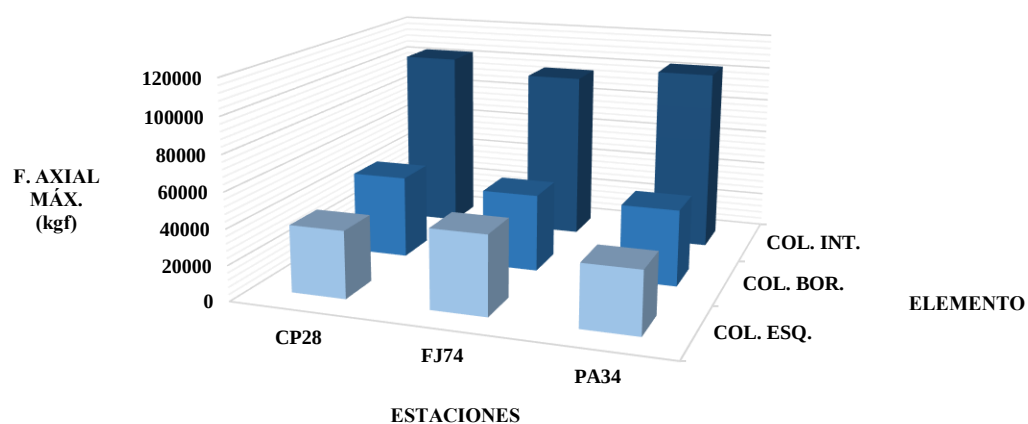


Figura VII-74 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

a)



b)



c)

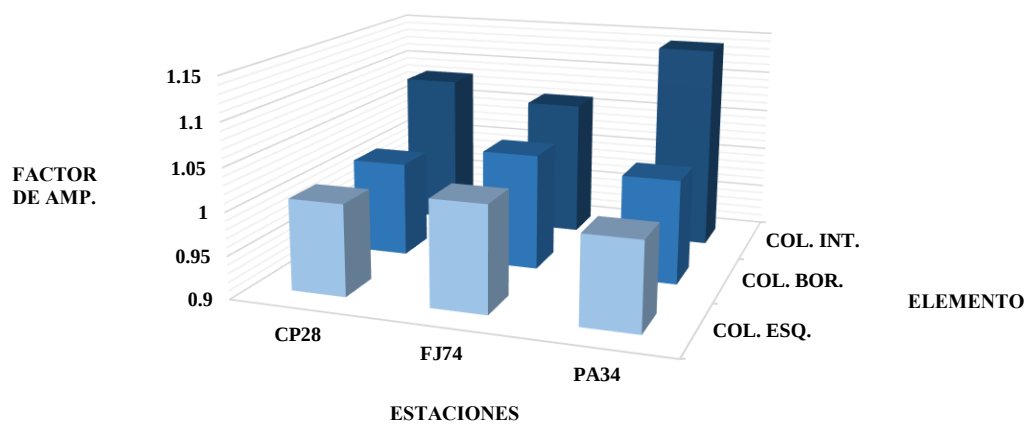


Figura VII-75 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

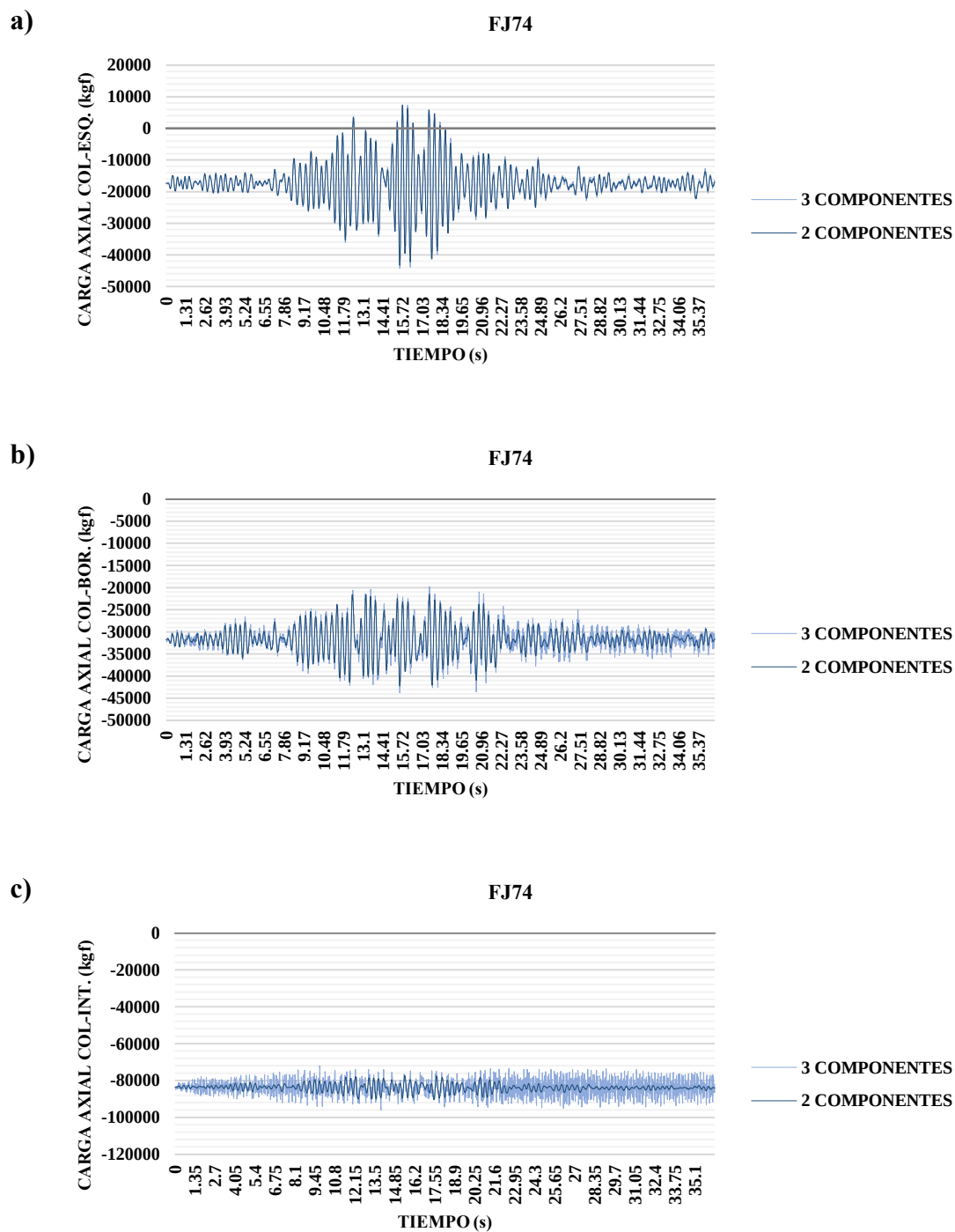


Figura VII-76 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

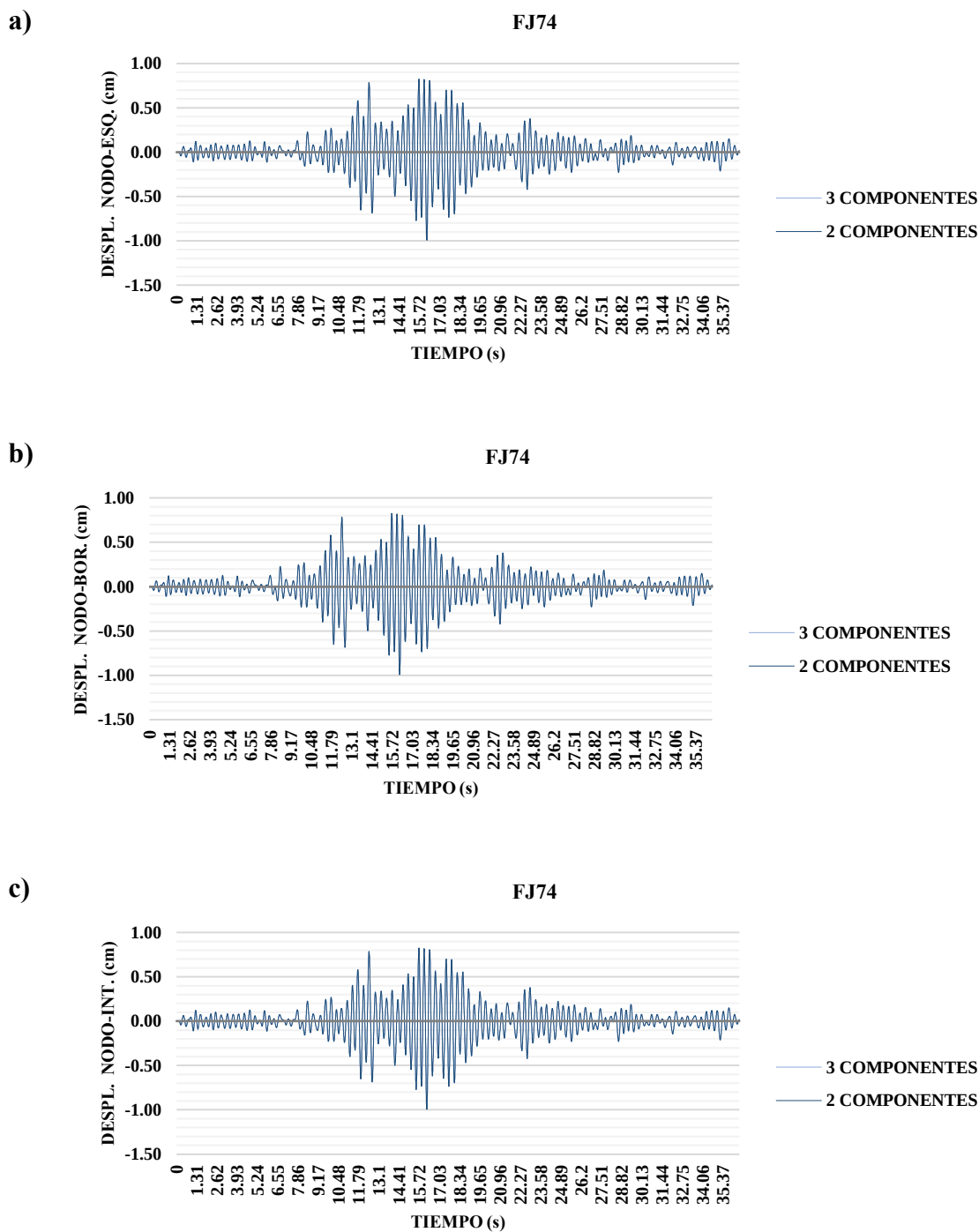


Figura VII-77 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

ZONA II

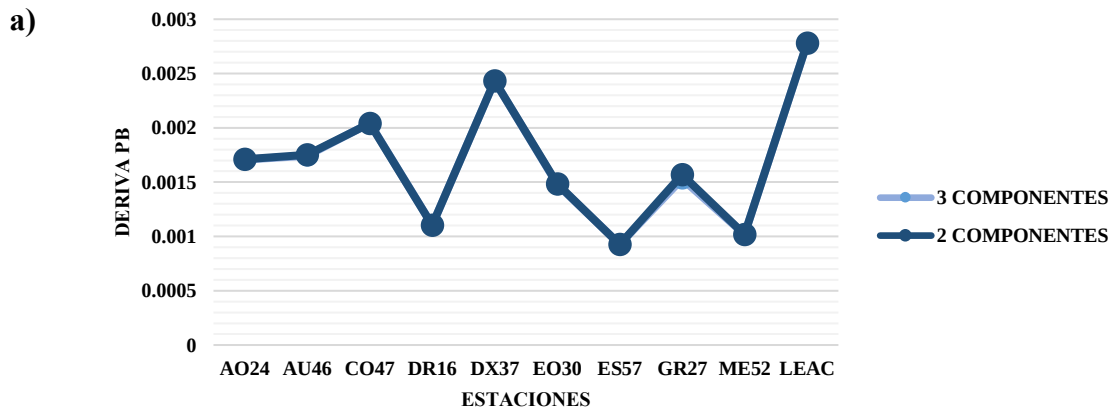
Las gráficas de la Figura VII-78 muestran que los valores máximos corresponden al registro LEAC, con derivas de planta baja y azotea de 0.0028 y 0.0013, respectivamente. Asimismo, la fuerza cortante basal fue de 438.18 t.

Los muros de mampostería del registro LEAC presentan la mayor demanda de energía histerética, seguido por los registros DX37 y CO47. Respecto a los porcentajes de amplificación, los registros ME52 y DR16 tienen los máximos con 103% y 87%, respectivamente (Figura VII-79).

De acuerdo con la Figura VII-80, el promedio de los factores de amplificación máximos de fuerzas axiales en planta baja está en las columnas interiores y de borde, con 1.08 y 1.01, respectivamente.

La figura VII-81 muestra que el porcentaje de amplificación de valores extremos en las historias de cargas axiales es mayor en las columnas interiores, con 166.81%, sobre todo en el intervalo de 2.5-15 segundos.

El desplazamiento máximo que provocó el registro LEAC a la estructura fue de aproximadamente 0.9 cm (Figura VII-82), un valor lo bastante bajo para no generar daño estructural alguno en el edificio, con índices de daño inexistentes.



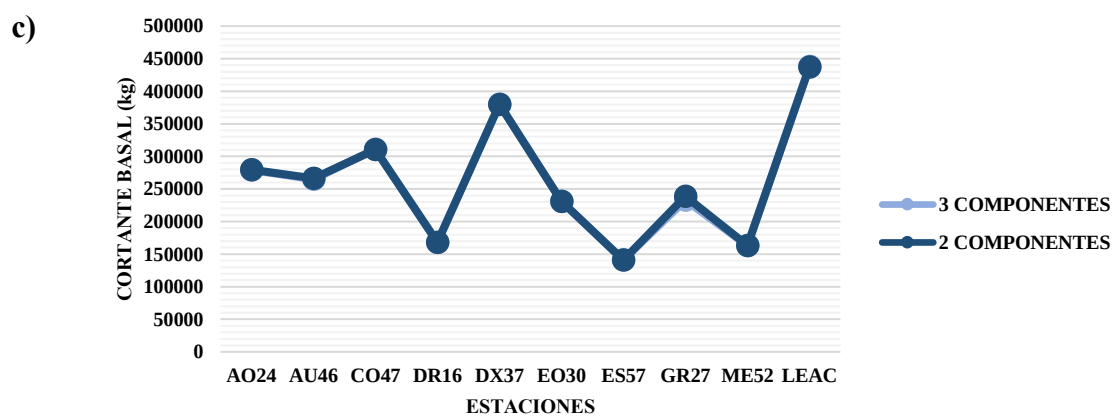
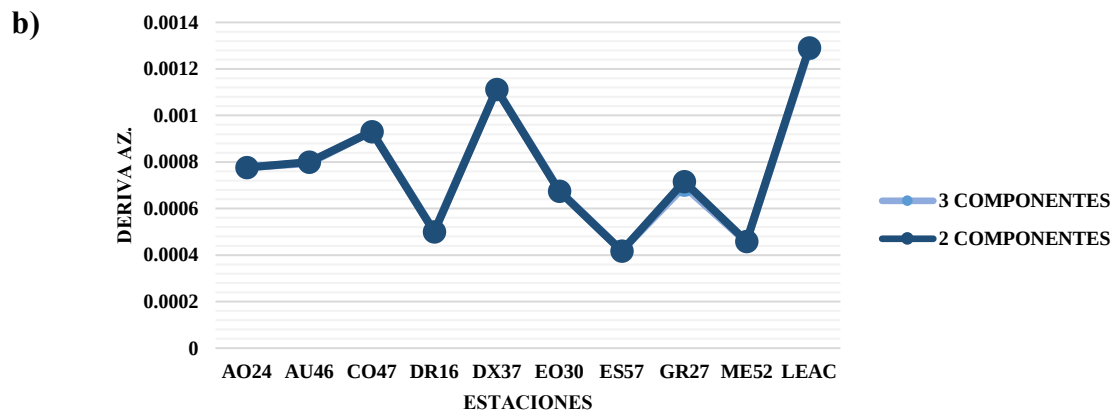
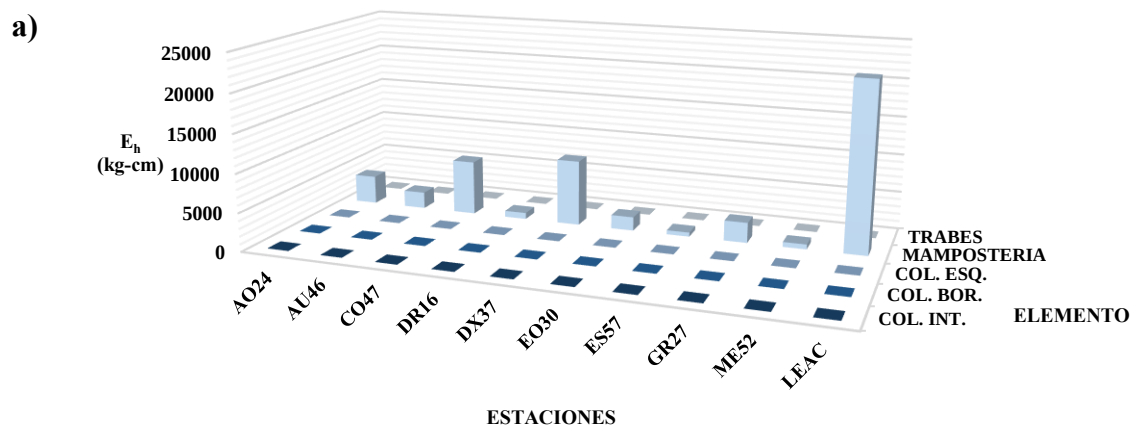


Figura VII-78 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



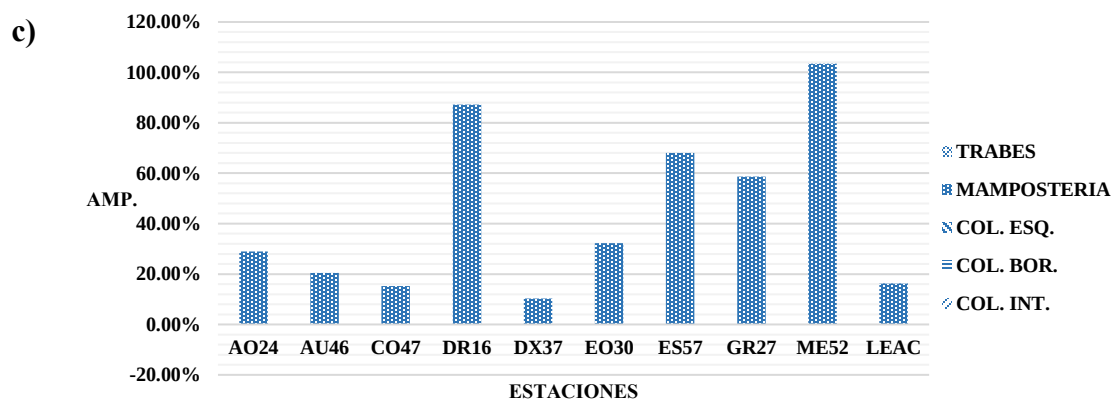
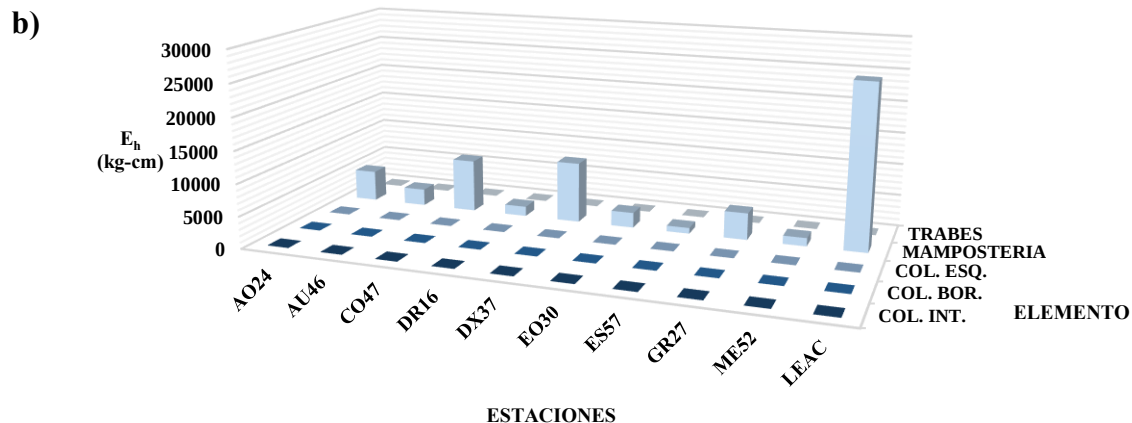
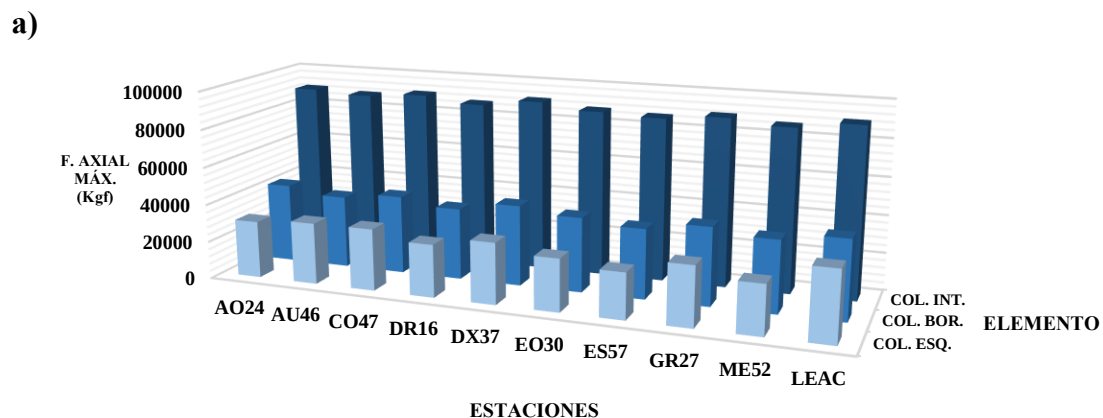
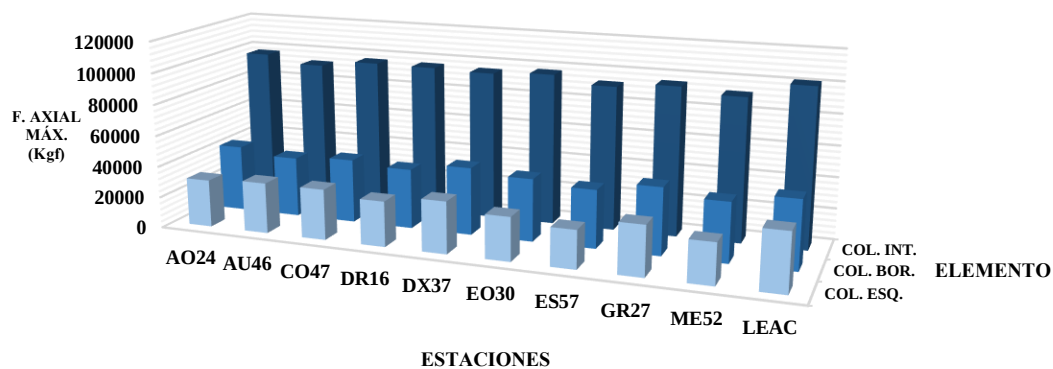


Figura VII-79 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



b)



c)

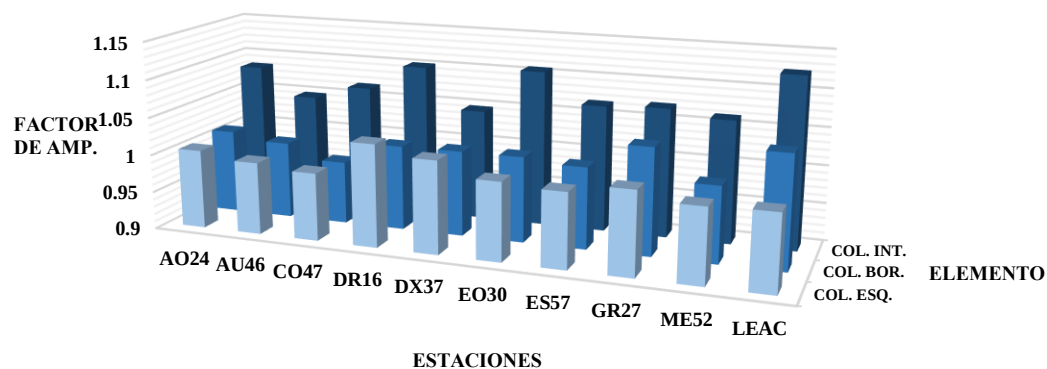
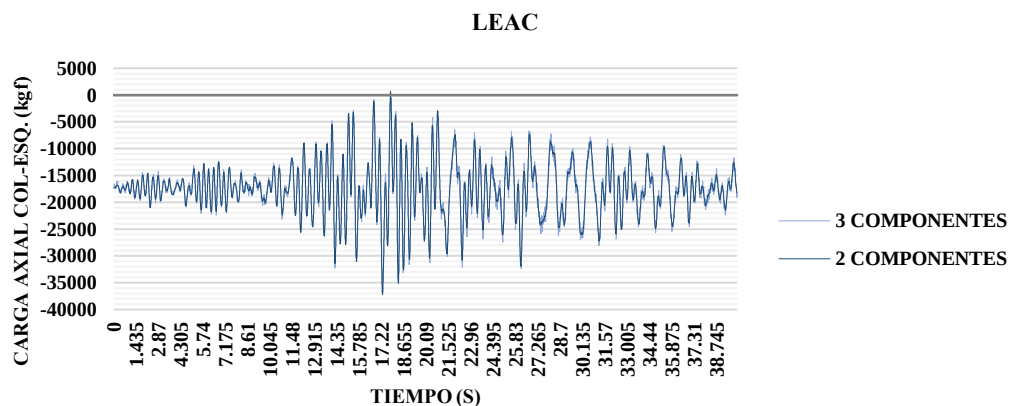


Figura VII-80 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



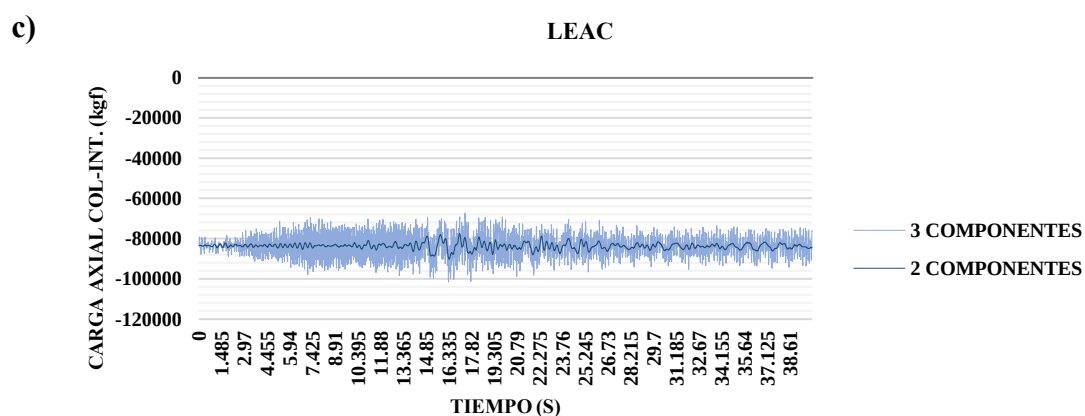
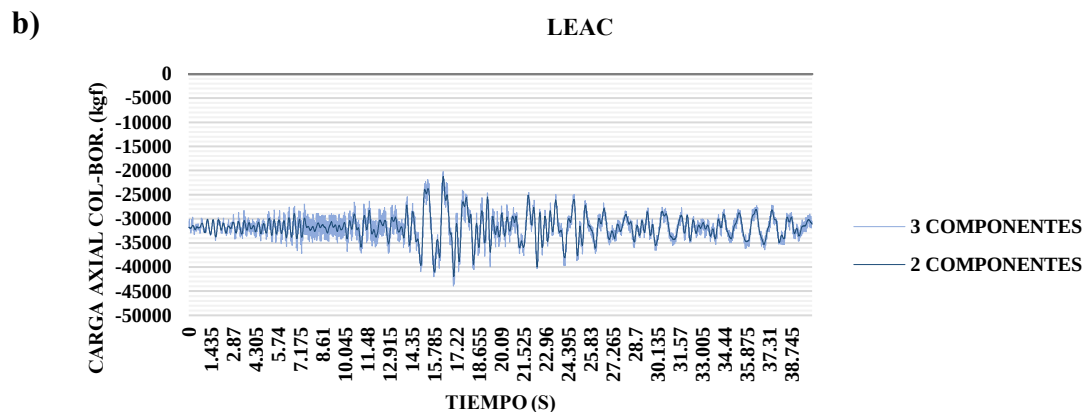
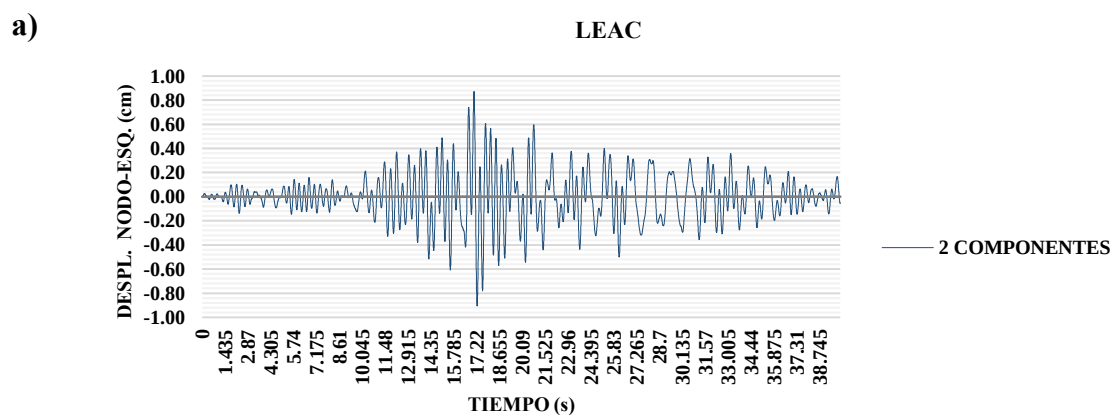


Figura VII-81 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.



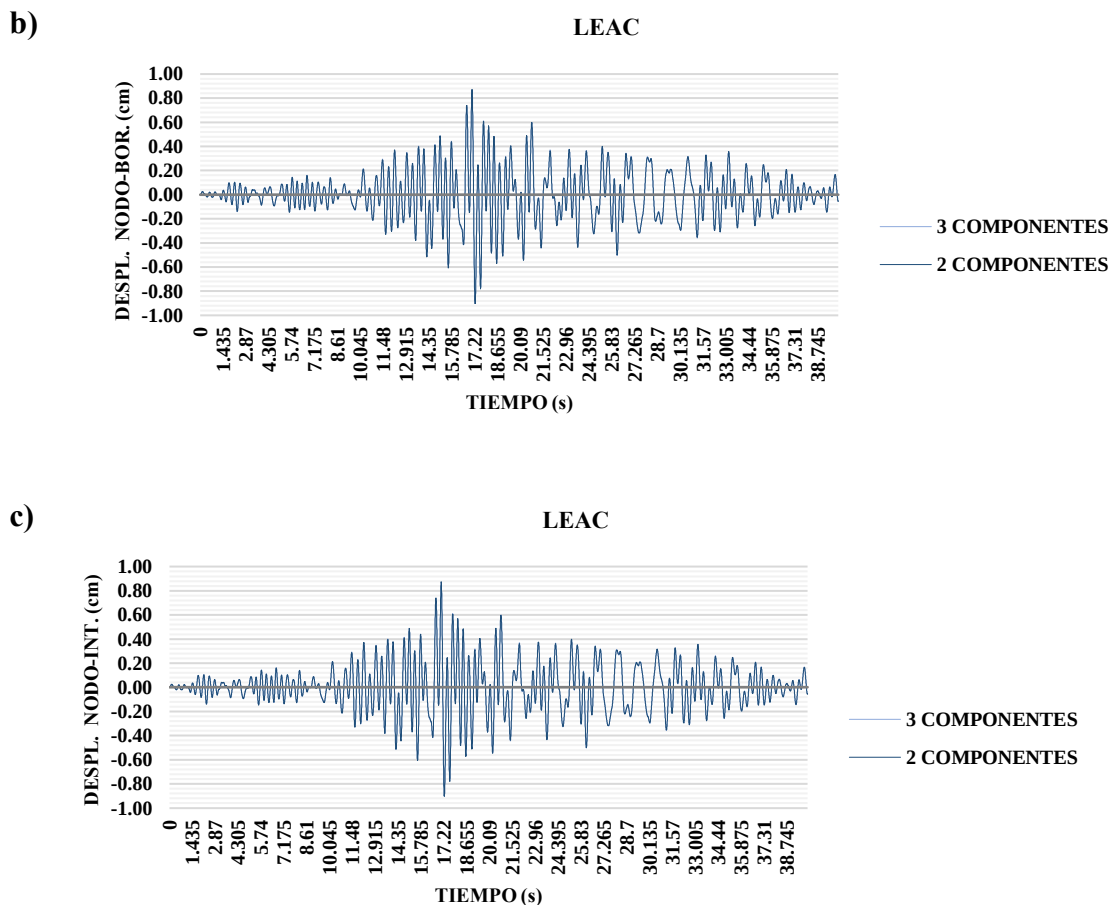


Figura VII-82 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

ZONA IIIa

El registro sísmico JC54 generó las máximas derivas, con 0.0043 en planta baja y 0.0021 en azotea, como se observa en la Figura VII-83. La fuerza cortante máximas en la base se presentaron con el mismo registro, con valor de 632.75 t.

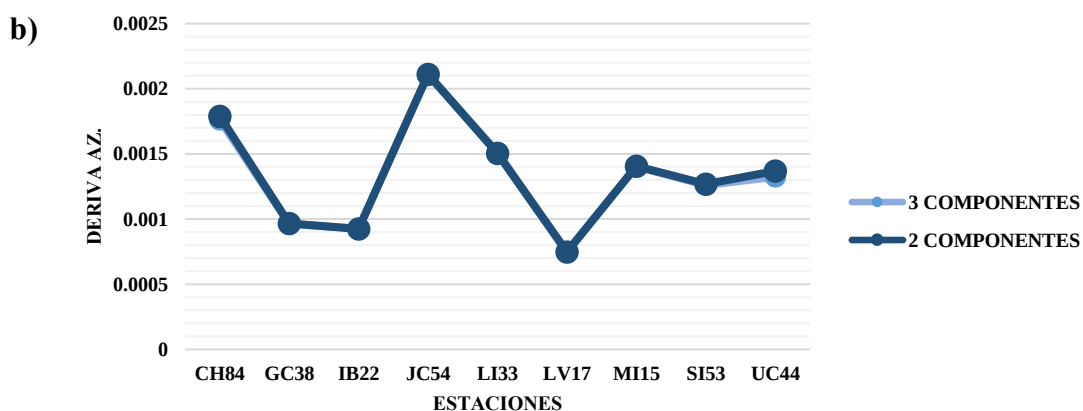
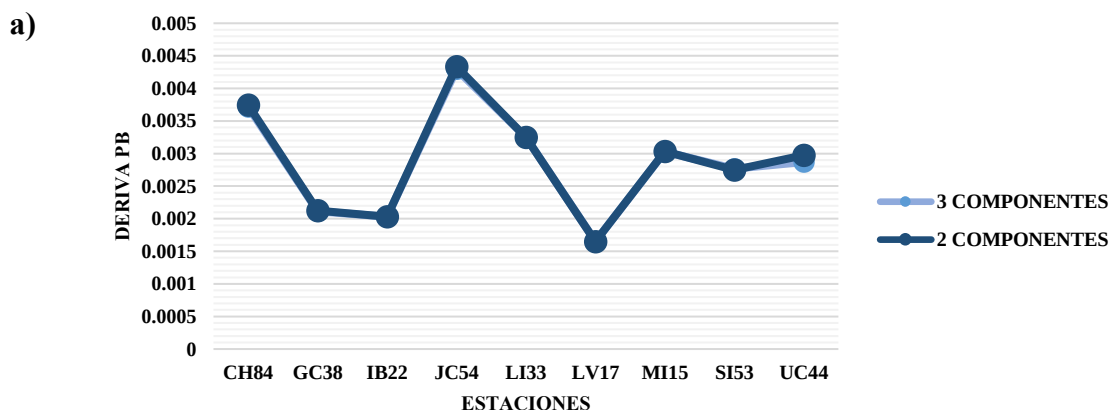
Los muros de mampostería y las trabes contribuyen en prácticamente su totalidad a las demandas de energía. Los registros JC54 y CH84 poseen las mayores demandas. A pesar de ello, son justamente los registros con el menor porcentaje de amplificación, siendo el registro LV17, con 42%, el de mayor porcentaje (Figura VII-84).

La Figura VII-85 contiene las fuerzas axiales de las columnas en planta baja para dos y tres componentes, donde en comparación, el factor promedio de amplificación máxima está en las columnas interiores con 1.08. Las columnas de esquina del registro MI15 se encuentra el factor máximo con un valor de 1.13.

Las amplificaciones de frecuencia y amplitud en las columnas interiores del registro JC54 se ubican fuera del intervalo de 14-21 segundos. El porcentaje de amplificación de valores extremos es de 34.72% (Figura VII-86).

Las historias de desplazamientos en los nodos superiores de las columnas de planta baja ocasionados por el registro JC54 (Figura VII-87) no muestran que existan desviaciones de las oscilaciones respecto al eje horizontal, con un valor pico de 1.37 cm.

Los registros JC54 y CH84 son los únicos con índices de daño local, siendo este último registro el mayor con valor de 1.3 (Figura VII-88), representando un daño moderado de la estructura. Los índices de daño global son nulos en toda la zona.



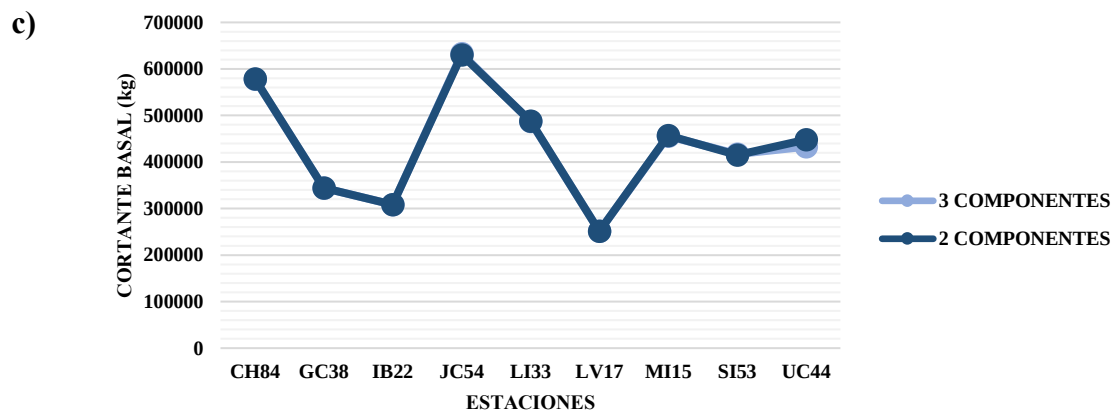
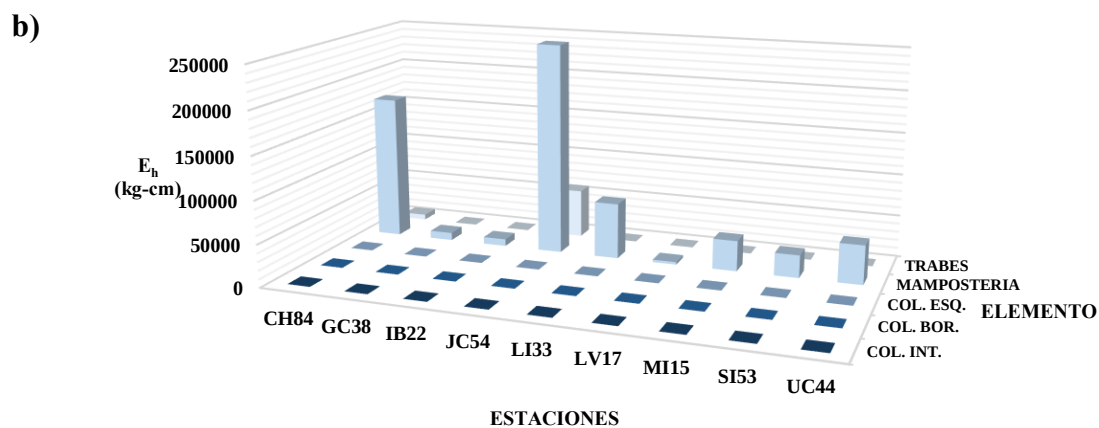
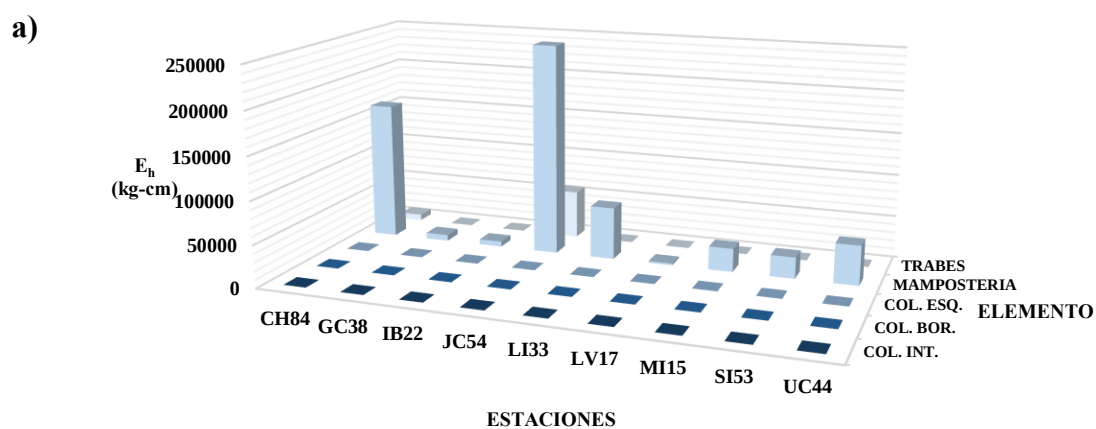


Figura VII-83 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



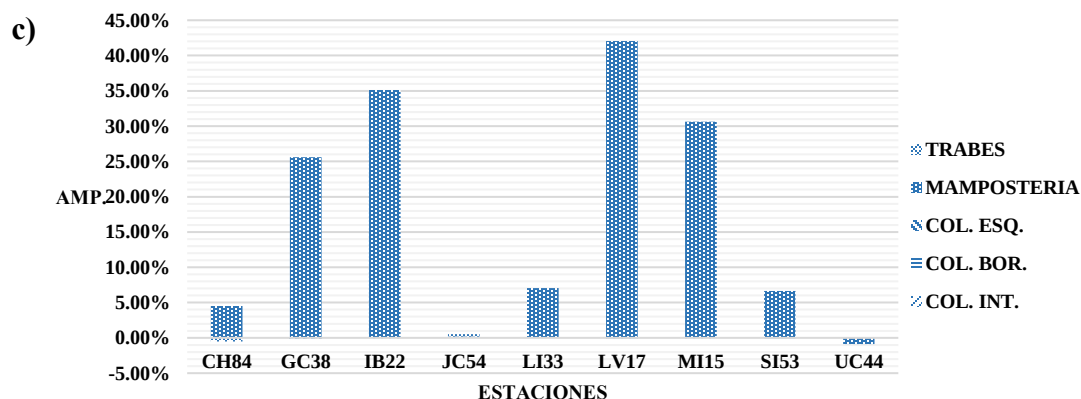
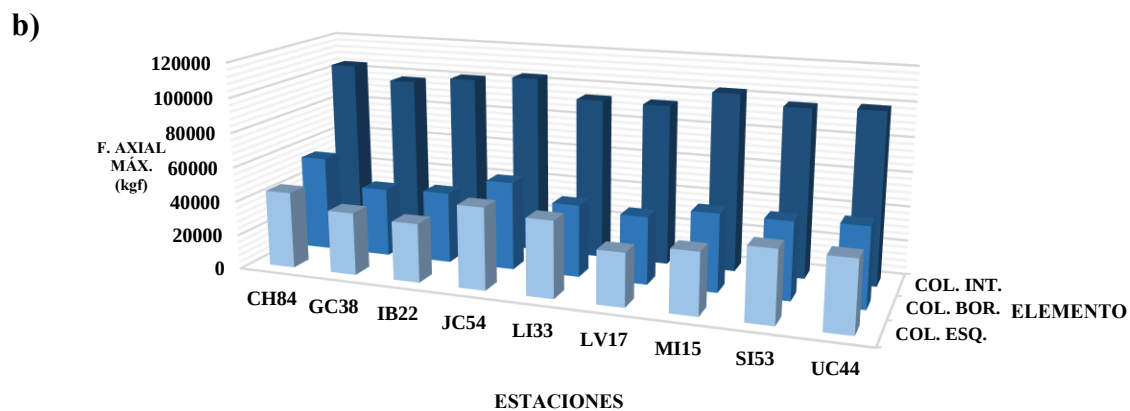
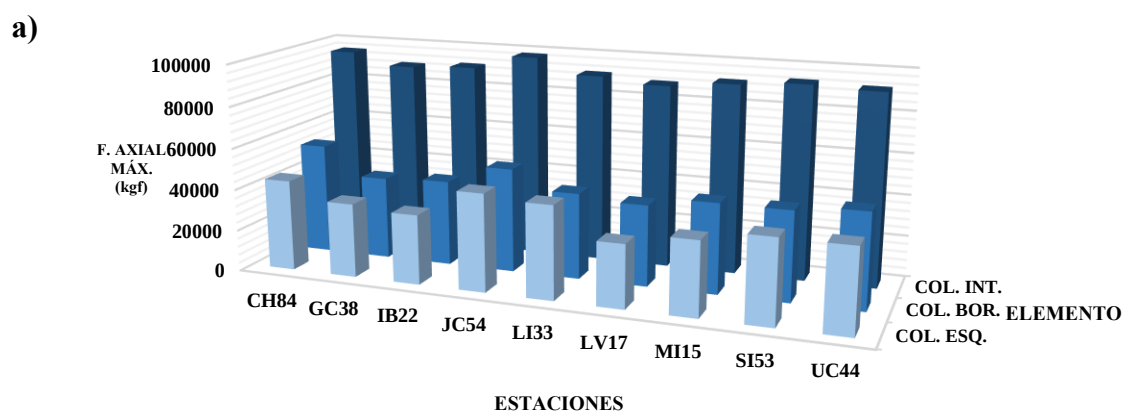


Figura VII-84 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



c)

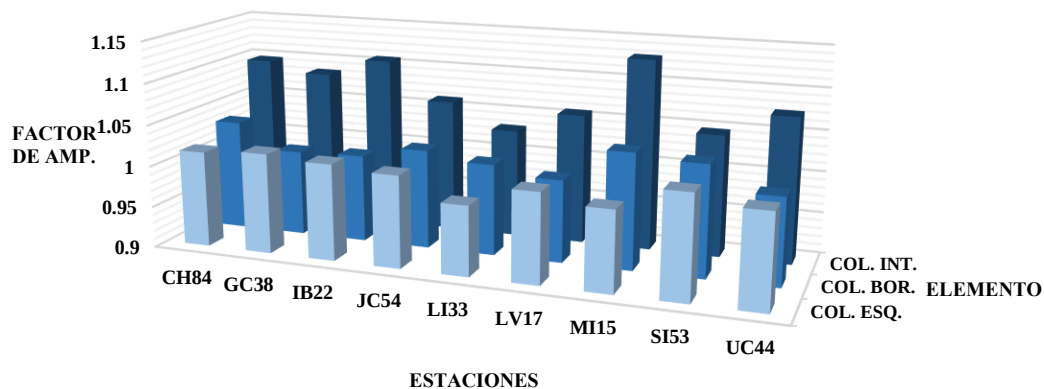
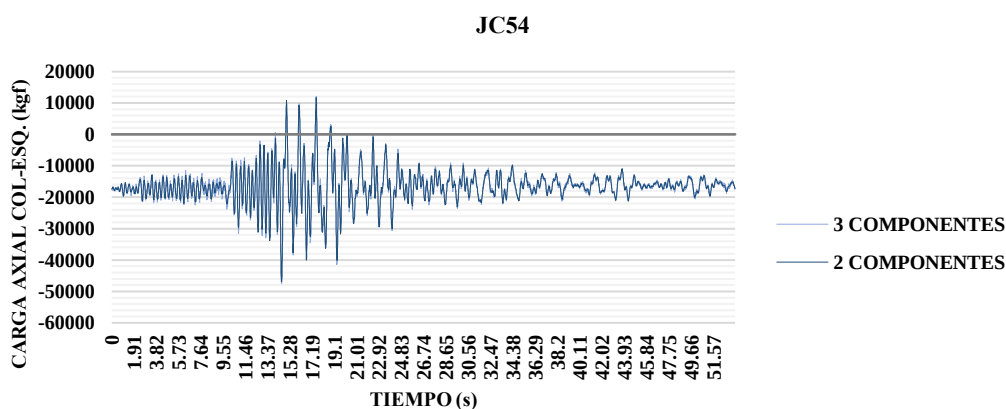
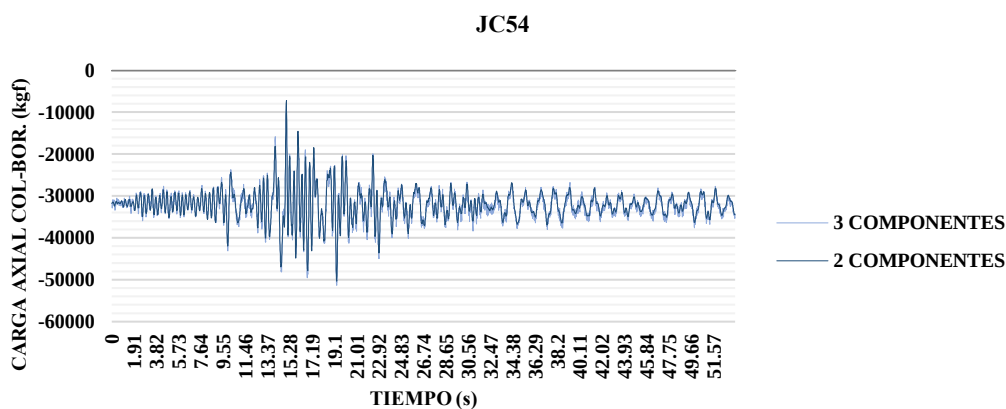


Figura VII-85 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



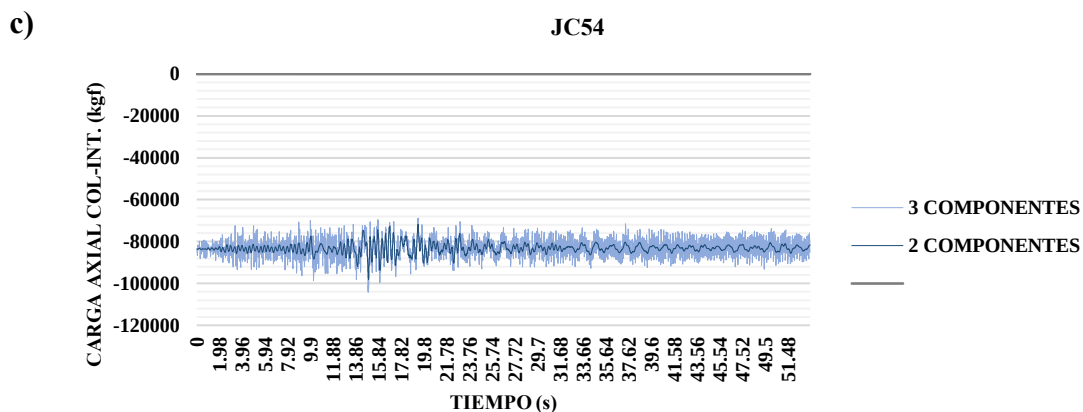
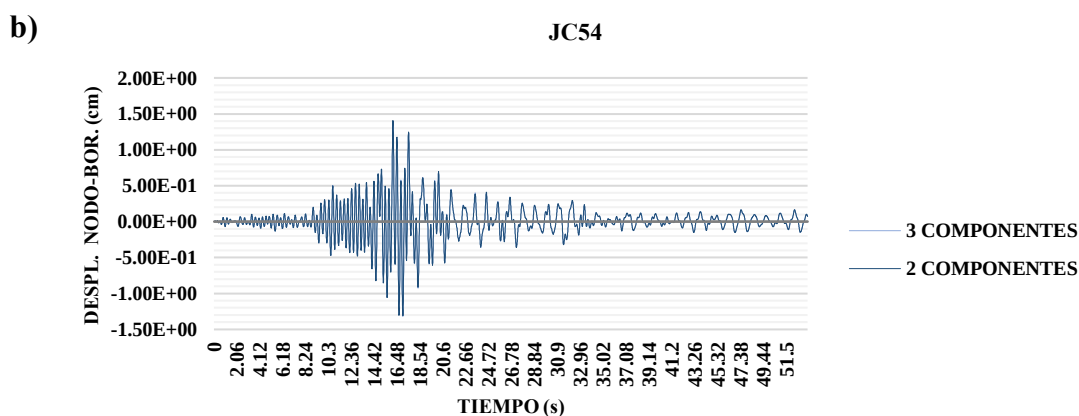
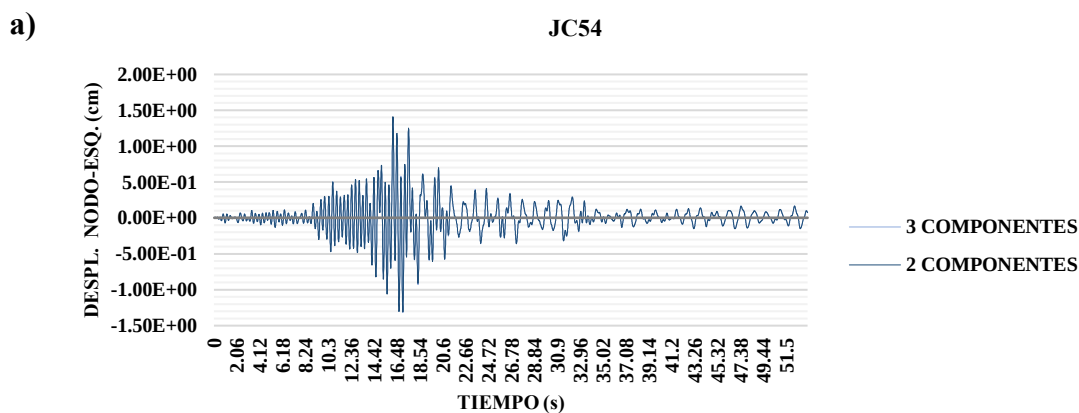


Figura VII-86 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.



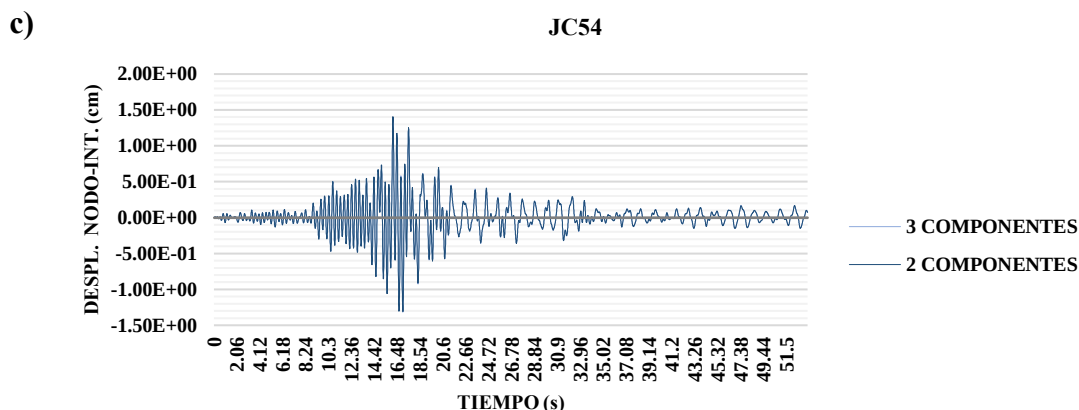


Figura VII-87 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

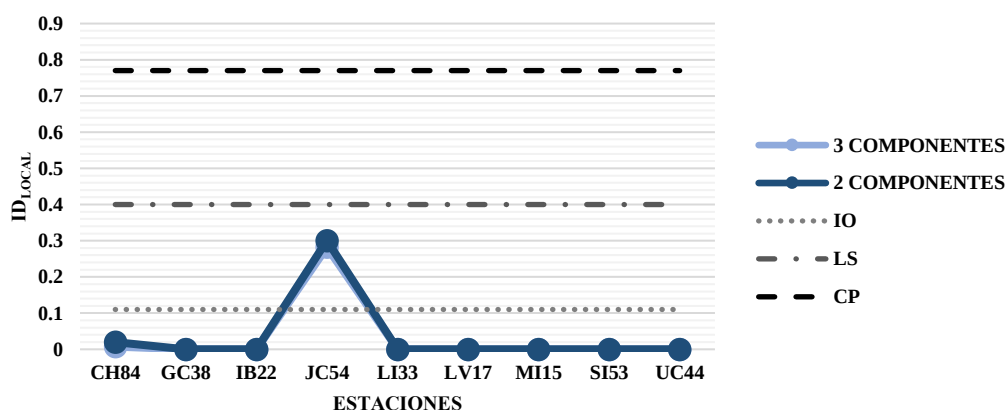


Figura VII-88 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIa. Índice de daño local para dos y tres componentes.

ZONA IIIb

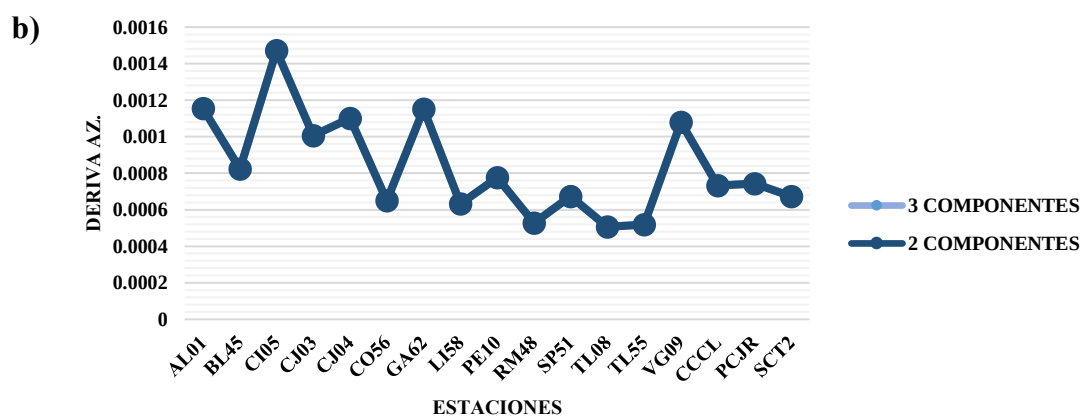
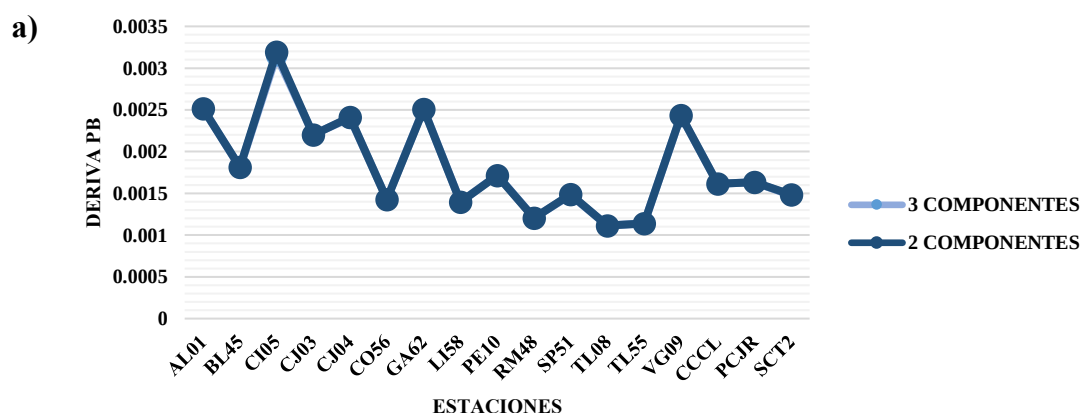
En la Figura VII-89 se observa que las mayores derivas y fuerzas cortantes en la base se produjeron con el registro CI05, con una deriva en planta baja de 0.0032, global de 0.0015 y cortante basal de 497.46 t.

Las cantidades más grandes de demanda de energía las posee el registro CI05 (Figura VII-90) y a su vez el menor porcentaje de amplificación. El porcentaje máximo se encuentra en los registros TL55 y TL08 con un 175% y 160%, respectivamente.

El factor de amplificación V/H más grande se presentó en promedio, como en las zonas anteriores, en las columnas interiores con un valor de 1.07 y en particular con el registro RM48, con valor de 1.14 (Figura VII-91).

El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima para el registro CI05 fue de 83.88% (Figura VII-92). Se observa que este valor se incrementa sobre todo después del segundo 25.

La historia de desplazamientos es esencialmente igual para el registro CI05 y no presentan desplazamientos permanentes; el pico se encuentra alrededor de 1 cm (Figura VII-93). De la misma forma que la mayoría de registros, en esta zona solo existen valores nulos de los índices de daño.



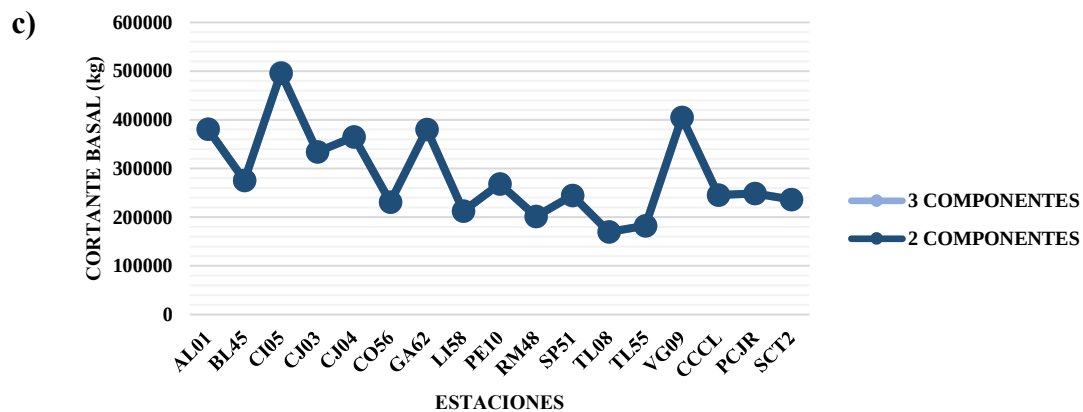
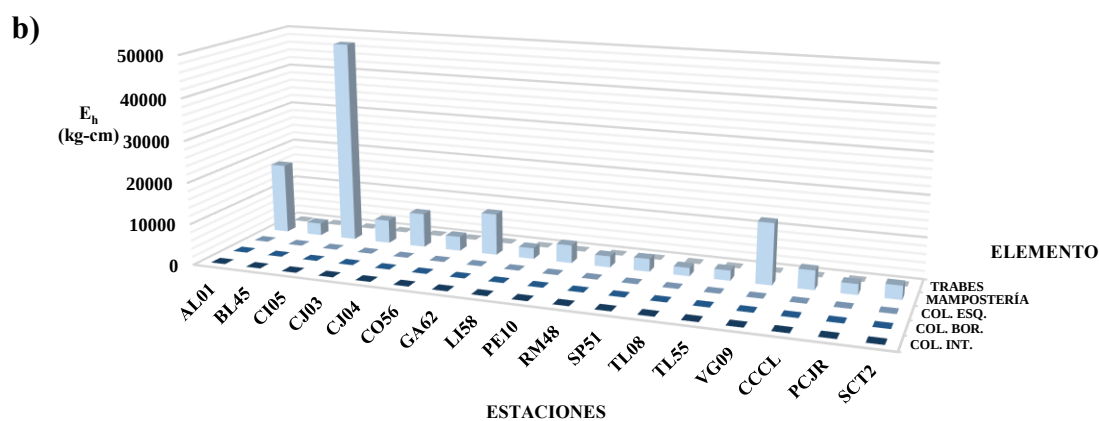
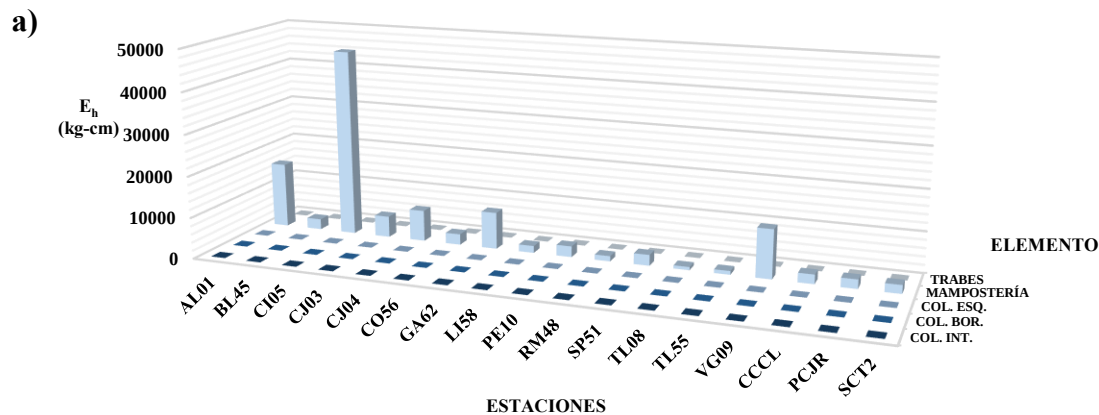


Figura VII-89 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



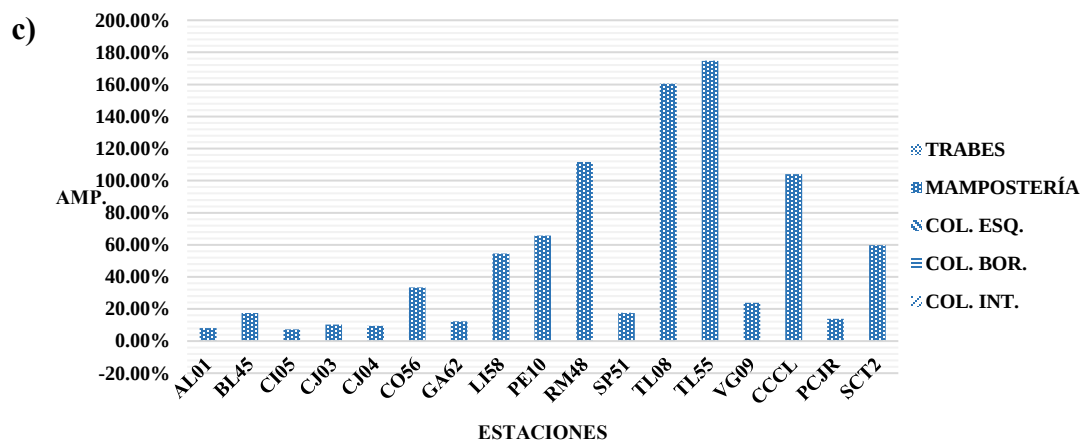
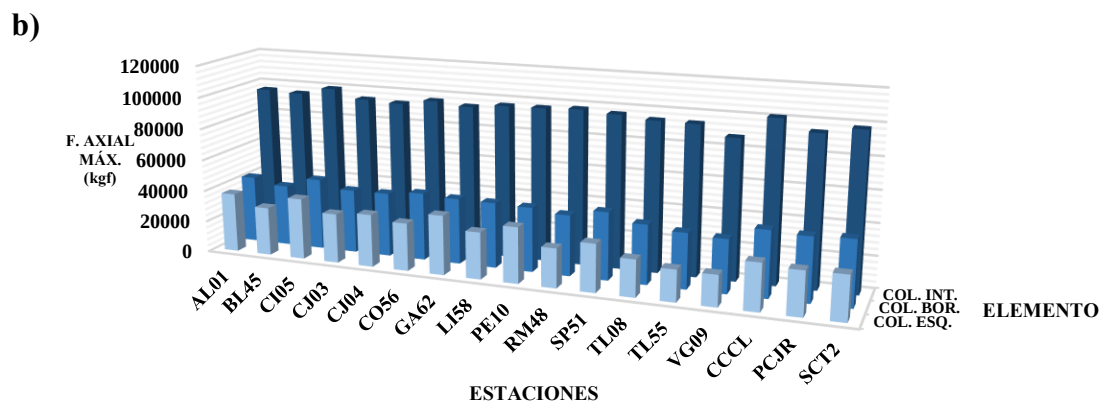
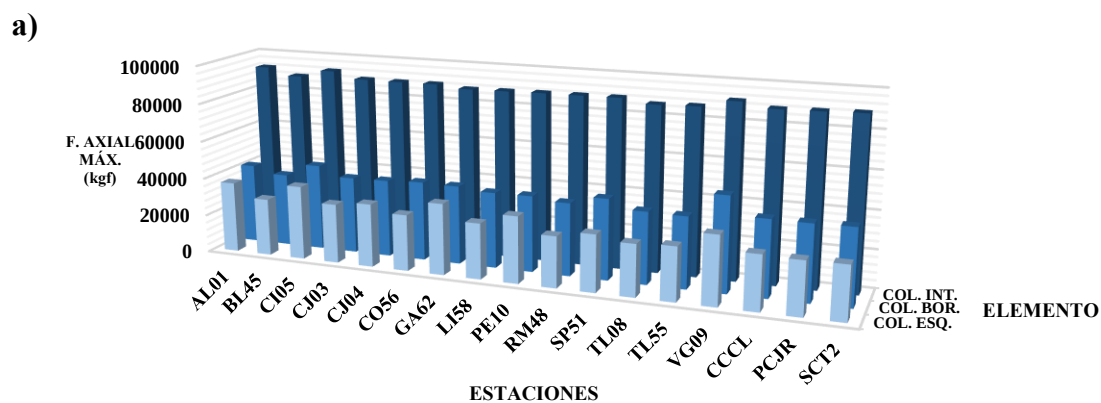


Figura VII-90 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



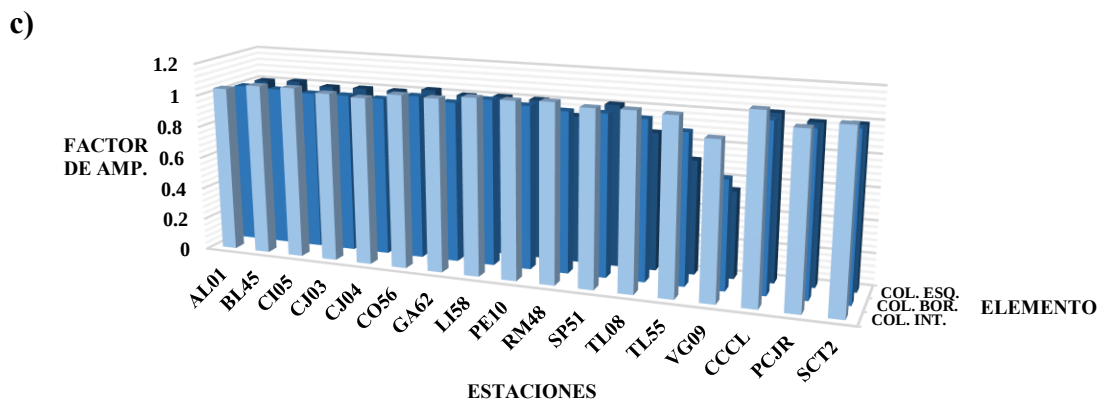
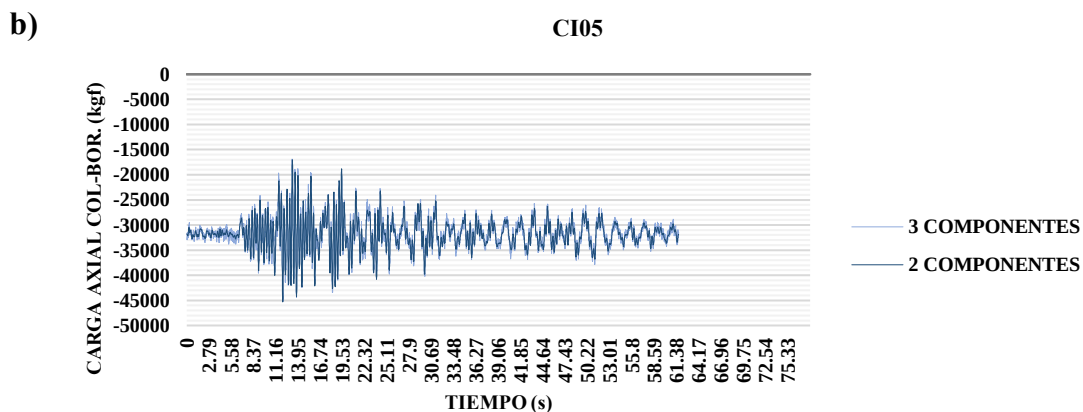
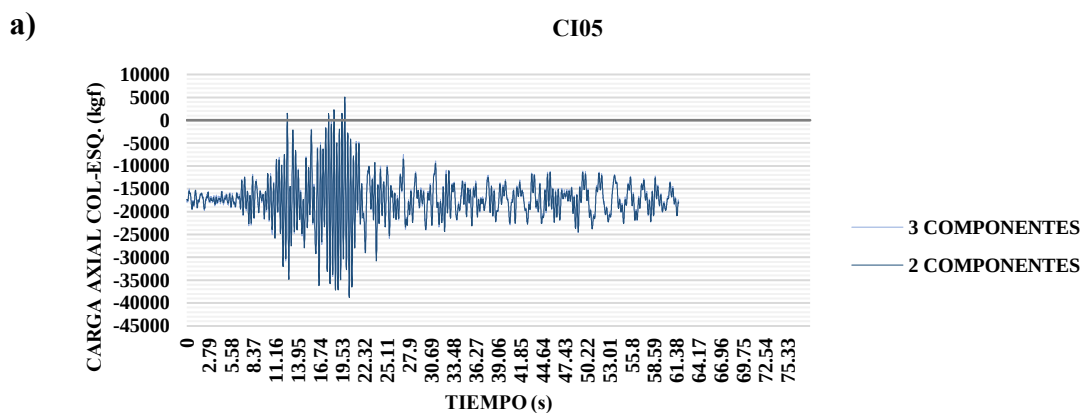


Figura VII-91 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



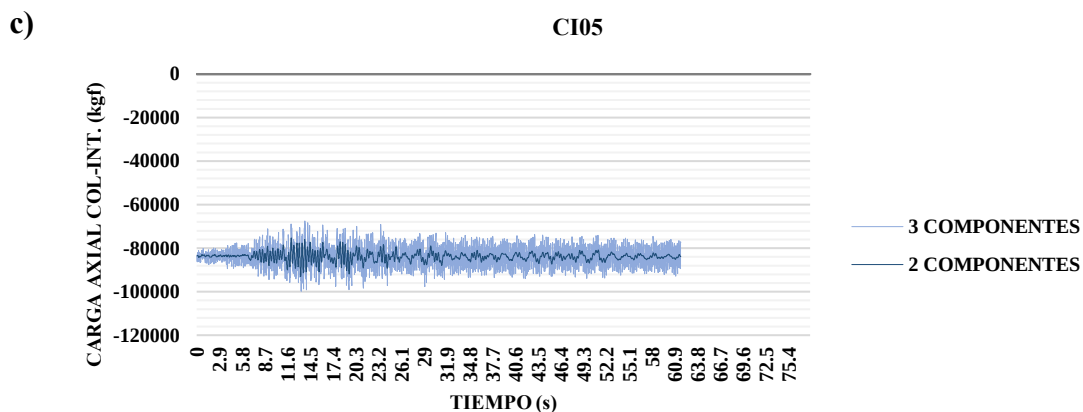
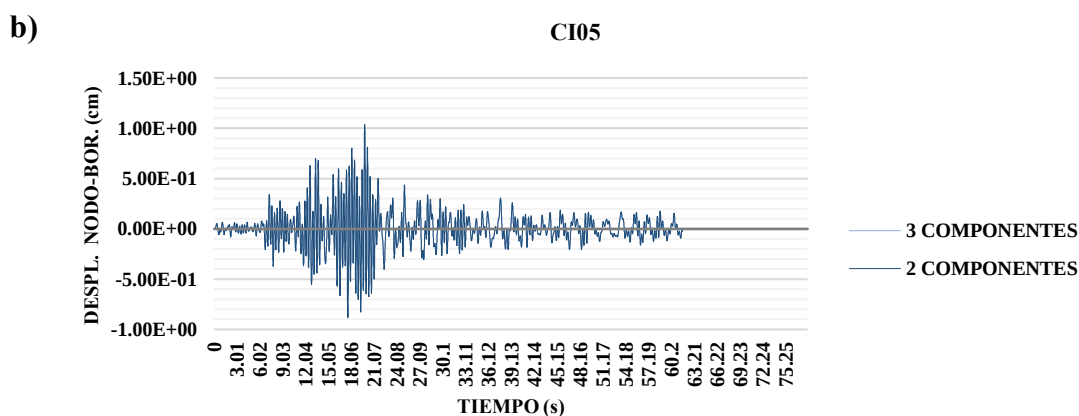
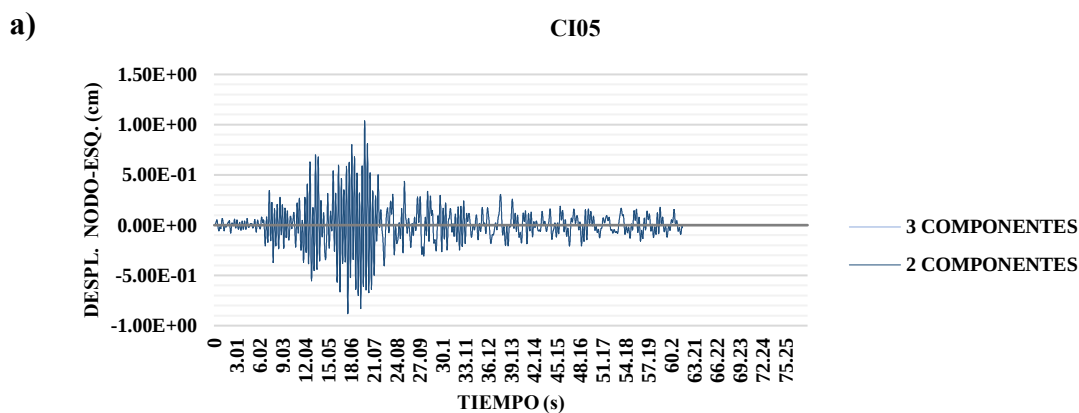


Figura VII-92 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en azotea para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.



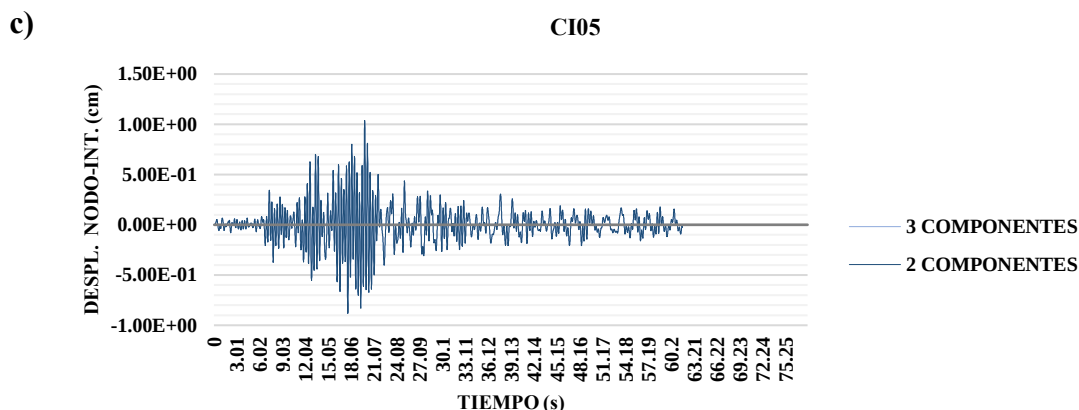


Figura VII-93 Resultados del ADNL del edificio de tres niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

7.4.2.2. EDIFICIO DE CINCO NIVELES

ZONA I

Los patrones de derivas de planta baja y de azotea difieren, ya que en planta baja el registro CP28 tiene el valor máximo con 0.0023 y en azotea el registro FJ74 con valor de 0.0012. De igual manera, el registro CP28 cuenta con el cortante en la base más grande con valor de 696.55 t. (Figura VII-94).

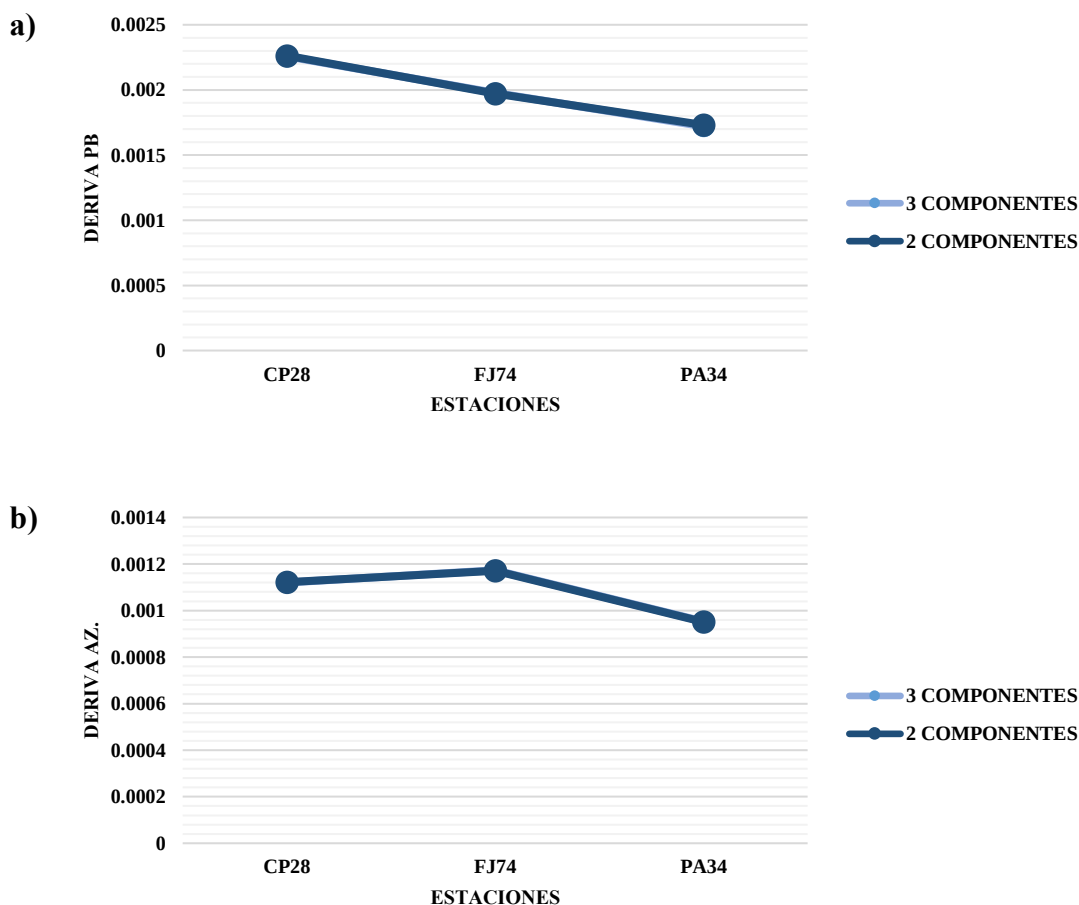
De la energía histerética disipada correspondiente a las derivas en azotea, el registro CP28 tiene el mayor porcentaje de amplificación con un 26% (Figura VII-95). Respecto a la energía histerética disipada correspondiente a las derivas en planta baja, es ahora el registro PA34 con un 35% (Figura VII-96). Para el primer caso, en promedio, los muros de mampostería poseen un porcentaje de amplificación cerca del 21% y para el segundo caso un porcentaje de 25%.

Las Figuras VII-97 y VII-98 muestran las fuerzas axiales de las columnas en planta baja que corresponden a la dirección en que se presentaron las máximas derivas de azotea y planta baja. Tienen un factor promedio de amplificación en las columnas interiores V/H de 1.13 en

ambos casos. De forma individual, el factor más grande fue de 1.25 y se presentó en la columna interior con el registro CP28.

Las Figuras VII-99 y VII-100 muestran la historia de cargas axiales de columnas en planta baja para los registros FJ74 y CP28, respectivamente. Para el primero, el porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue de 34.57%, con amplitudes máximas ubicadas sobre todo en los últimos diez segundos del registro. En el registro CP28 se nota un incremento considerable respecto al FJ74, ya que tuvo un porcentaje de 126% y amplitudes máximas después de la mitad del registro.

En la historia de desplazamientos de los registros CP28 (Figura VII-101) y FJ74 (Figura VII-102), no se observa la existencia de desplazamientos permanentes. En el primer caso, la estructura tuvo un desplazamiento pico de 0.56 cm y en el segundo de 0.76 cm. Estos datos indican que en esta zona tampoco se presenta daño en el edificio de cinco niveles.



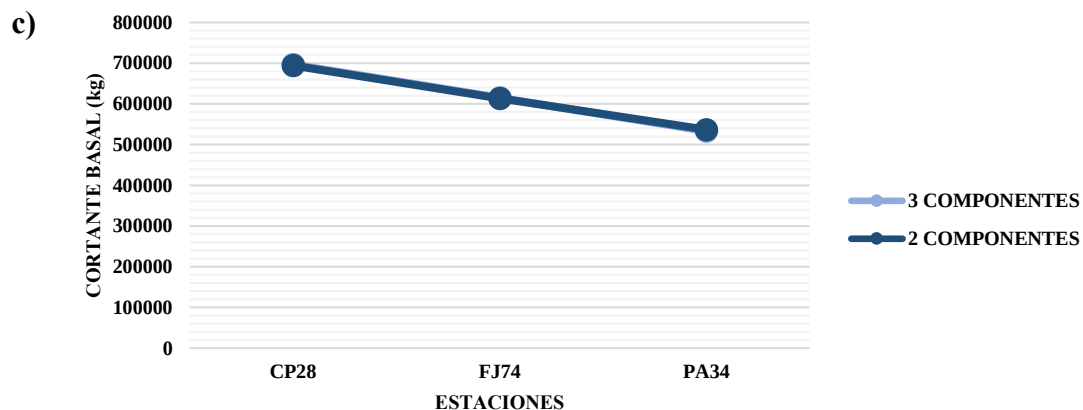
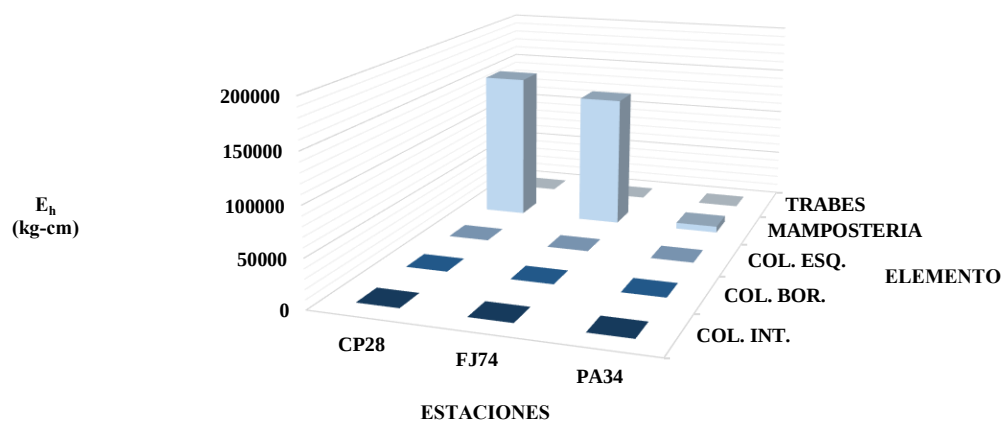
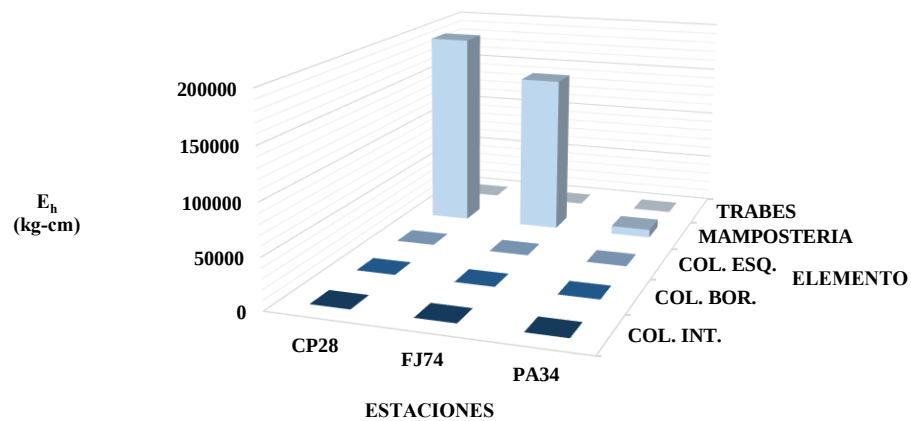


Figura VII-94 Resultados del ADNL para la zona I. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

a)



b)



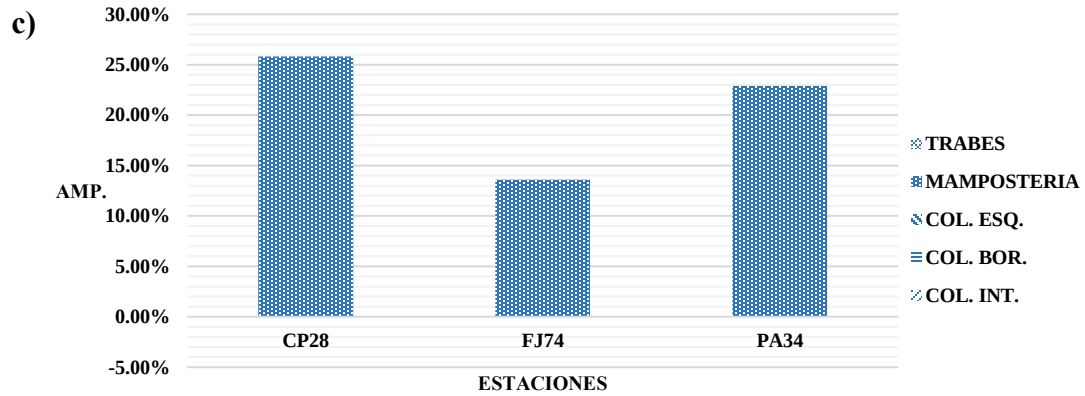
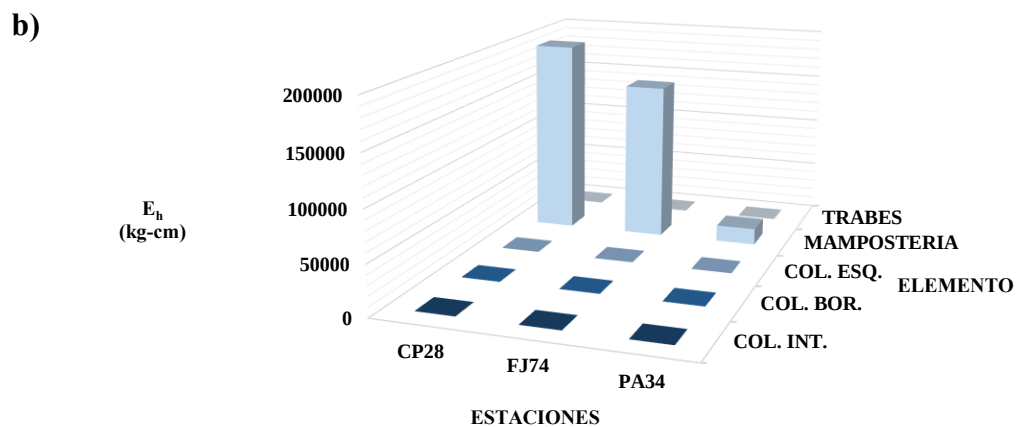
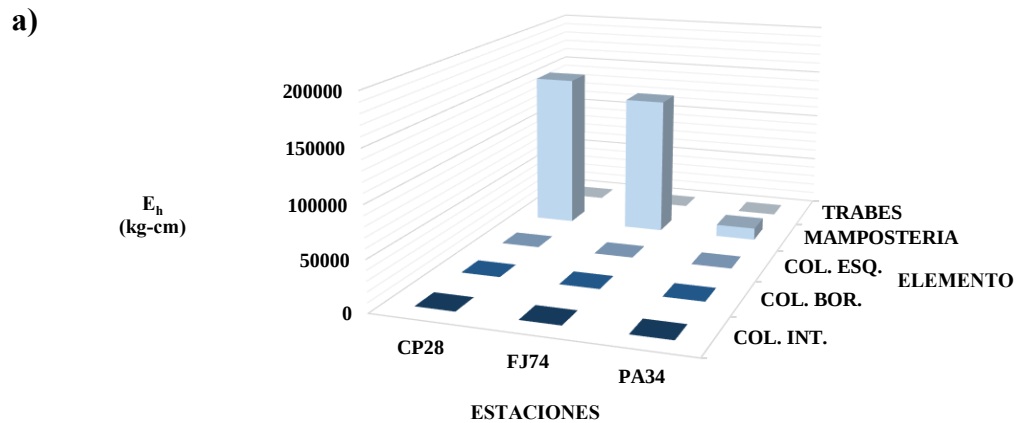


Figura VII-95 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



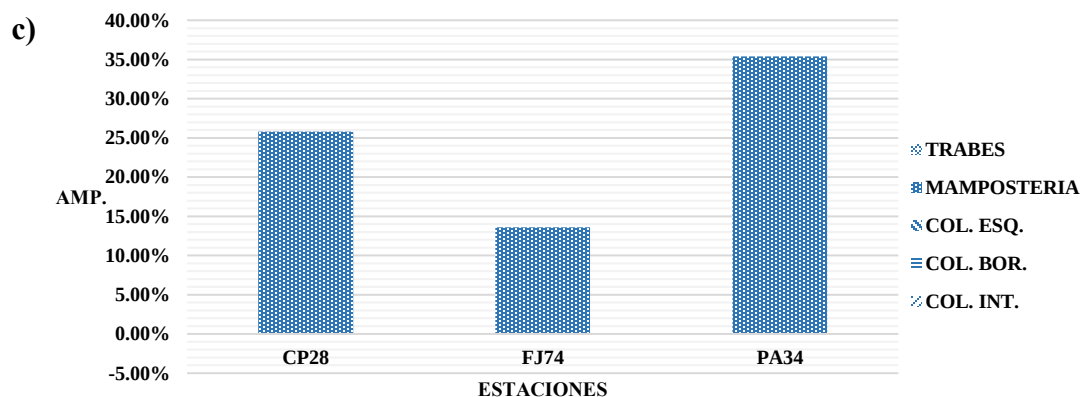
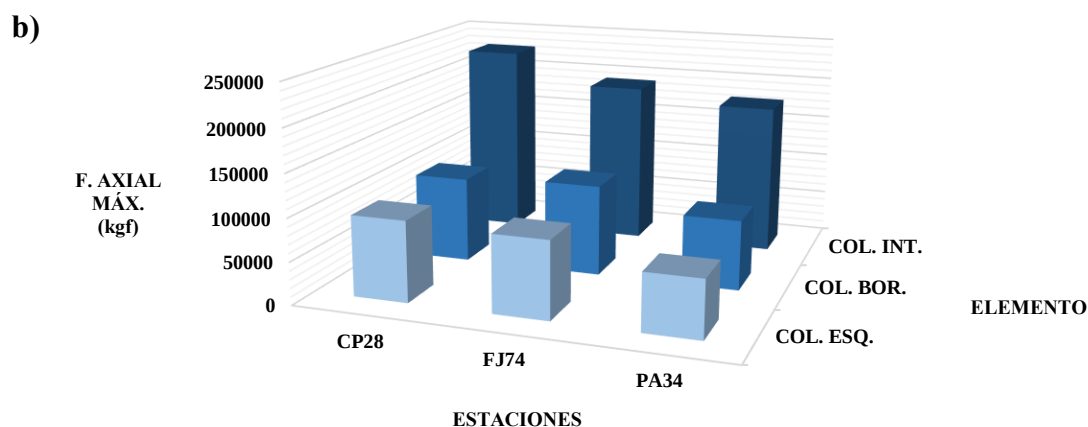
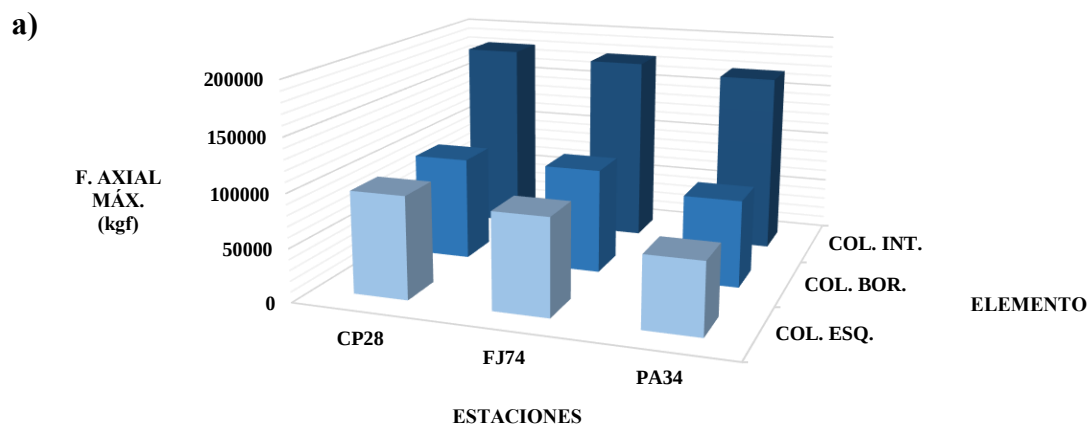


Figura VII-96 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



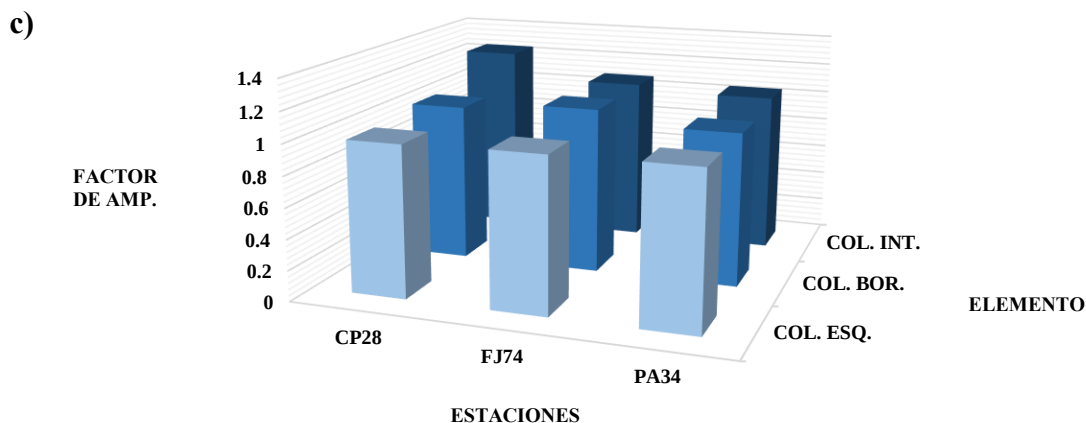
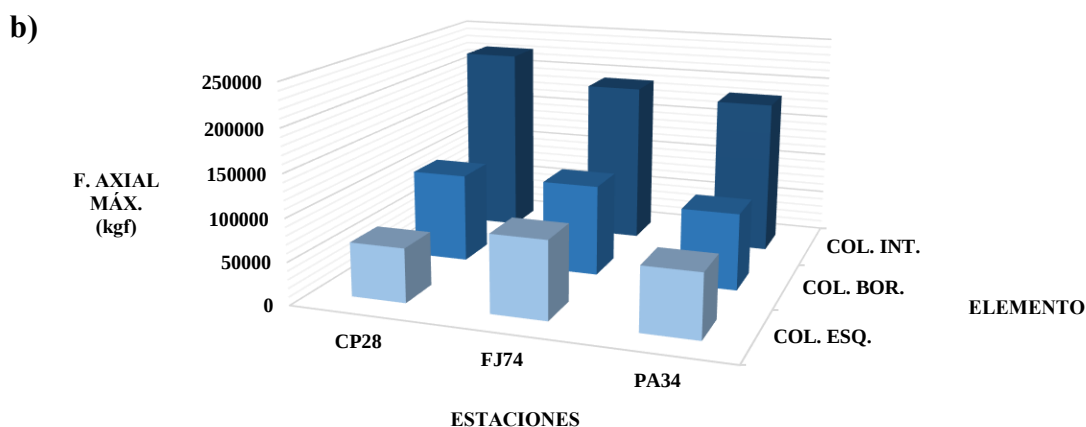
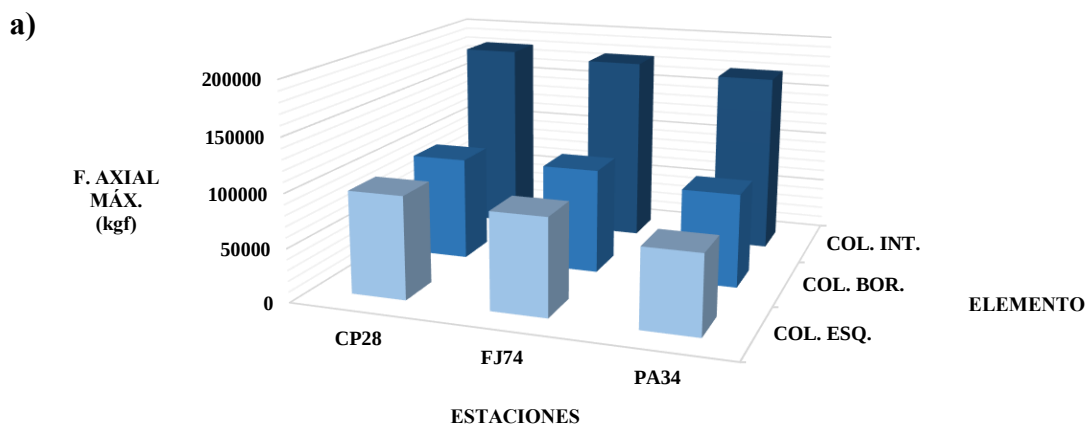


Figura VII-97 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.



c)

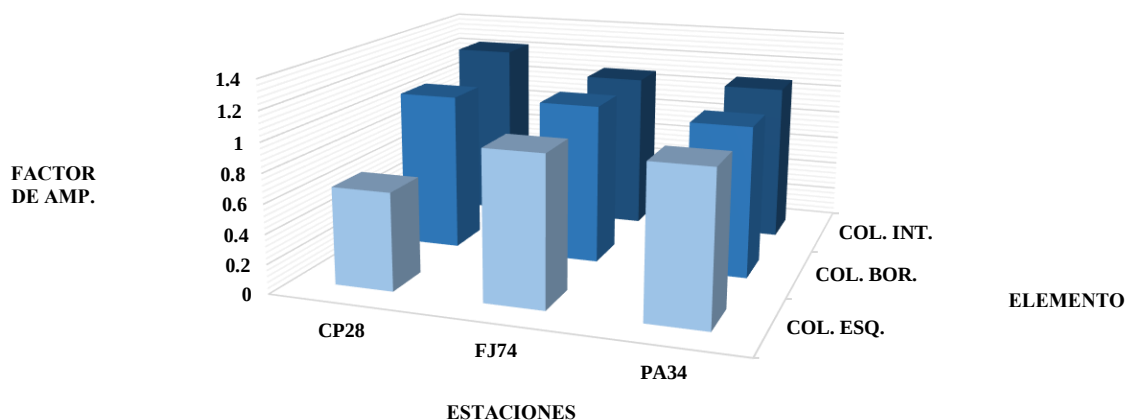
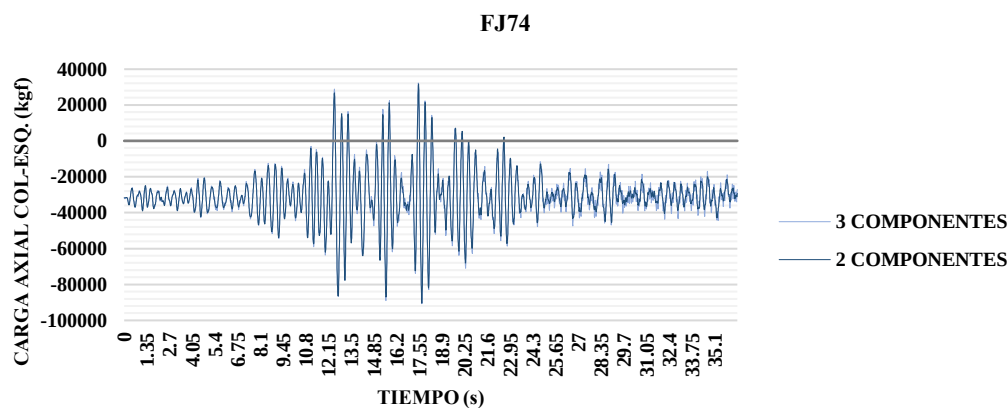
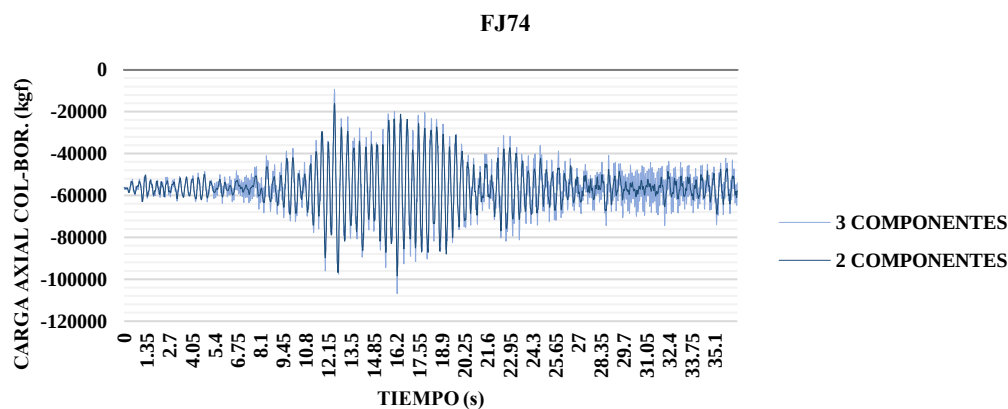


Figura VII-98 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



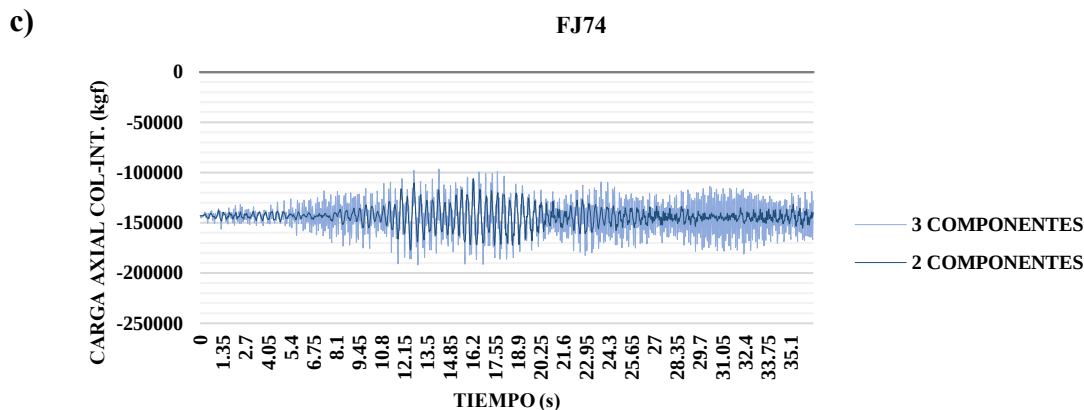
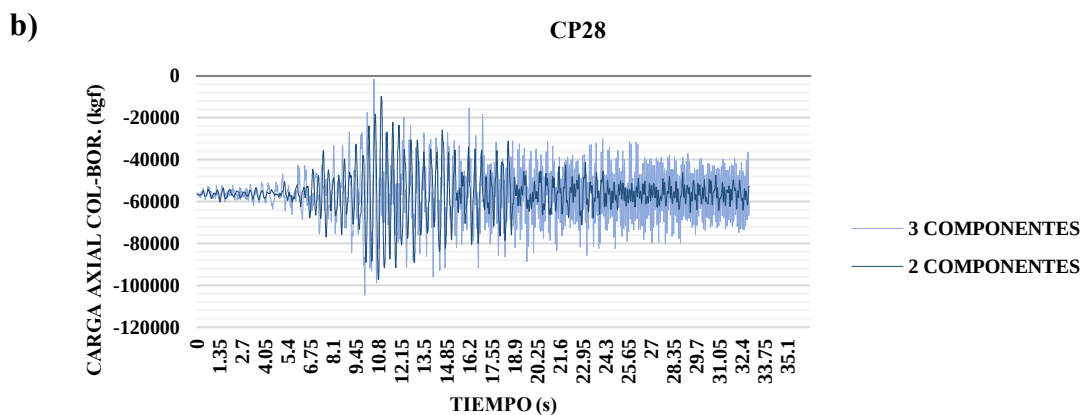
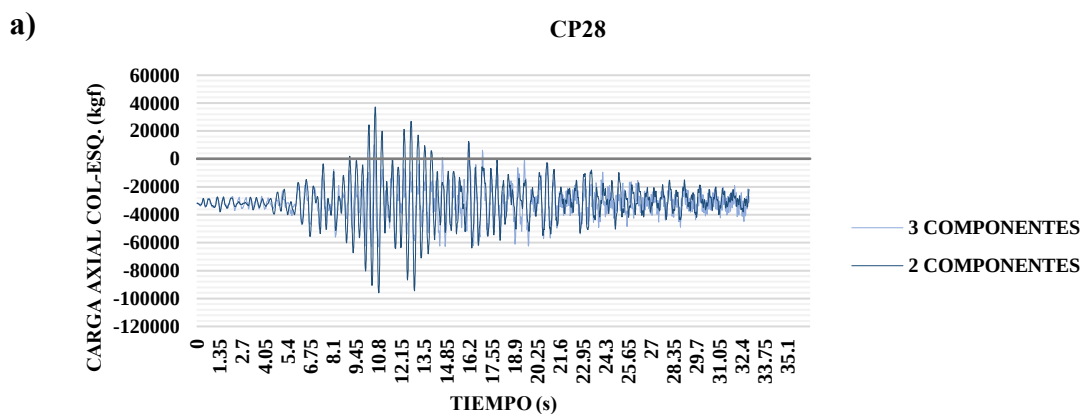


Figura VII-99 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.



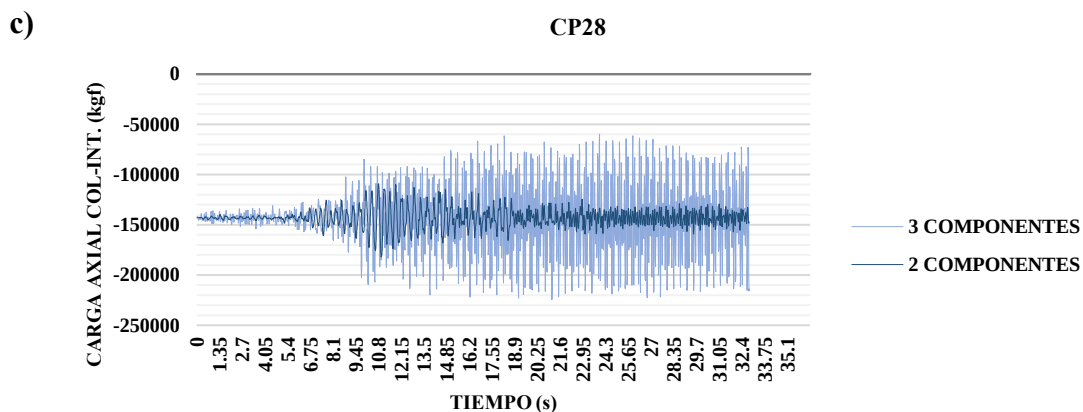
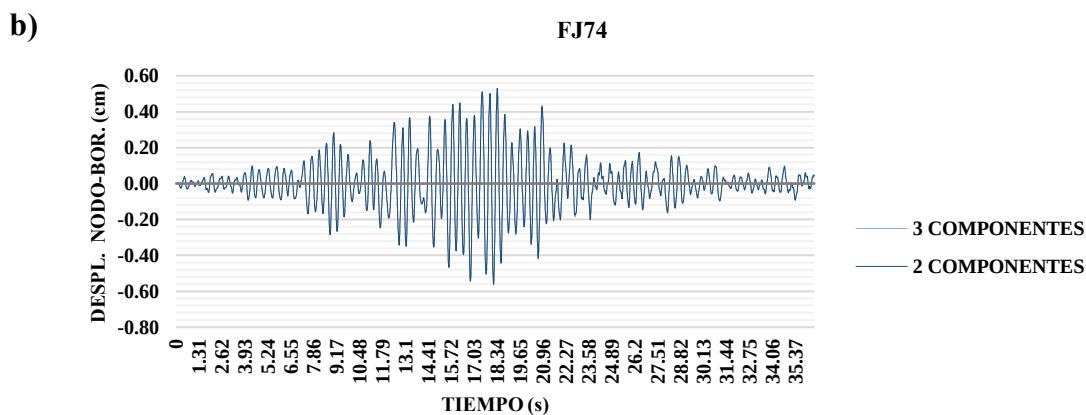
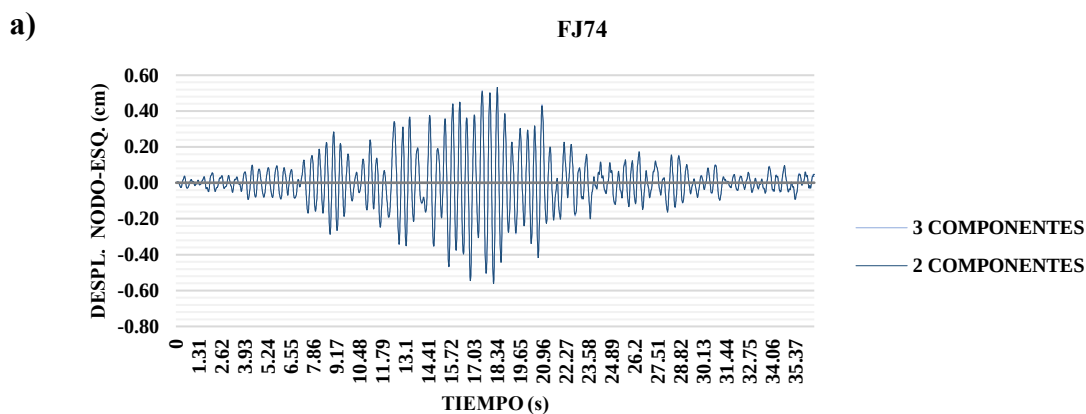


Figura VII-100 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.



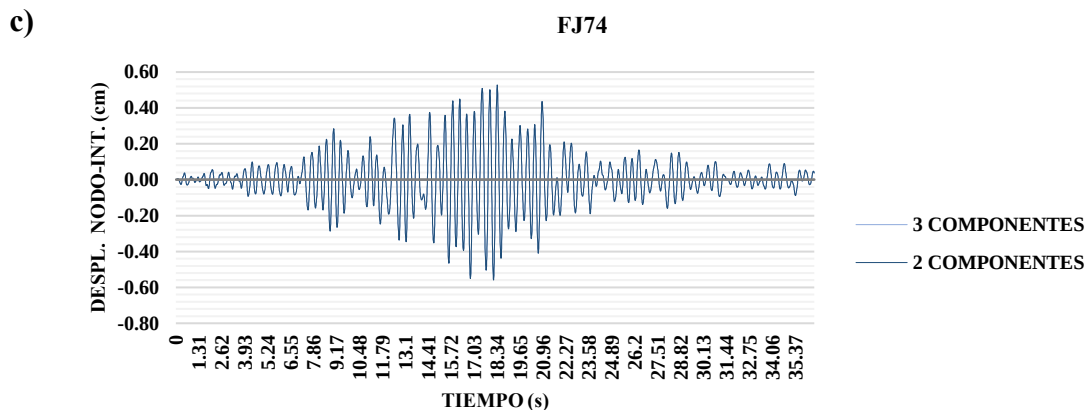
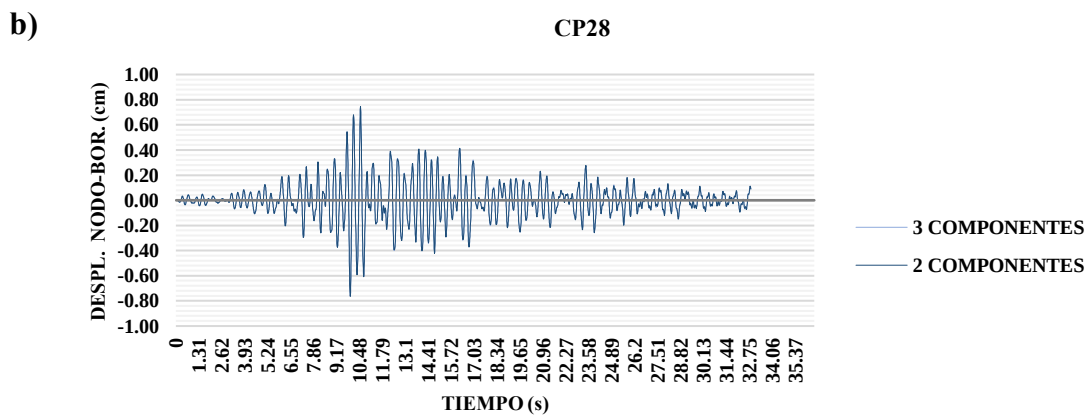
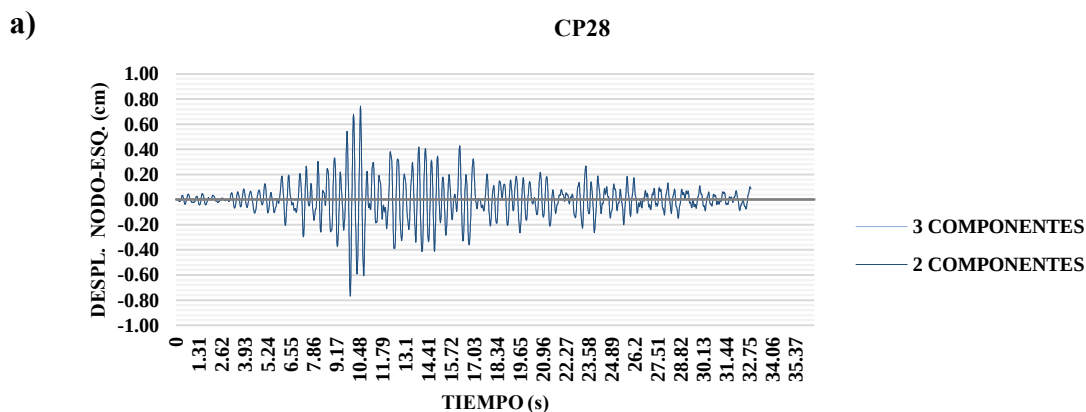


Figura VII-101 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.



c)

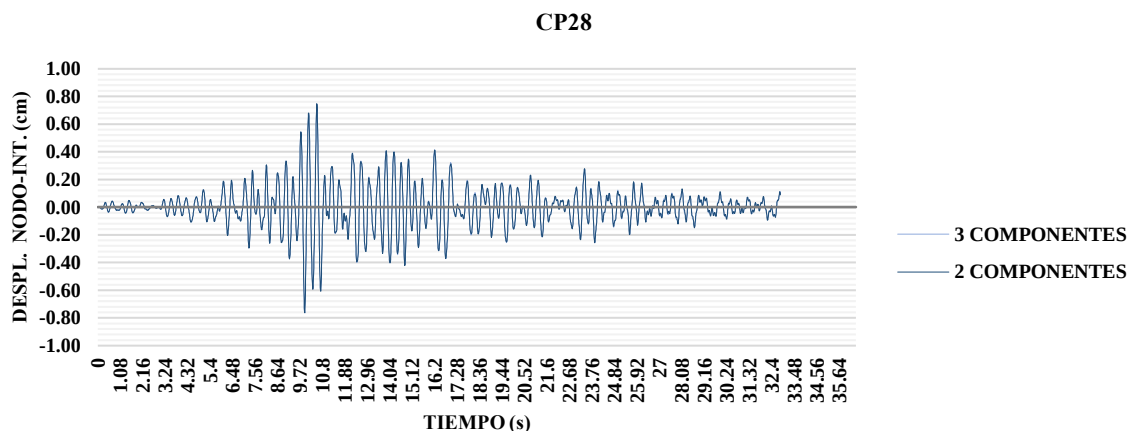


Figura VII-102 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

ZONA II

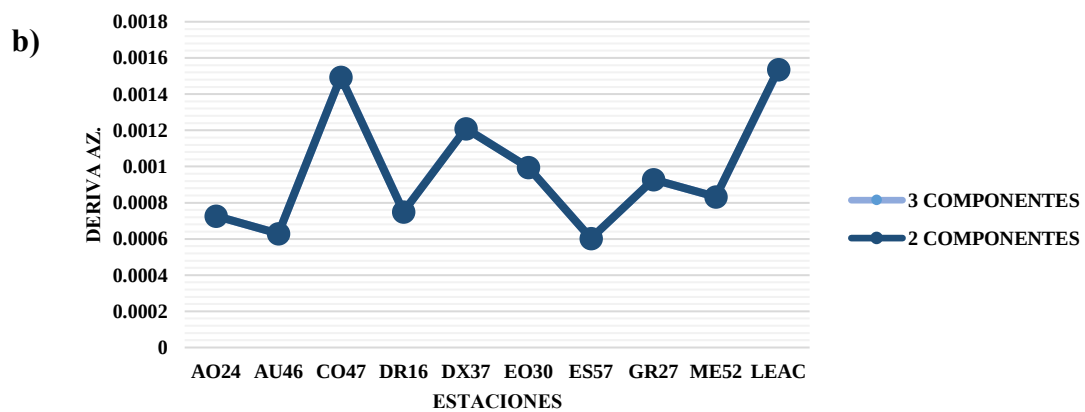
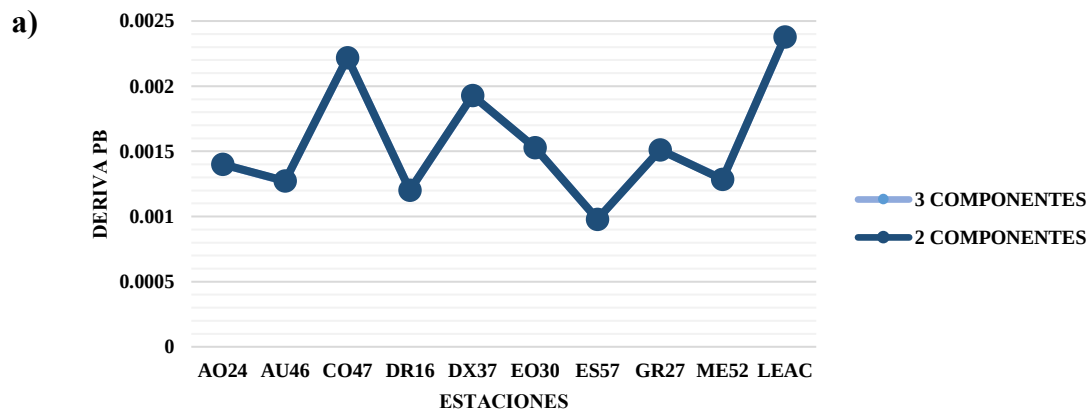
A diferencia de la zona I, en la Figura VII-103 se observa un patrón similar en las derivas y la demanda de fuerza cortante basal, donde el registro LEAC es el que posee los valores máximos, con una deriva en planta baja de 0.0024, en azotea de 0.0015 y cortante en la base de 722.32 t.

En promedio, para las derivas en azotea (Figura VII-104), las columnas de borde tienen las mayores amplificaciones con un 100%, En las derivas de planta baja (Figura VII-105), el porcentaje de amplificación baja a un 72%. En ambos casos, el porcentaje de amplificación más grande de la zona se encuentra en el registro ES57 con un 313%.

Las fuerzas axiales de las columnas en planta baja, que corresponden a la dirección en que se presentaron las máximas derivas de azotea (Figura VII-106), presentaron en las columnas interiores un factor promedio máximo de 1.15. En la Figura VII-107 se obtuvo un valor muy similar de 1.14. En ambos casos, el factor más grande fue de 1.30 y 1.26, respectivamente, y se presentó en la columna interior con el registro GR27.

El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue de 114.19% para el registro DX37, mostrado en la Figura VII-108.

El registro LEAC tuvo la mayor demanda de desplazamientos de planta baja (Figura VII-109), con un desplazamiento pico cerca 0.81 cm. La estructura contiene valores nulos de índices de daño.



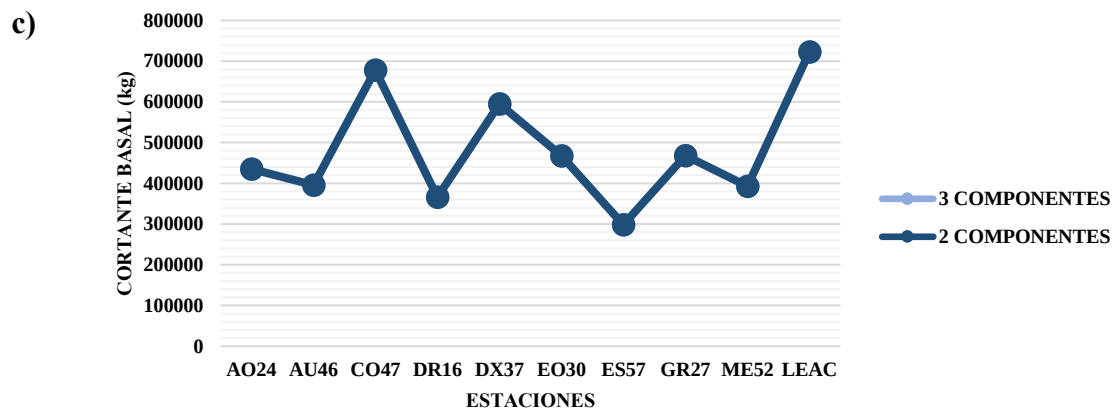
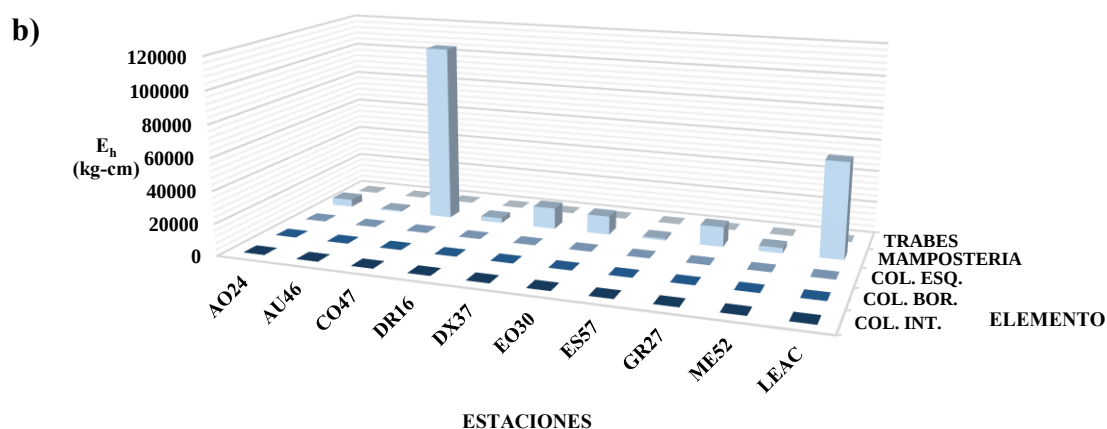
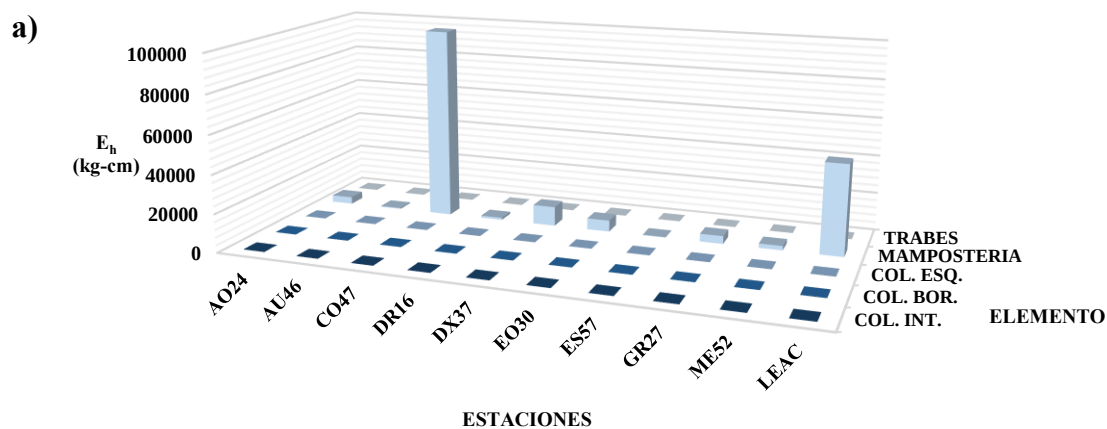


Figura VII-103 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.



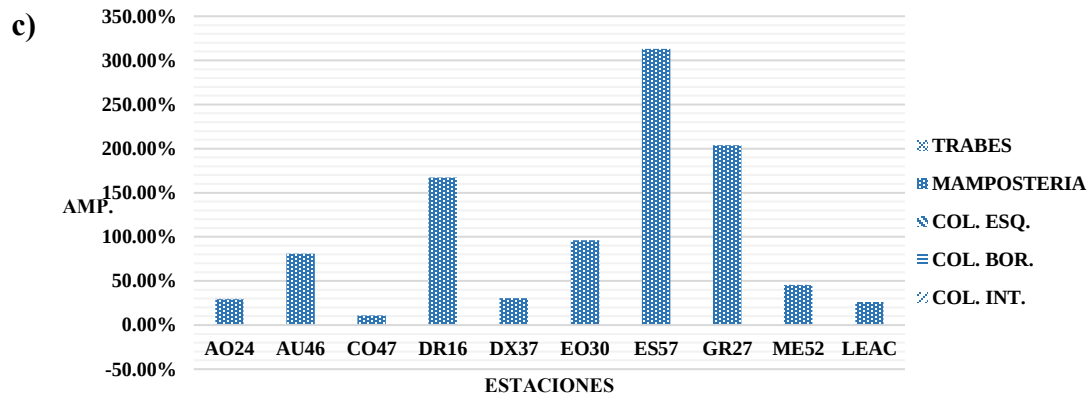
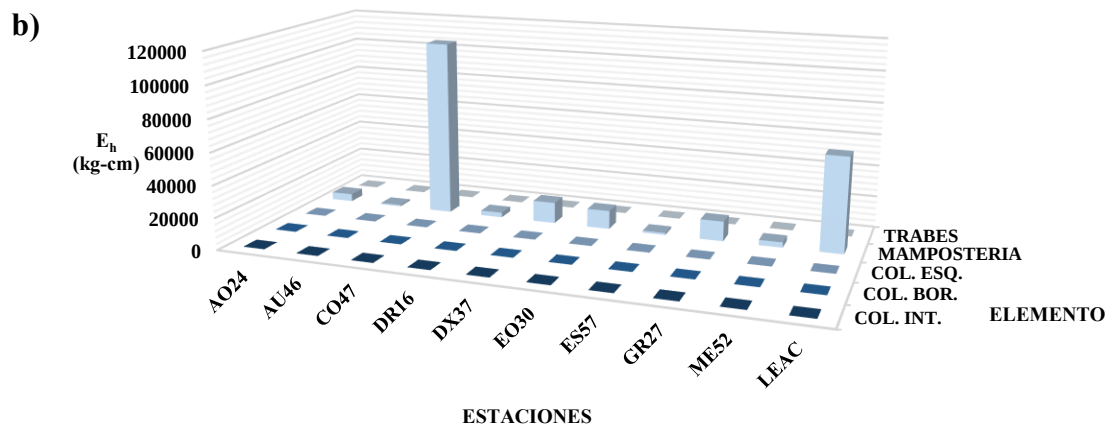
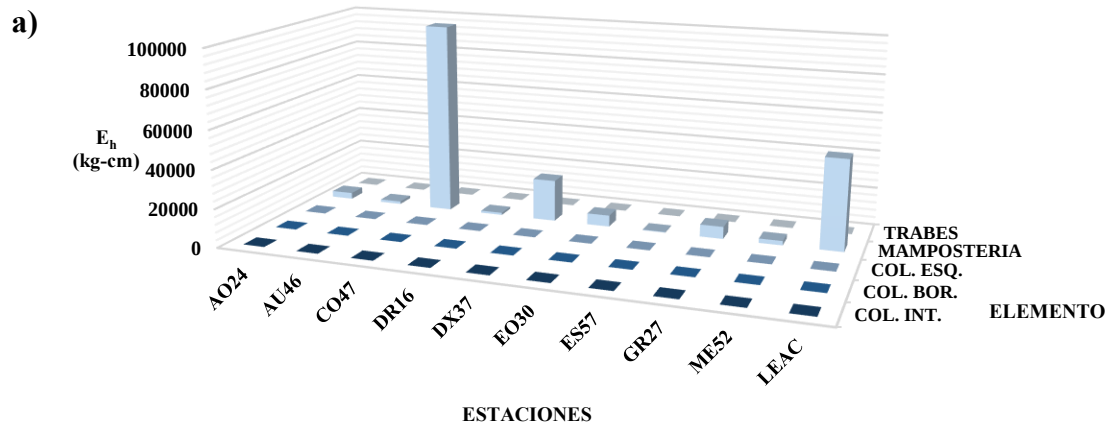


Figura VII-104 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



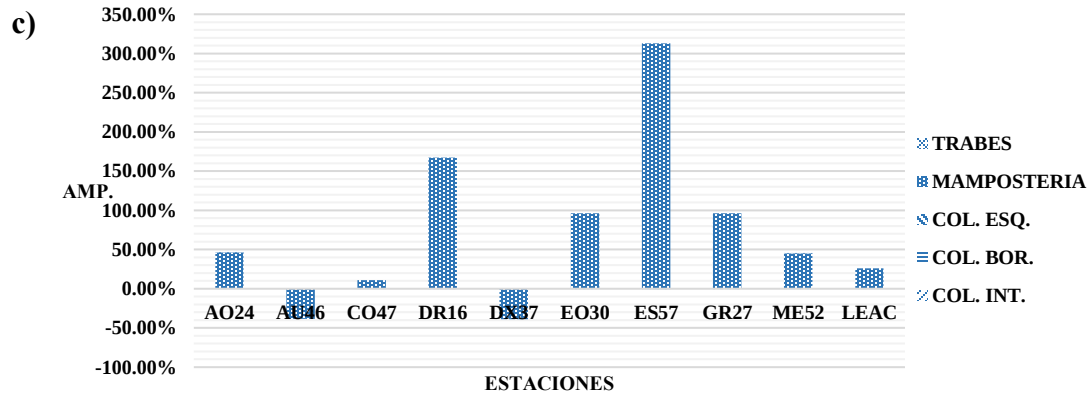
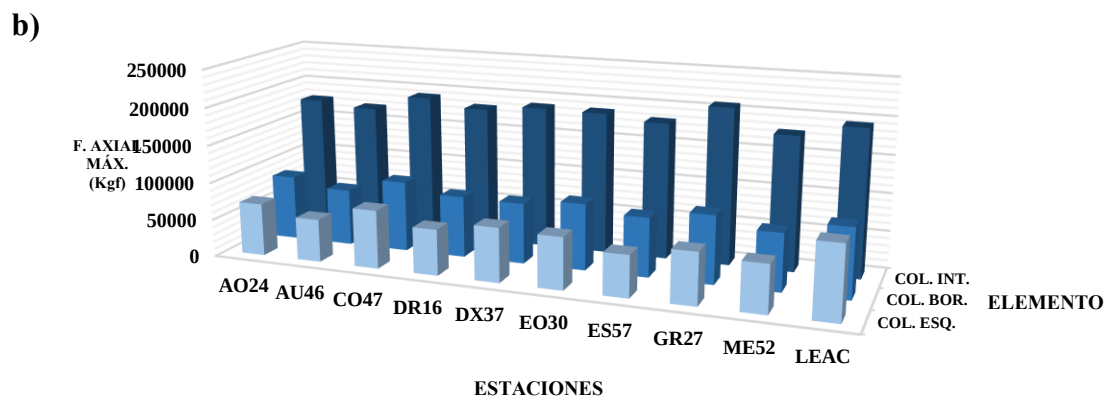
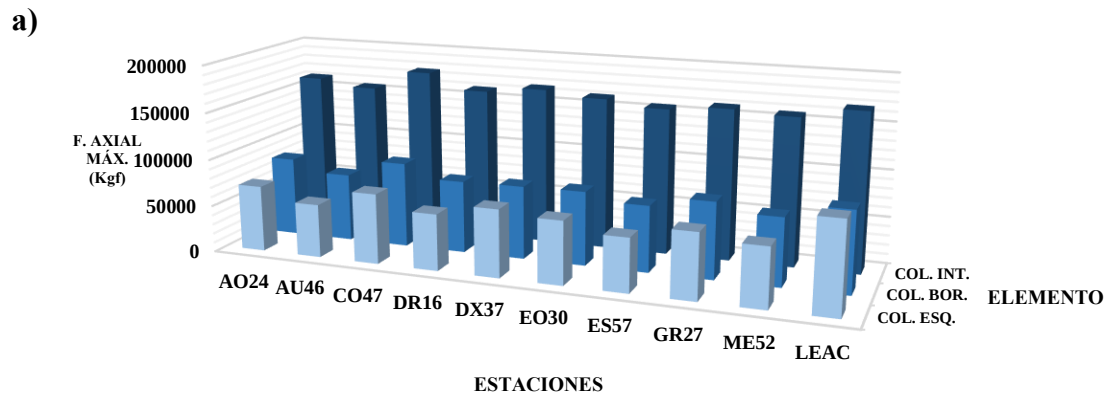


Figura VII-105 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.



c)

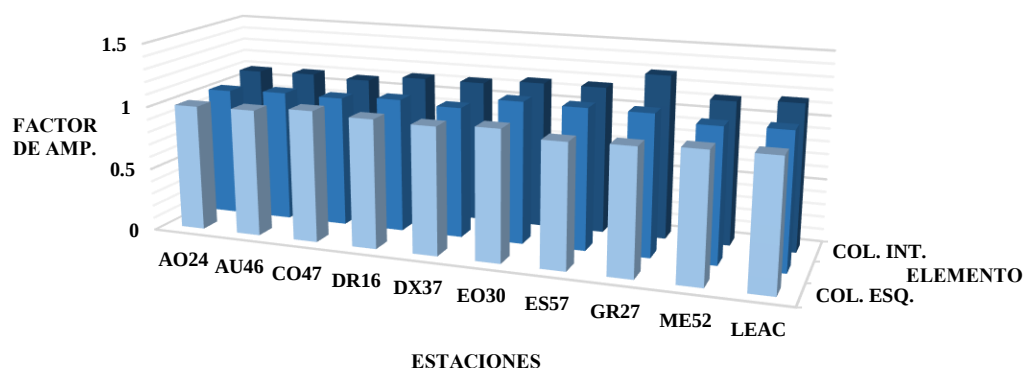
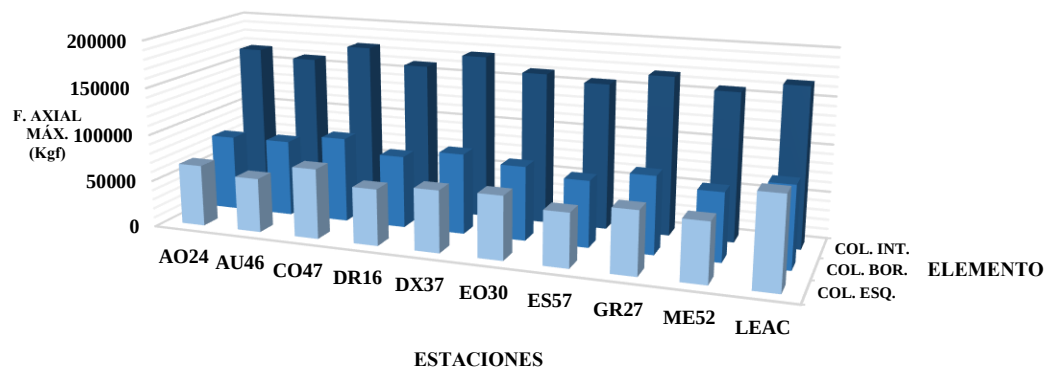
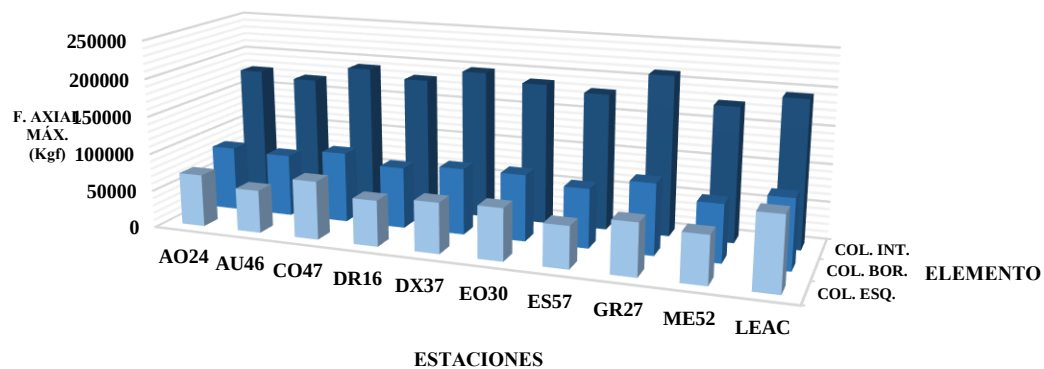


Figura VII-106 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



c)

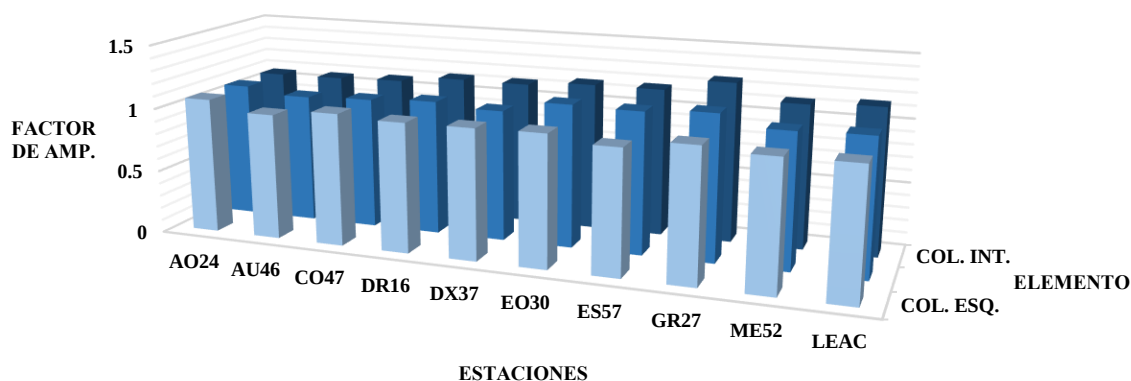
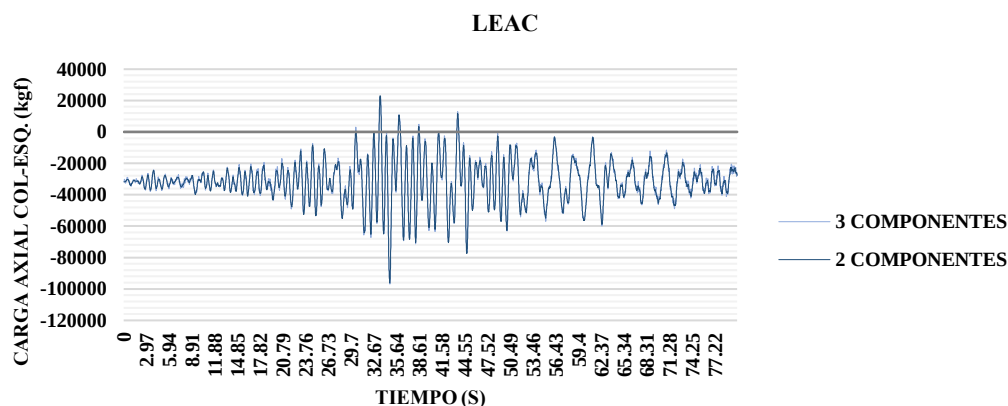
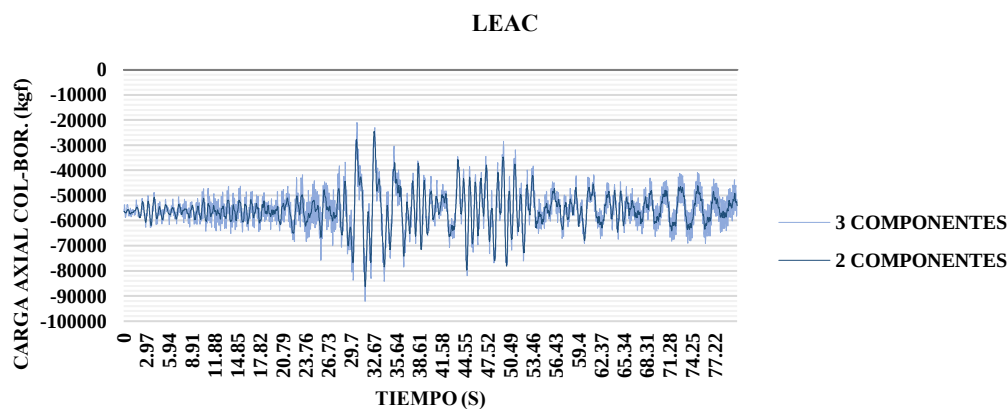


Figura VII-107 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



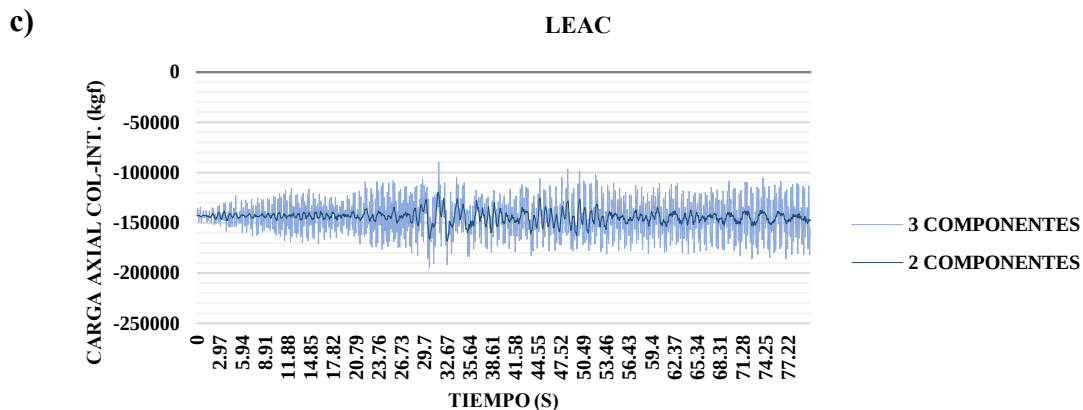
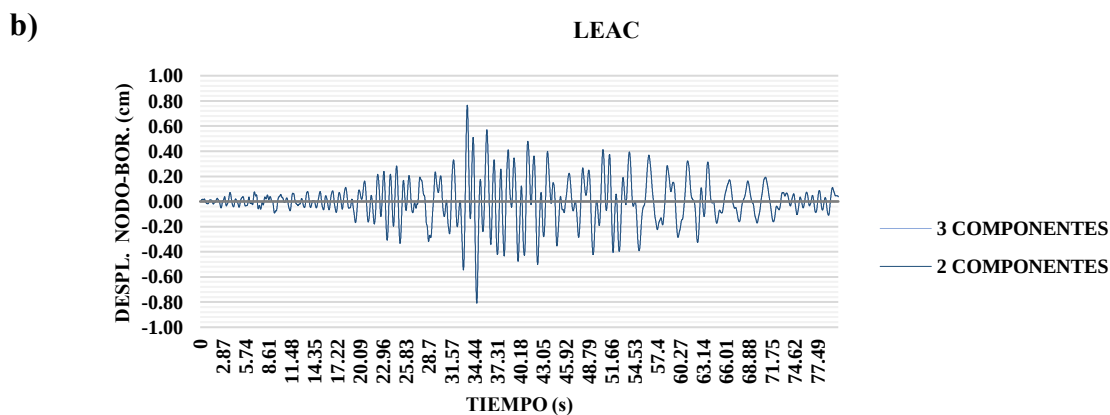
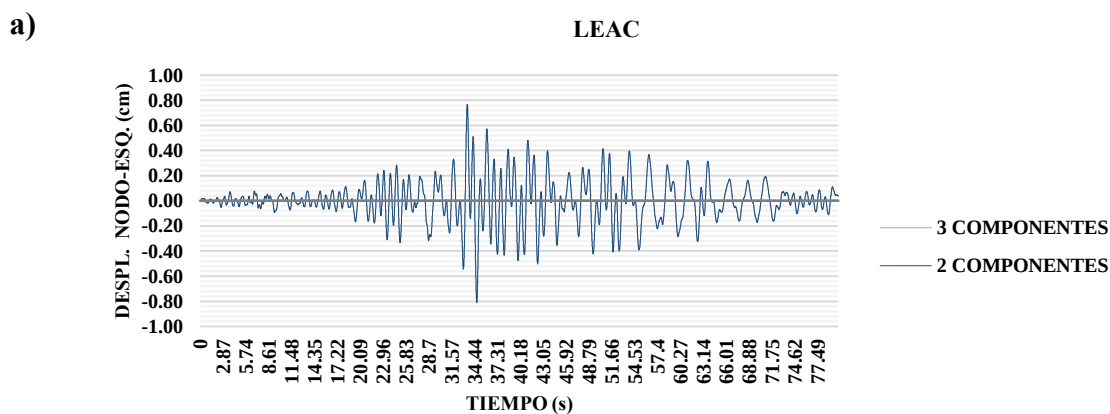


Figura VII-108 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima.



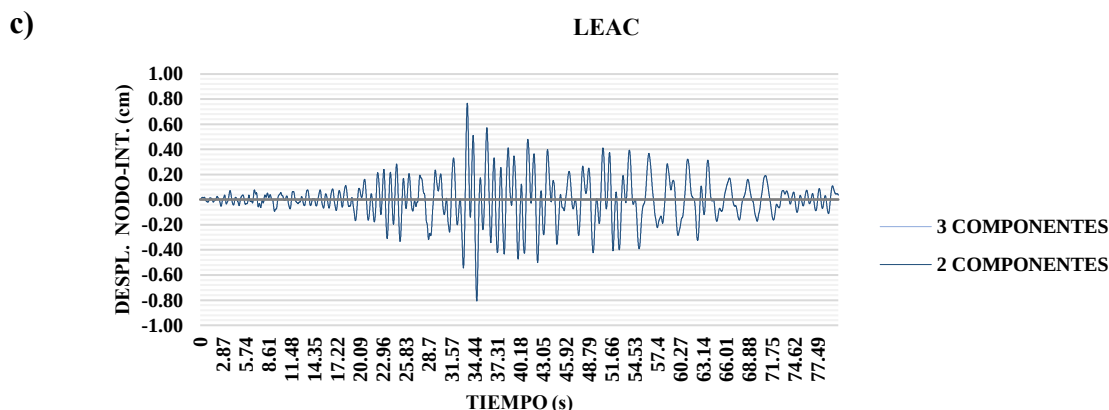


Figura VII-109 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

ZONA IIIa

Las derivas de la Figura VII-110 evidencian al registro CH84 con la mayor demanda de 0.0032 para la planta baja y 0.002 para la azotea. Este mismo registro tuvo la mayor fuerza cortante en la base, con valor de 960.63 t.

Como era de esperarse, el registro CH84 tuvo las mayores demandas de energía. Sin embargo, el registro UC44 posee el mayor porcentaje de amplificación con un 224%, considerando que es uno de los registros con menor demanda de energía. En promedio, los muros de relleno presentan las amplificaciones más grandes con un 62% (Figura VII-111).

Como ocurre en todas las zonas, las columnas interiores tienen el factor promedio de amplificación máximo con 1.12. Ahora, el mayor factor de amplificación individual se ubica en las columnas interiores del registro MI15, con un valor de 1.34 (Figura VII-112).

La figura VII-113 señala que, para el registro CH84, las columnas interiores tienen mayores amplitudes de carga axial cuando se considera la componente vertical, aunque en comparación con otras zonas, estas amplitudes no son tan grandes respectivo a las amplitudes considerando las dos componentes horizontales. El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue de 41.56%.

En la Figura VII-114 se observa que no existen desplazamientos permanentes en la estructura y se alcanza un desplazamiento pico de aproximadamente 1.2 cm. A pesar de ser la zona con las mayores demandas de derivas, este edificio tampoco sufre daños con valores nulos de índices de daño.

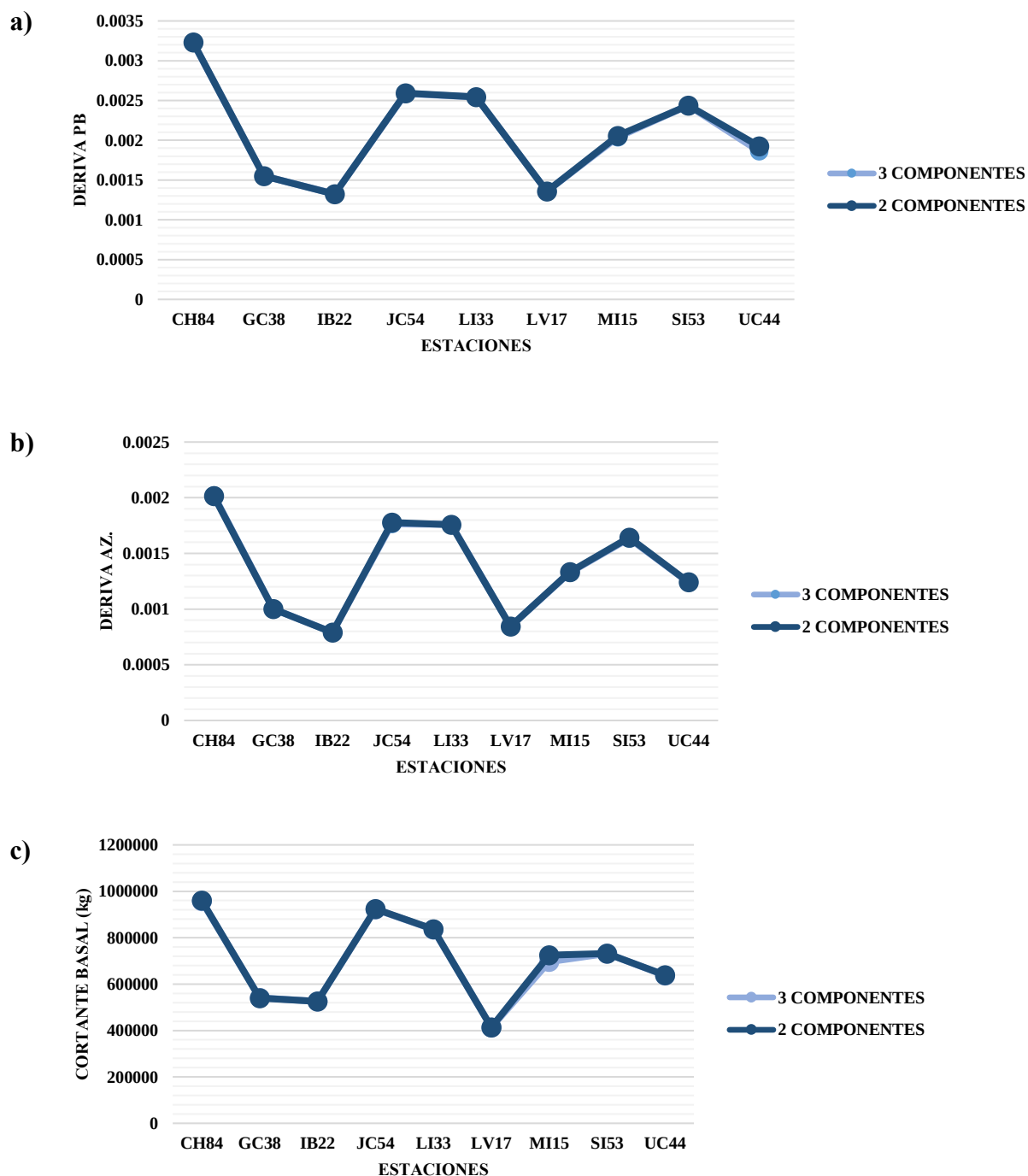


Figura VII-110 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

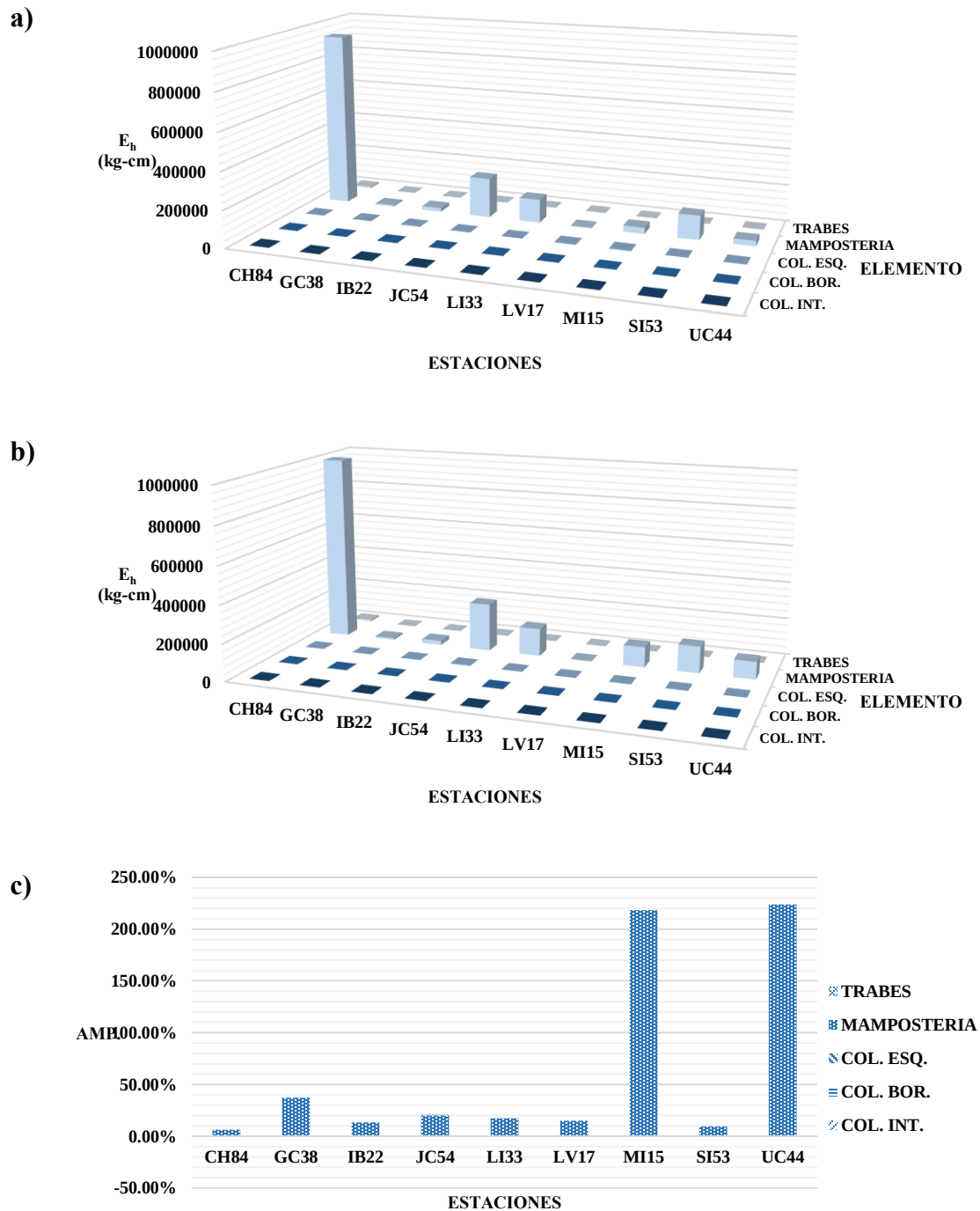
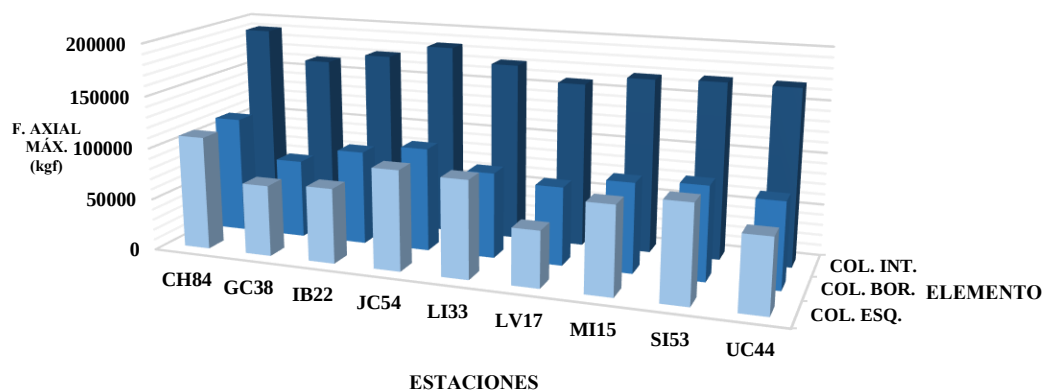


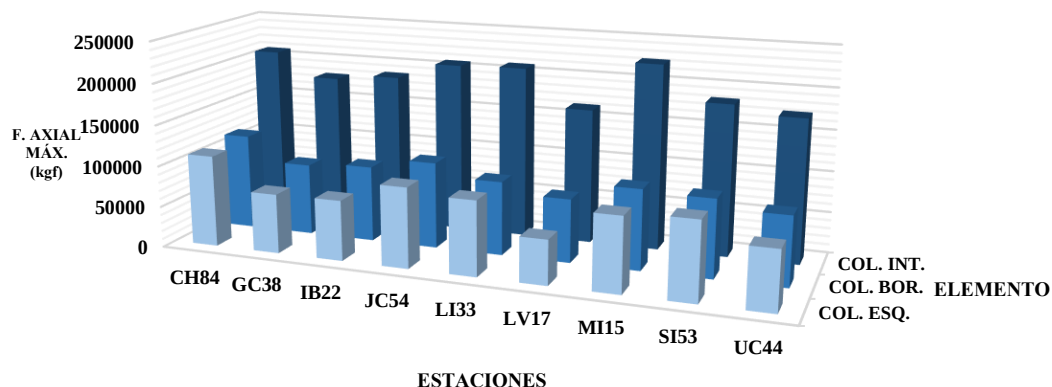
Figura VII-111 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a la máxima deriva, b) desagregación de la energía histerética por elementos

para tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

a)



b)



c)

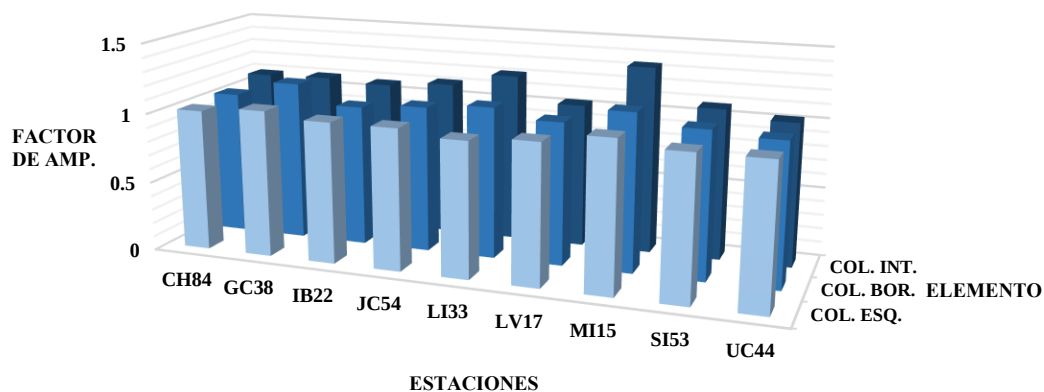


Figura VII-112 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

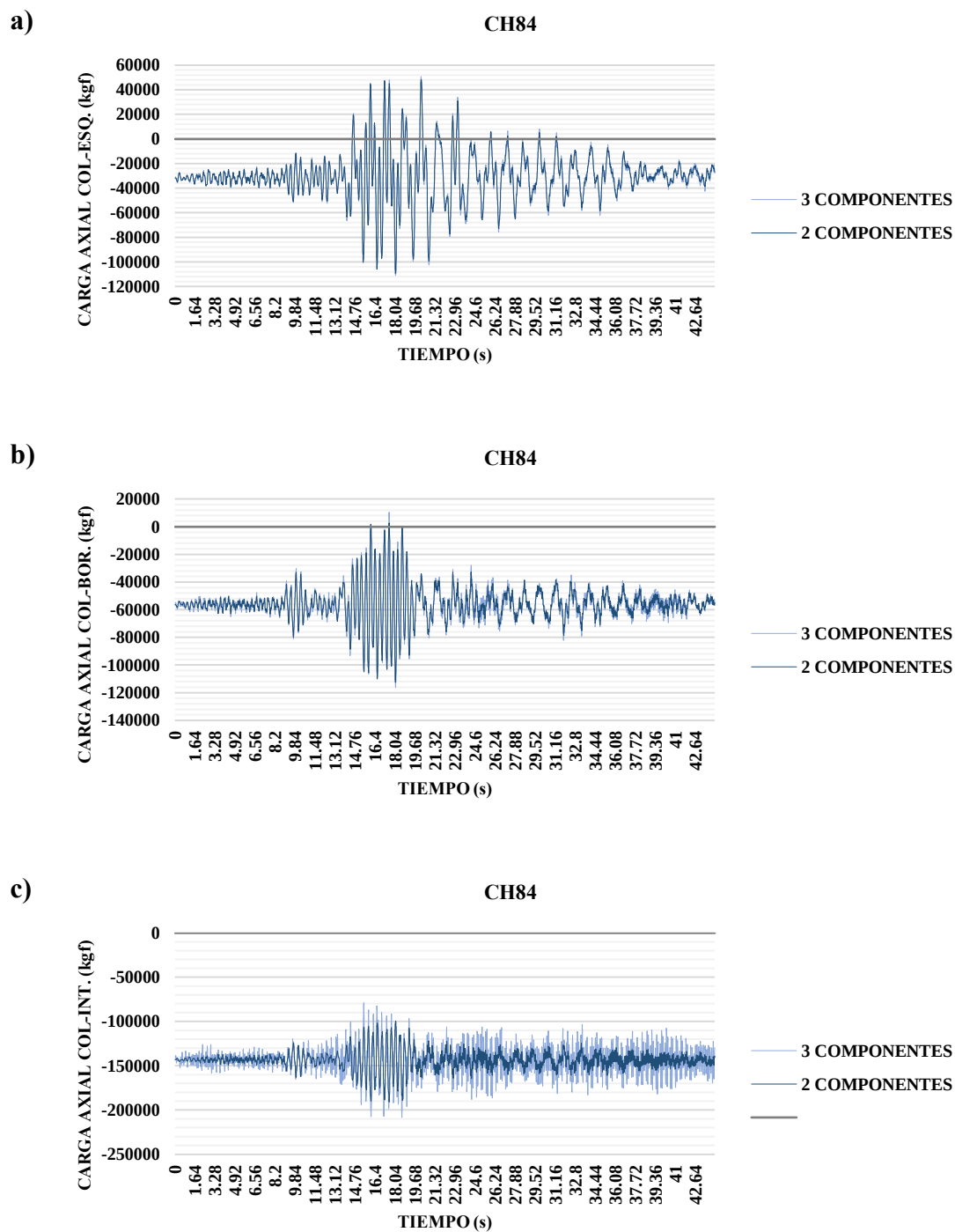


Figura VII-113 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

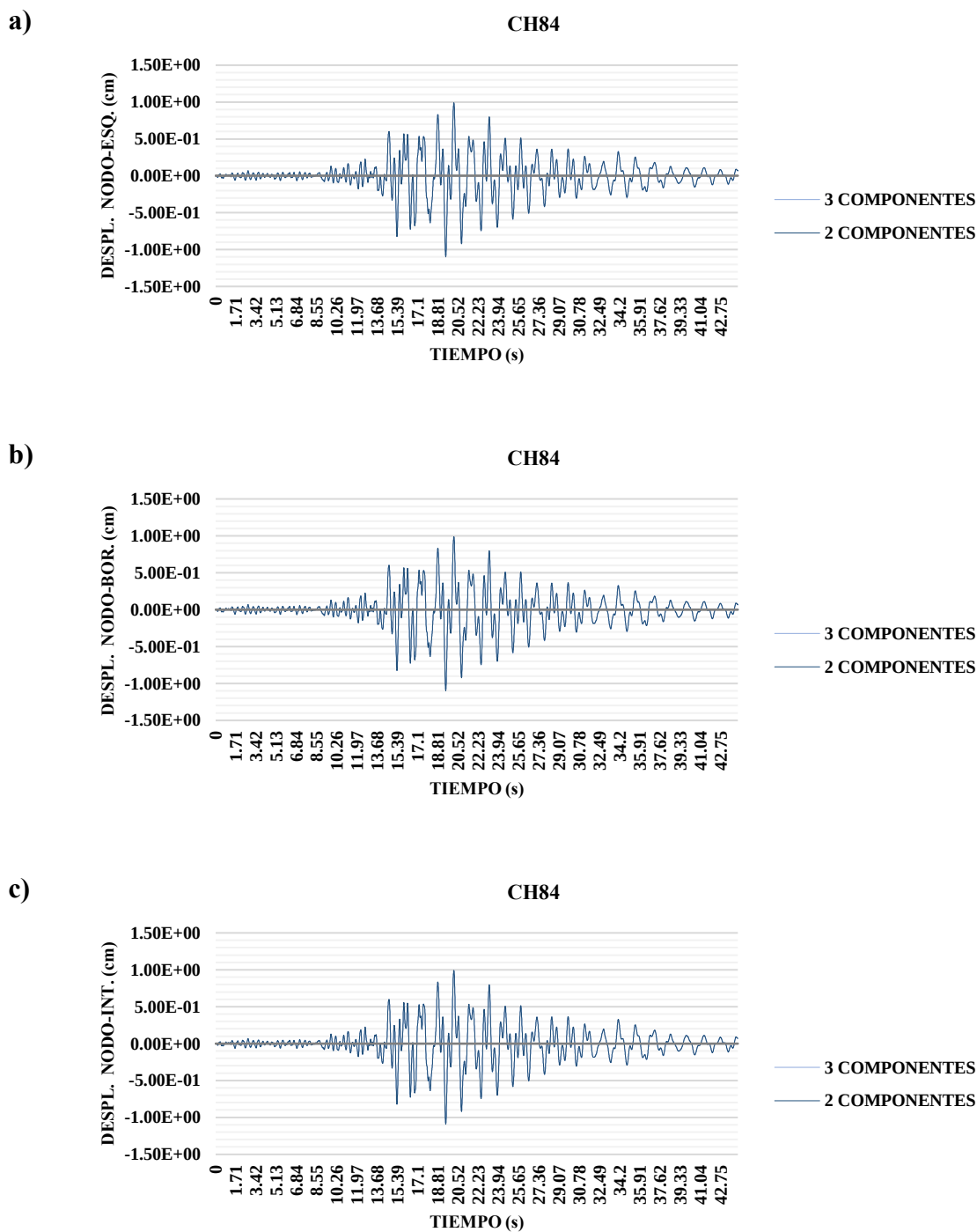


Figura VII-114 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

ZONA IIIb

Las derivas máximas en planta baja se obtuvieron con el registro AL01 y en azotea con el acelerograma VG09 (Figura VII-115). Los valores máximos fueron de 0.022 y 0.0014, respectivamente. De igual forma, el registro AL01 tuvo la mayor demanda de fuerza cortante en la base con un valor de 688.7 t.

En la Figura VII-116 se observa que los valores más elevados de desagregación de la energía histerética correspondiente a las máximas derivas en azotea fueron con los registros AL01 y VG09. En cambio, la desagregación de la energía histerética correspondiente a las máximas derivas en planta baja, el valor máximo sólo se encuentra con el registro AL01 (Figura VII-117). En el primer caso, el mayor porcentaje de amplificación se presenta con el registro RM48 con 520% y el segundo caso se encuentra con el registro TL08 con 415.7%. Los porcentajes de amplificación máximos están en los muros de mampostería, con un promedio por zona de 111% para el primer caso y de 93.85% para el segundo caso.

Continuando con los datos promedio, el factor de amplificación promedio más grande se encuentra en las columnas interiores en ambos casos (Figura VII-118 y VII-119), con valores de 1.15 y 1.13.

Las Figuras VII-120 y VII-121 muestran la historia de cargas axiales de columnas en planta baja para los registros VG09 y AL01, respectivamente. El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima para VG09 fue de 155.92%, con amplitudes máximas ubicadas fuera del intervalo de 14-26 segundos del registro. En el registro AL01 se tuvo un porcentaje de 66.84% y amplitudes máximas al inicio y después del segundo 35 del registro.

Ningún grupo de historia de desplazamientos provocan desplazamientos permanentes (registro VG09 en Figura VII-122 y AL01 en Figura VII-123). En ambos casos, se produjo un desplazamiento máximo muy similar de alrededor de 0.72 cm. Los registros de esta zona tampoco produjeron daños en la estructura.

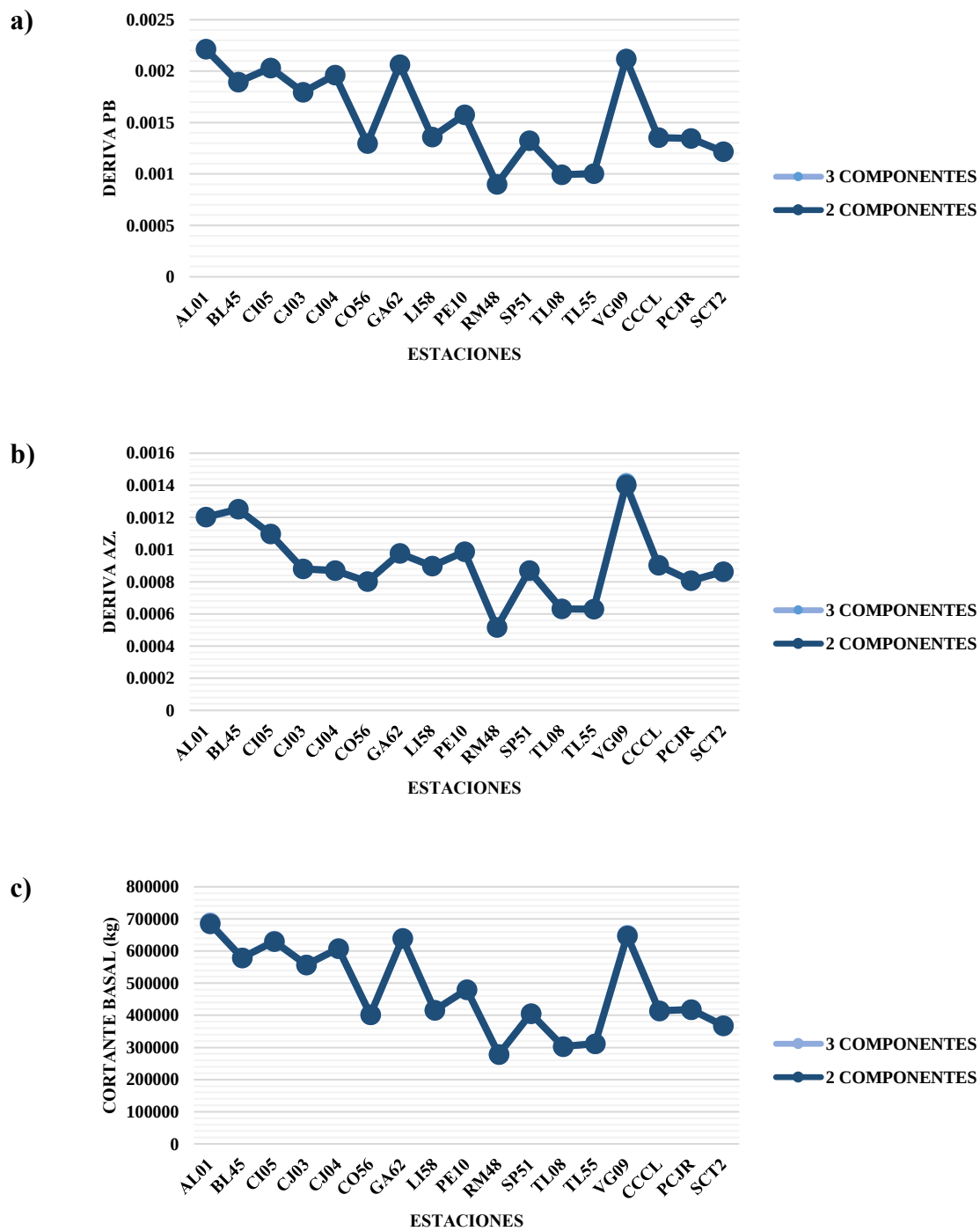


Figura VII-115 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

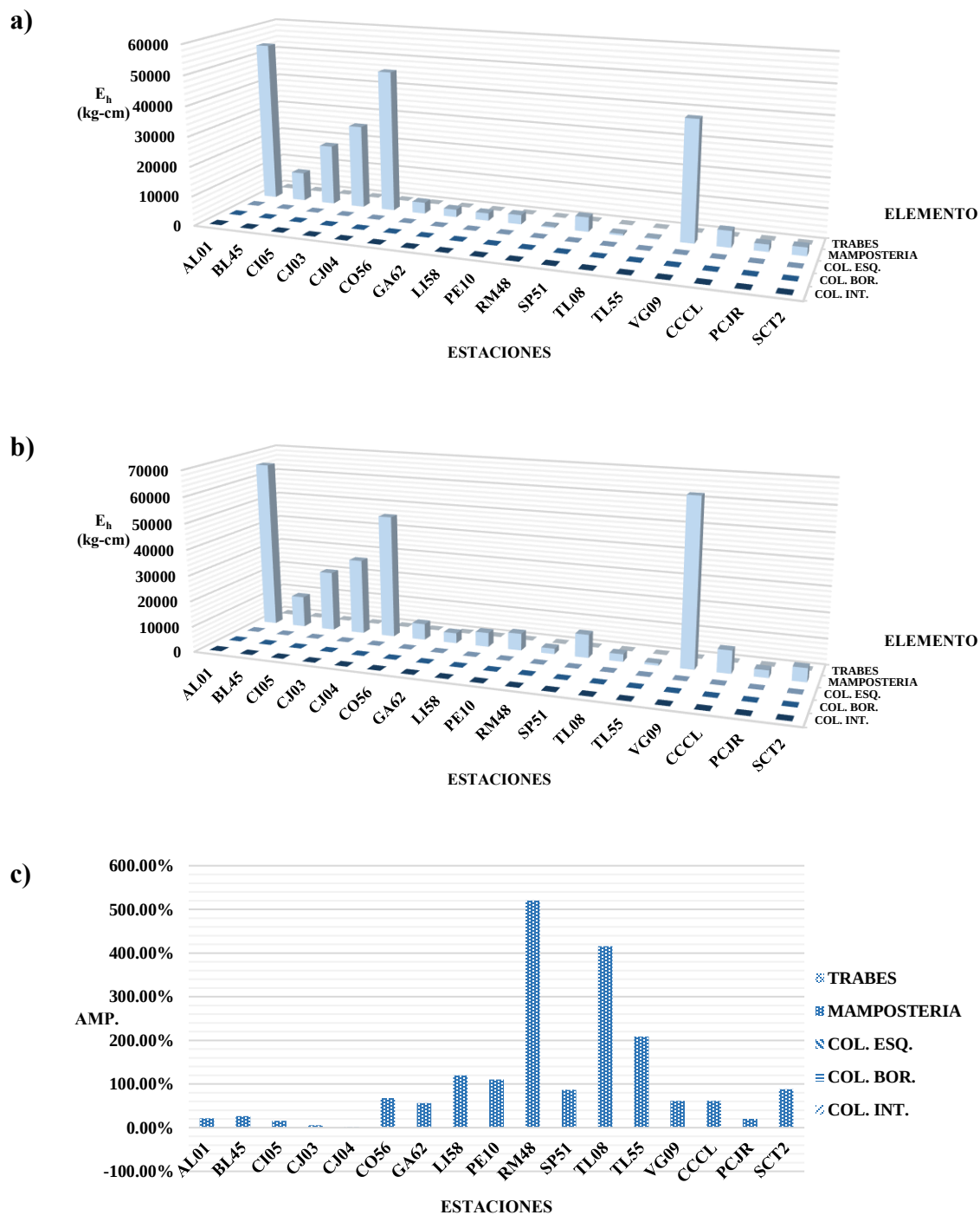


Figura VII-116 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

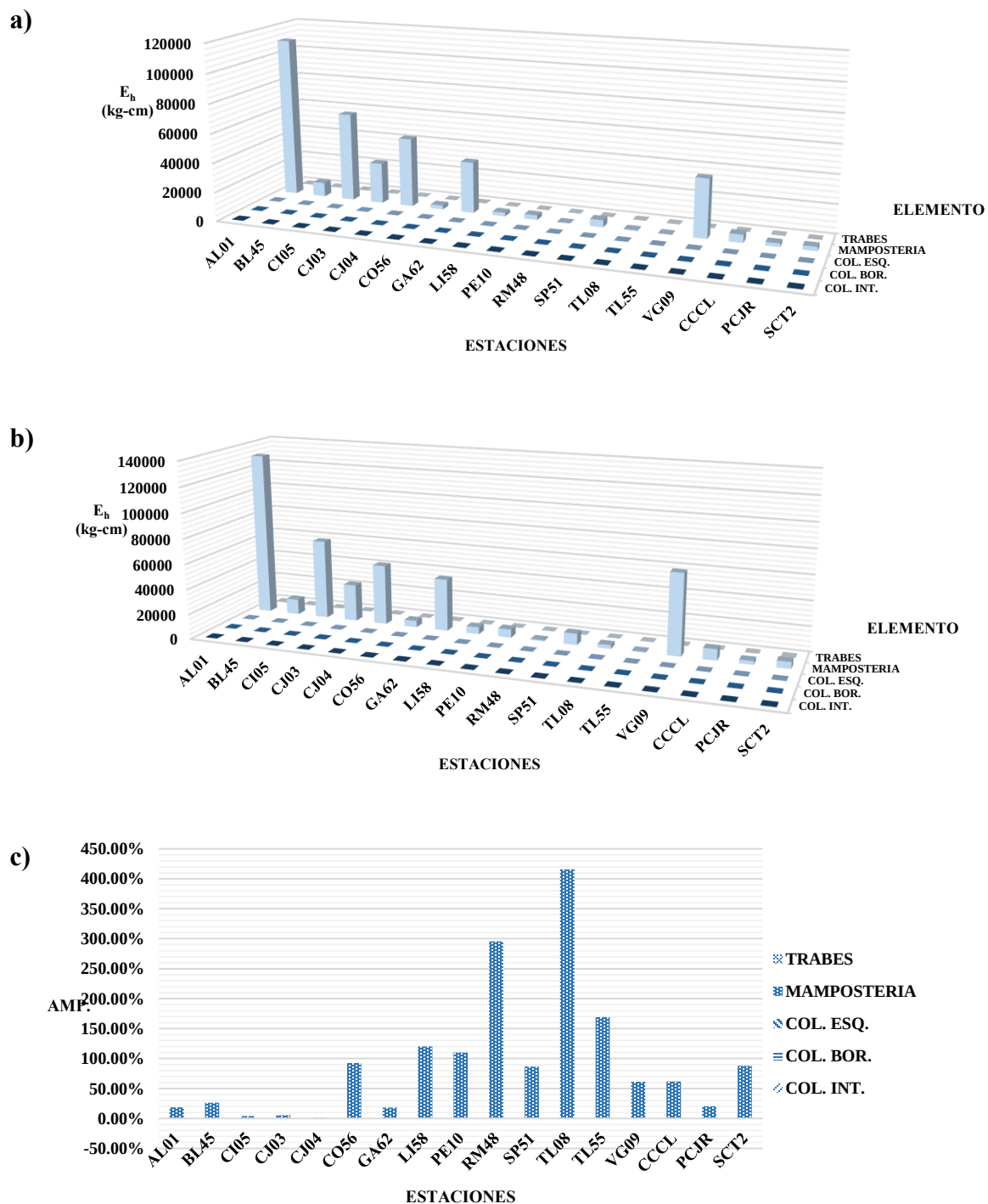


Figura VII-117 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

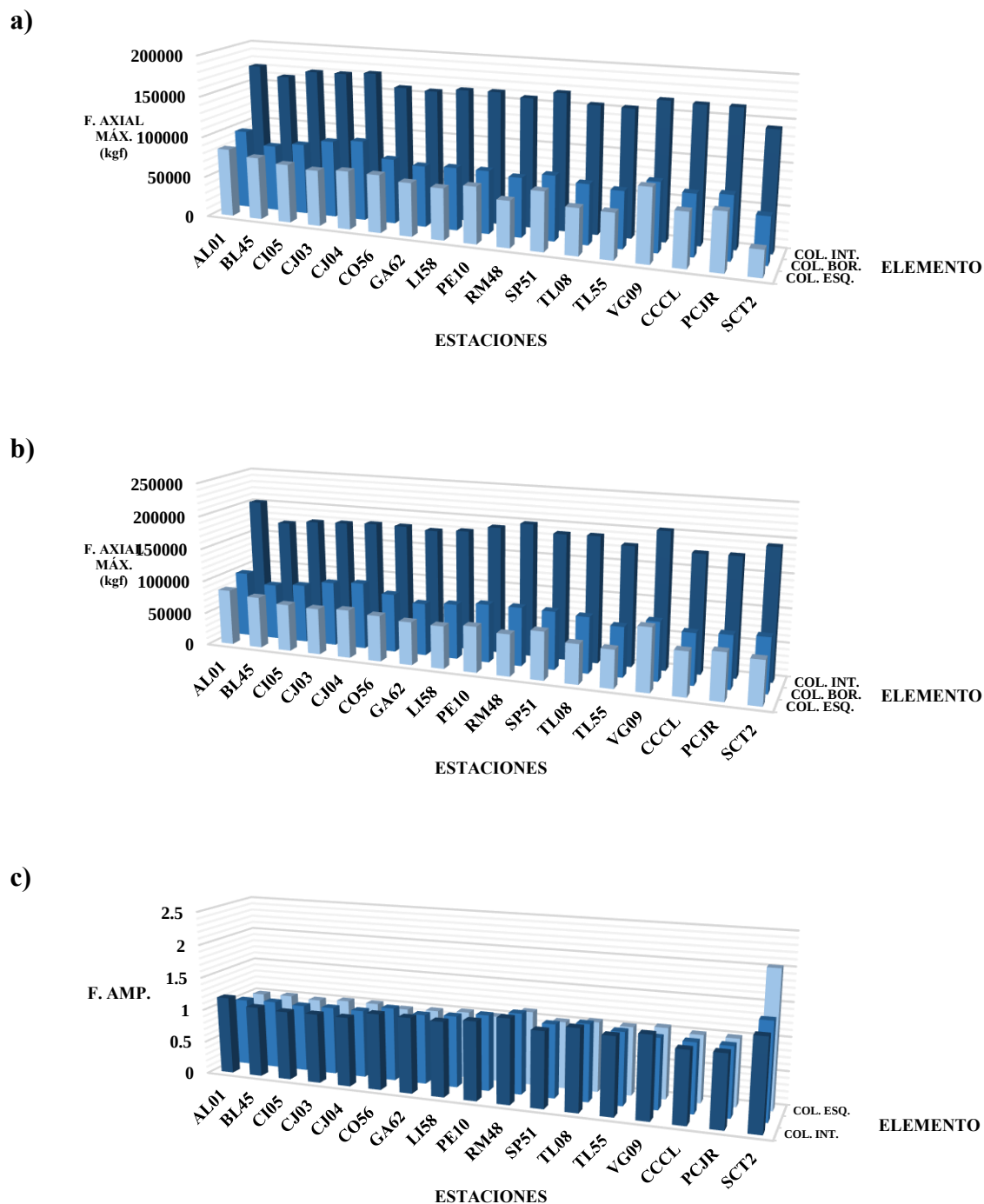
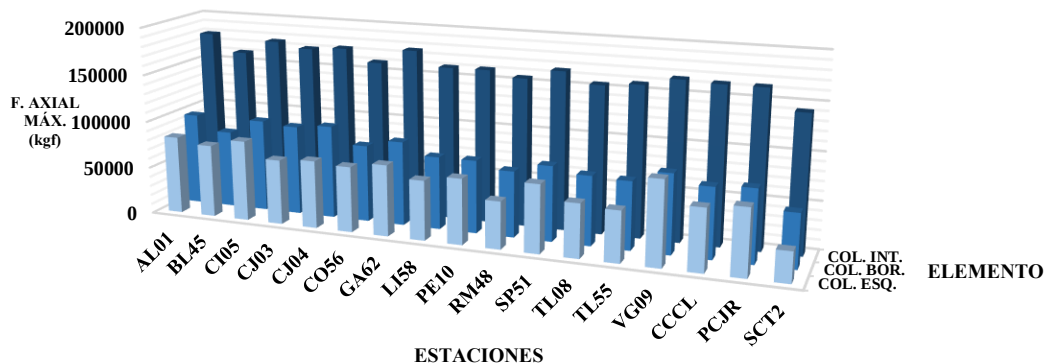
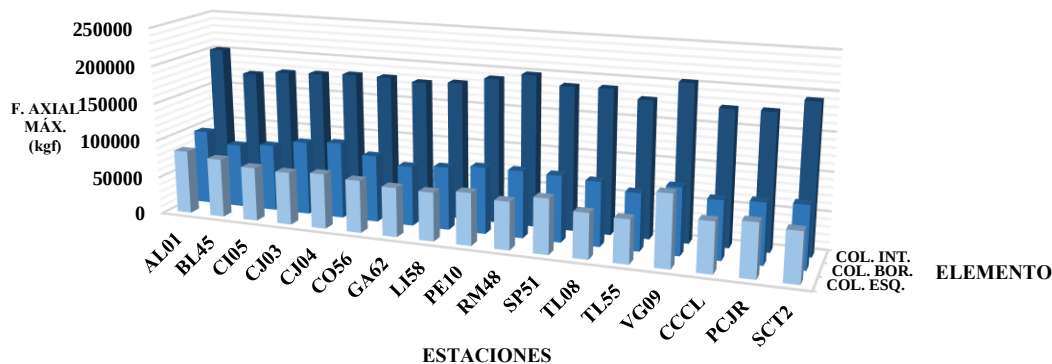


Figura VII-118 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



c)

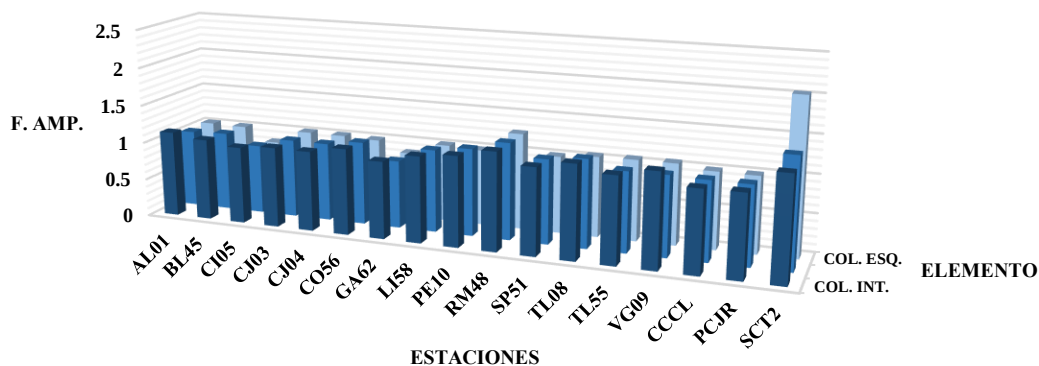


Figura VII-119 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

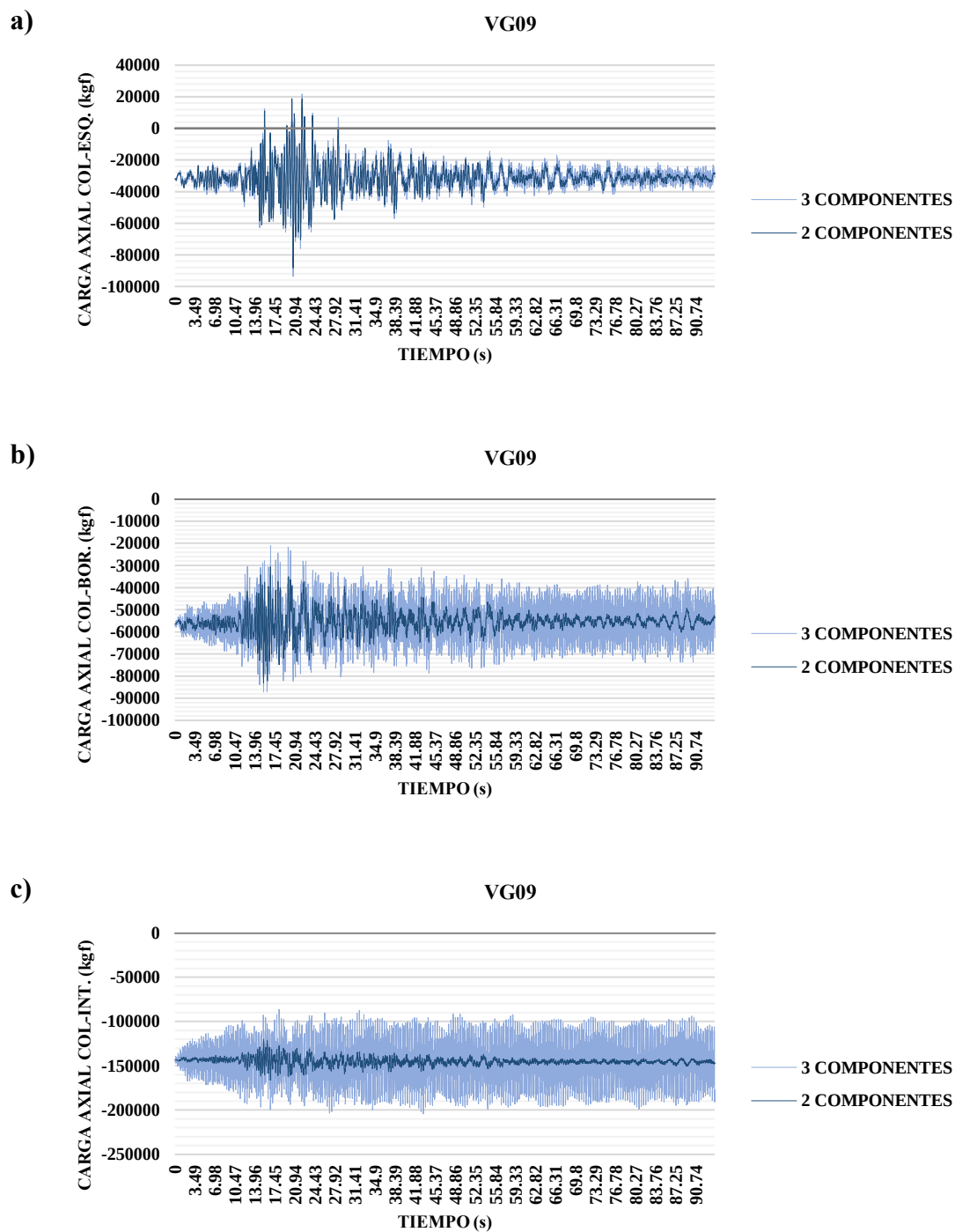


Figura VII-120 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.

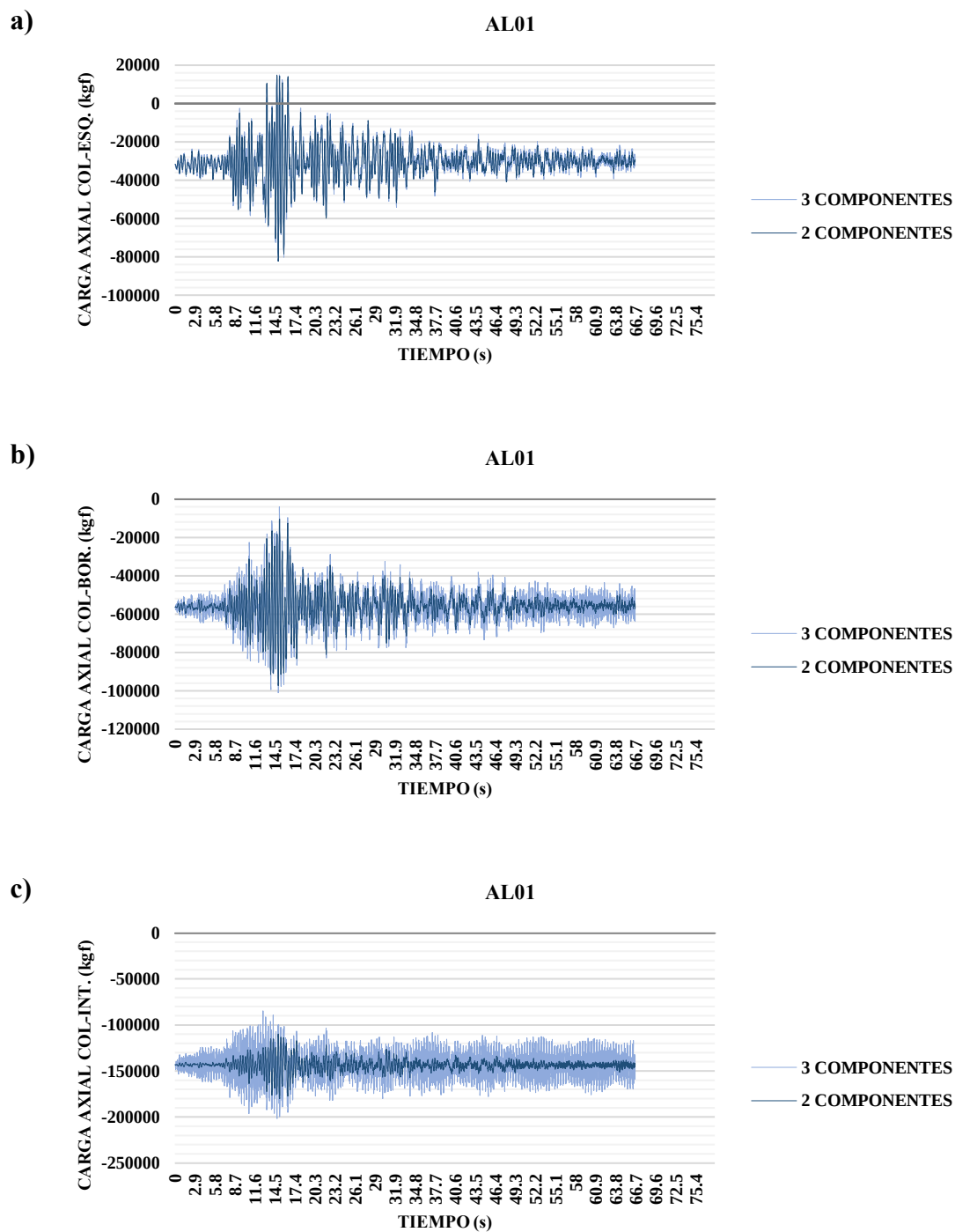


Figura VII-121 Resultados del ADNl del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

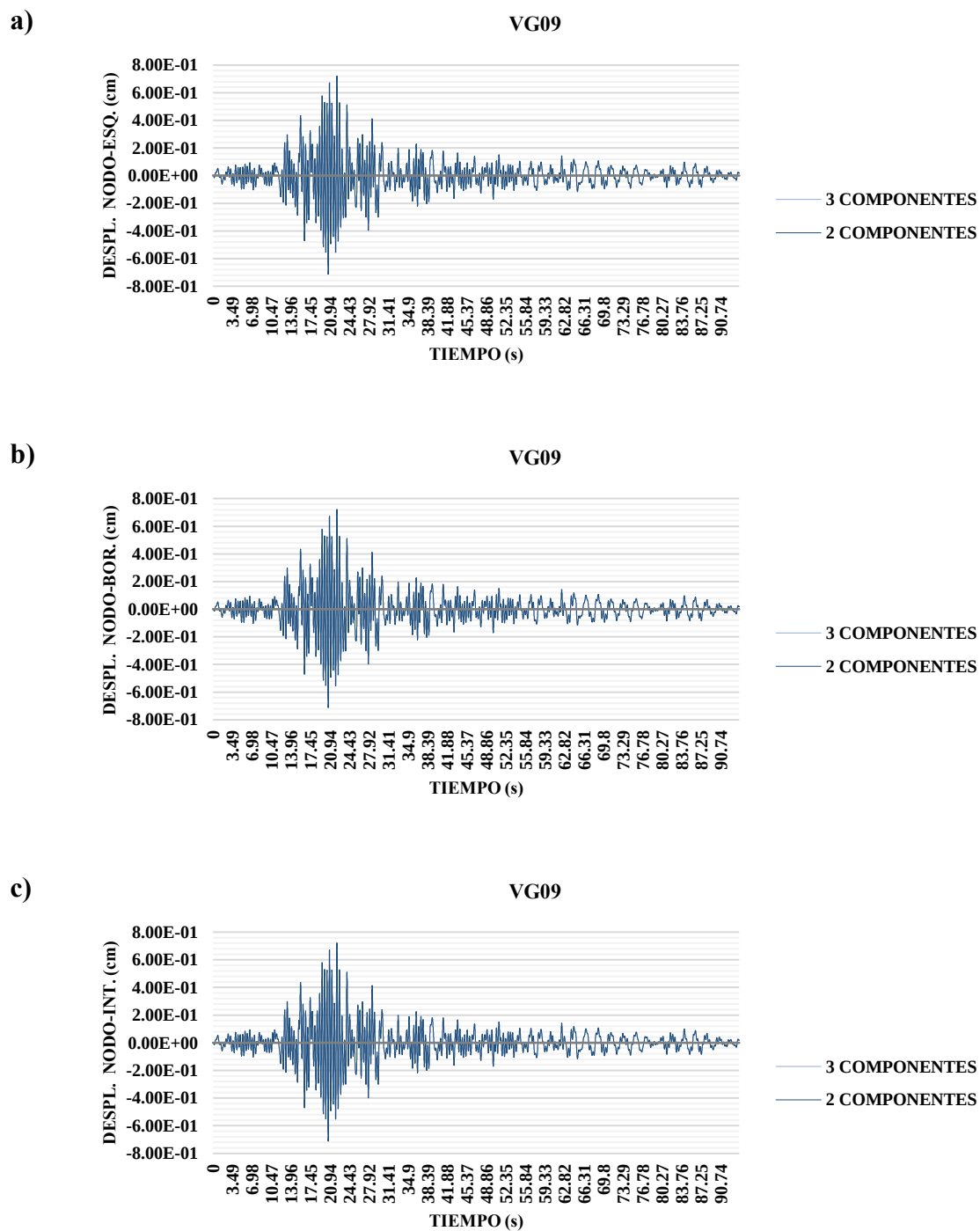


Figura VII-122 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo

superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.

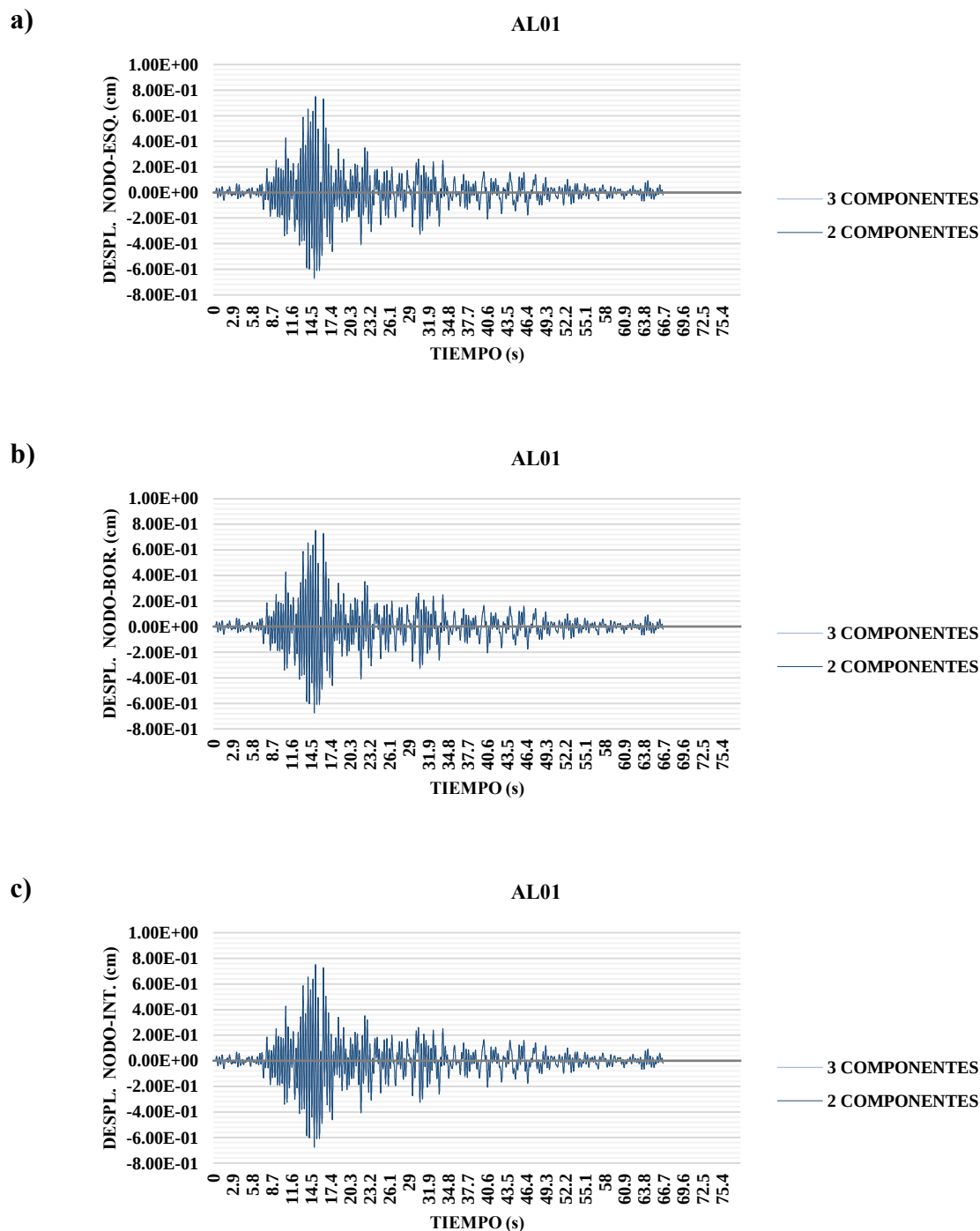


Figura VII-123 Resultados del ADNL del edificio de cinco niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes

correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

7.4.2.3. *EDIFICIO DE SIETE NIVELES* **ZONA I**

La Figura VII-124 muestra que el registro CP28 presentó la deriva máxima en planta baja de 0.0014 y el registro PA34 la máxima deriva de azotea con 0.0018. El registro CP28 también presentó el cortante en la base máximo con 819.1 t.

Las Figuras VII-125 y VII-126 muestran la desagregación de la energía histerética por elementos que corresponden a la dirección donde se presentaron las mayores derivas en azotea y planta baja, respectivamente. La disipación máxima de energía para el primer caso se da en el registro FJ74 y CP28 para el segundo. El registro CP28 tiene el porcentaje de amplificación más grande con cerca del 79%. La mayor contribución se da evidentemente en los muros de relleno con un promedio de 47.73%.

En las Figuras VII-127 y VII-128 se observa que las fuerzas axiales máximas en planta baja se concentraron en los muros de mampostería para todos los registros, con un factor promedio de amplificación V/H de alrededor de 1.21. El factor de amplificación más grande se ubica en los muros de relleno del registro PA34 con valor de 1.29.

La Figura VII-129 muestra la historia de cargas axiales de columnas en planta baja para el registro PA34. El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue de 203.72%, con amplitudes máximas ubicadas después del segundo 18 del registro. Por otro lado, la Figura VII-130 muestra la historia de cargas axiales de columnas en planta baja para el registro CP28. El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue de 114.30%, con amplitudes máximas ubicadas después del segundo 17 del registro.

Los desplazamientos pico de los registros CP28 (Figura VII-131) y PA34 (Figura VII-132) fueron de 0.43 cm y 0.48, respectivamente, sin mostrar oscilaciones permanentes fuera del eje horizontal. Con las derivas mostradas, la estructura no tiene desplazamientos importantes y lo confirma el no tener valores en los índices de daño.

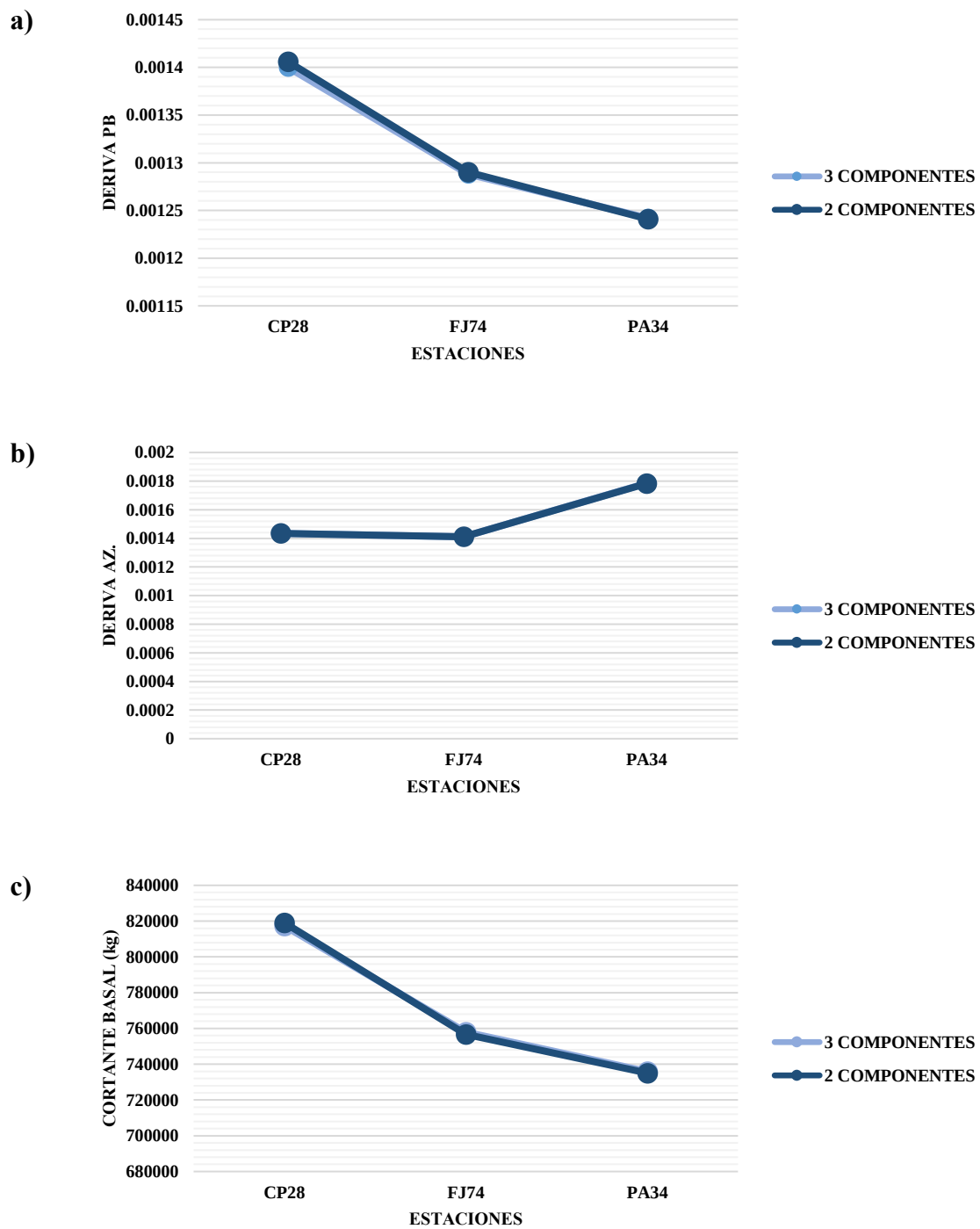
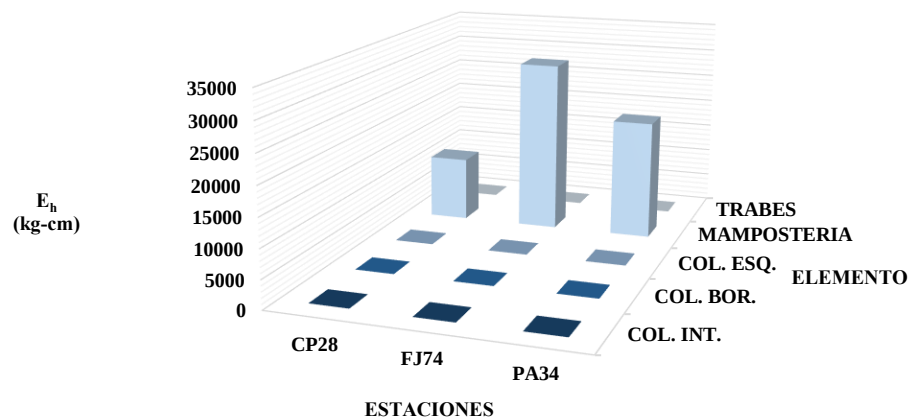
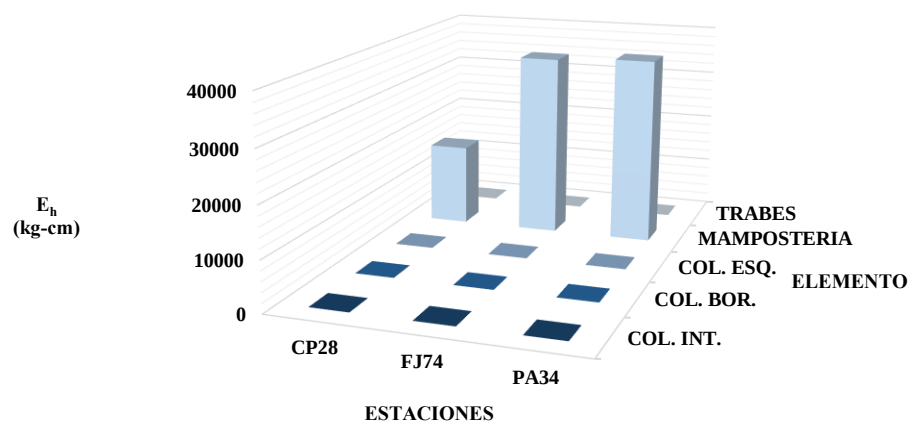


Figura VII-124 Resultados del ADNL para la zona I. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

a)



b)



c)

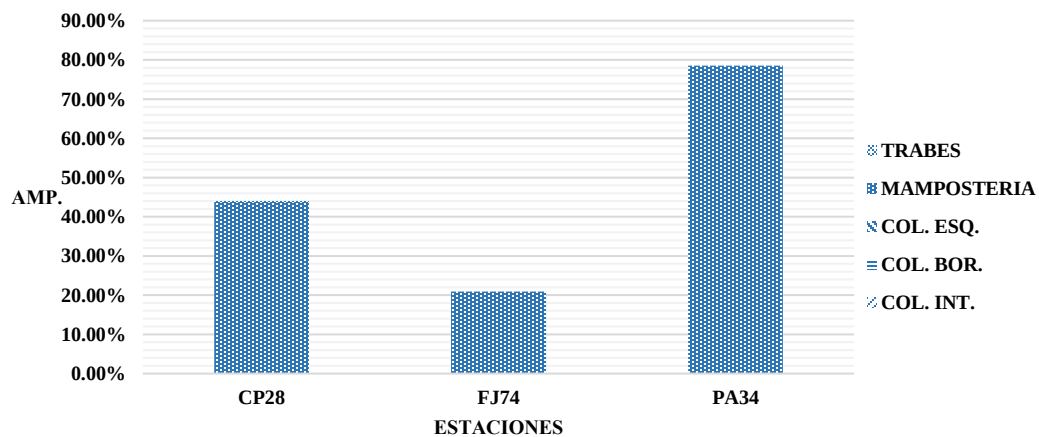
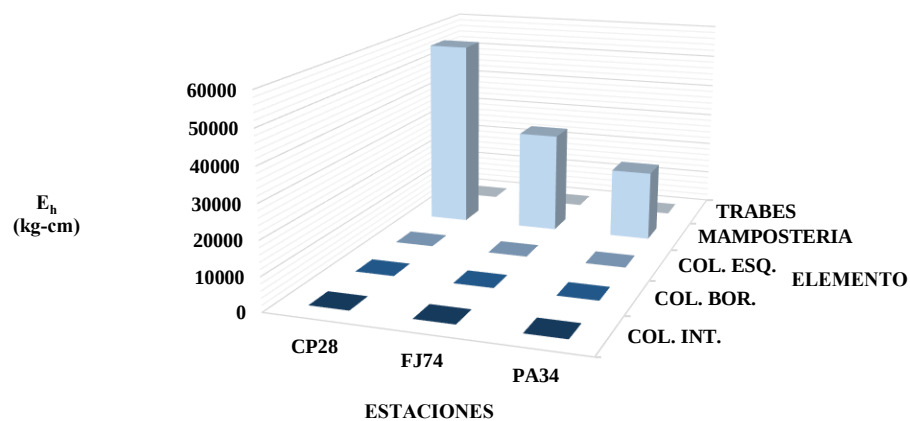
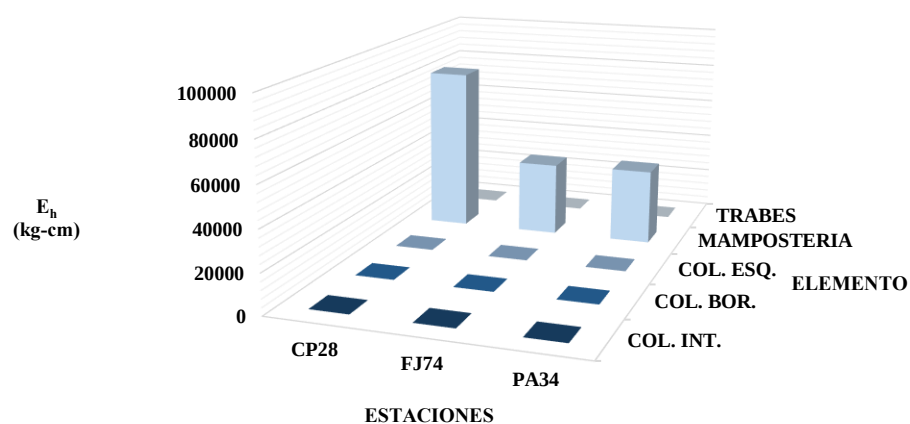


Figura VII-125 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

a)



b)



c)

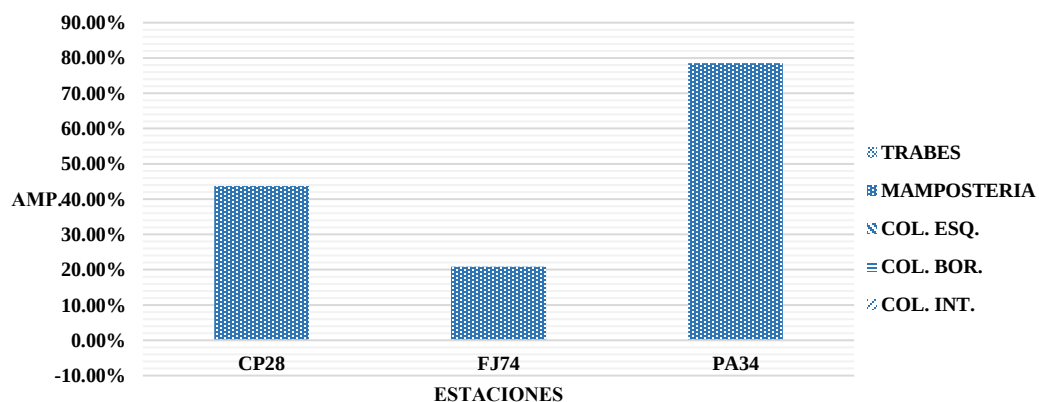


Figura VII-126 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

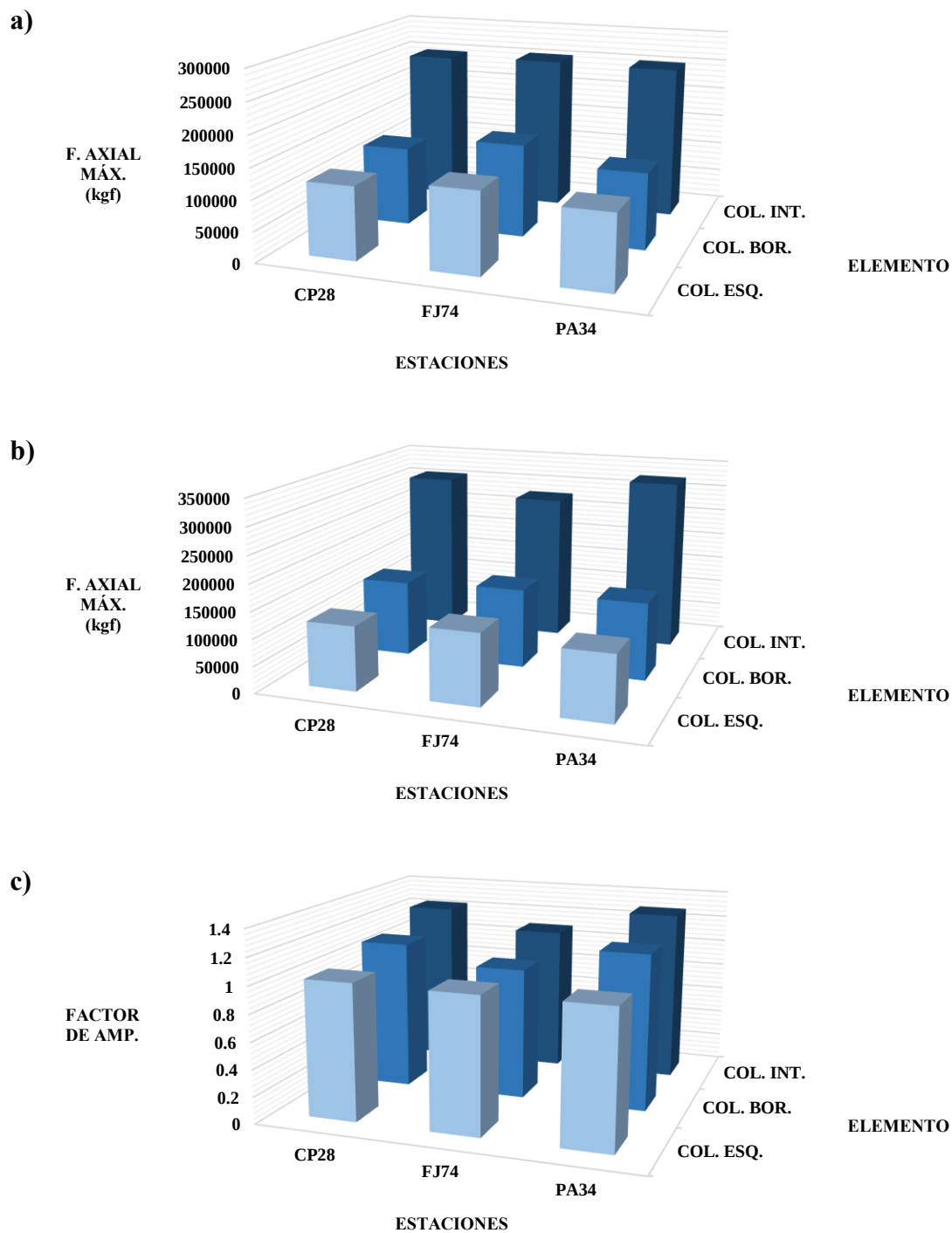
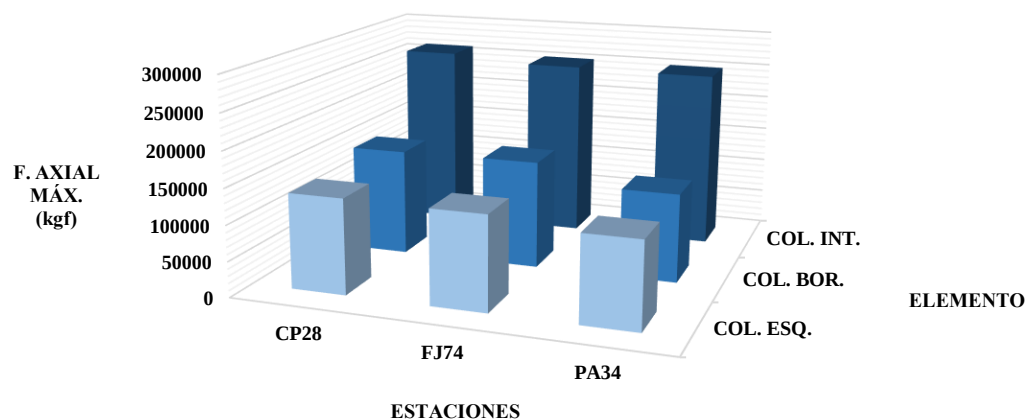
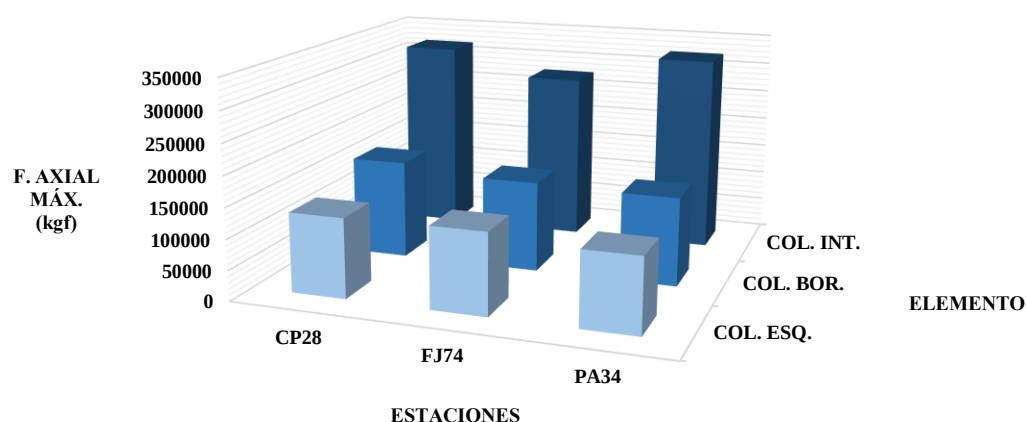


Figura VII-127 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



c)

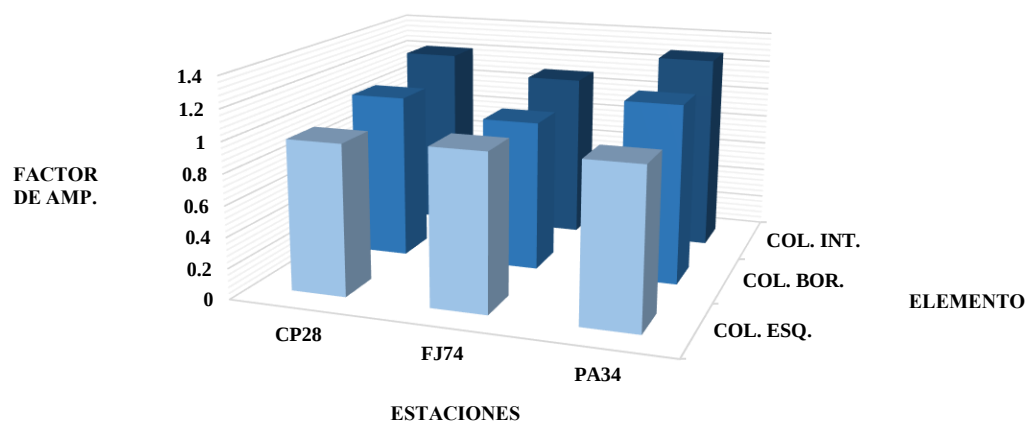


Figura VII-128 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

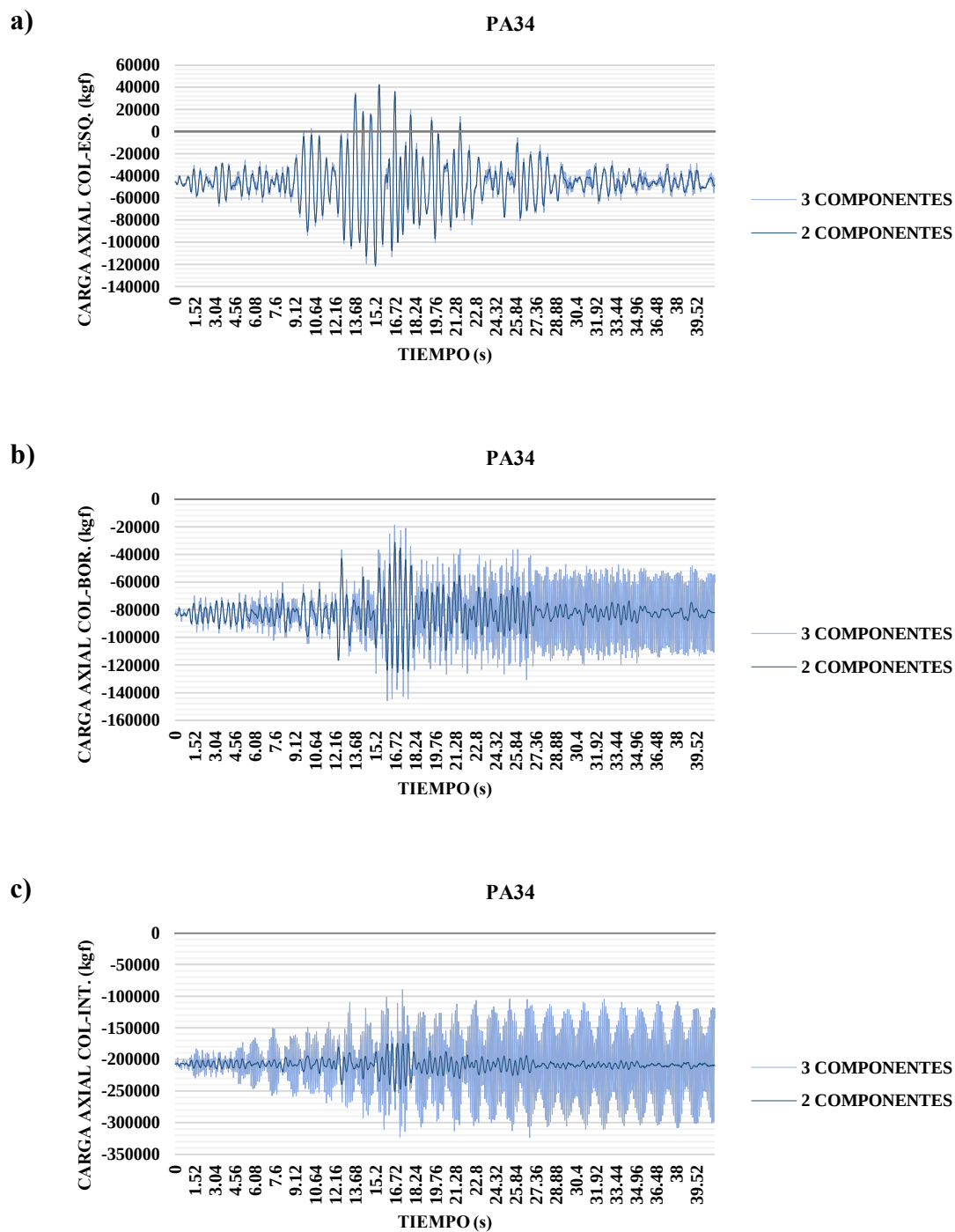


Figura VII-129 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.

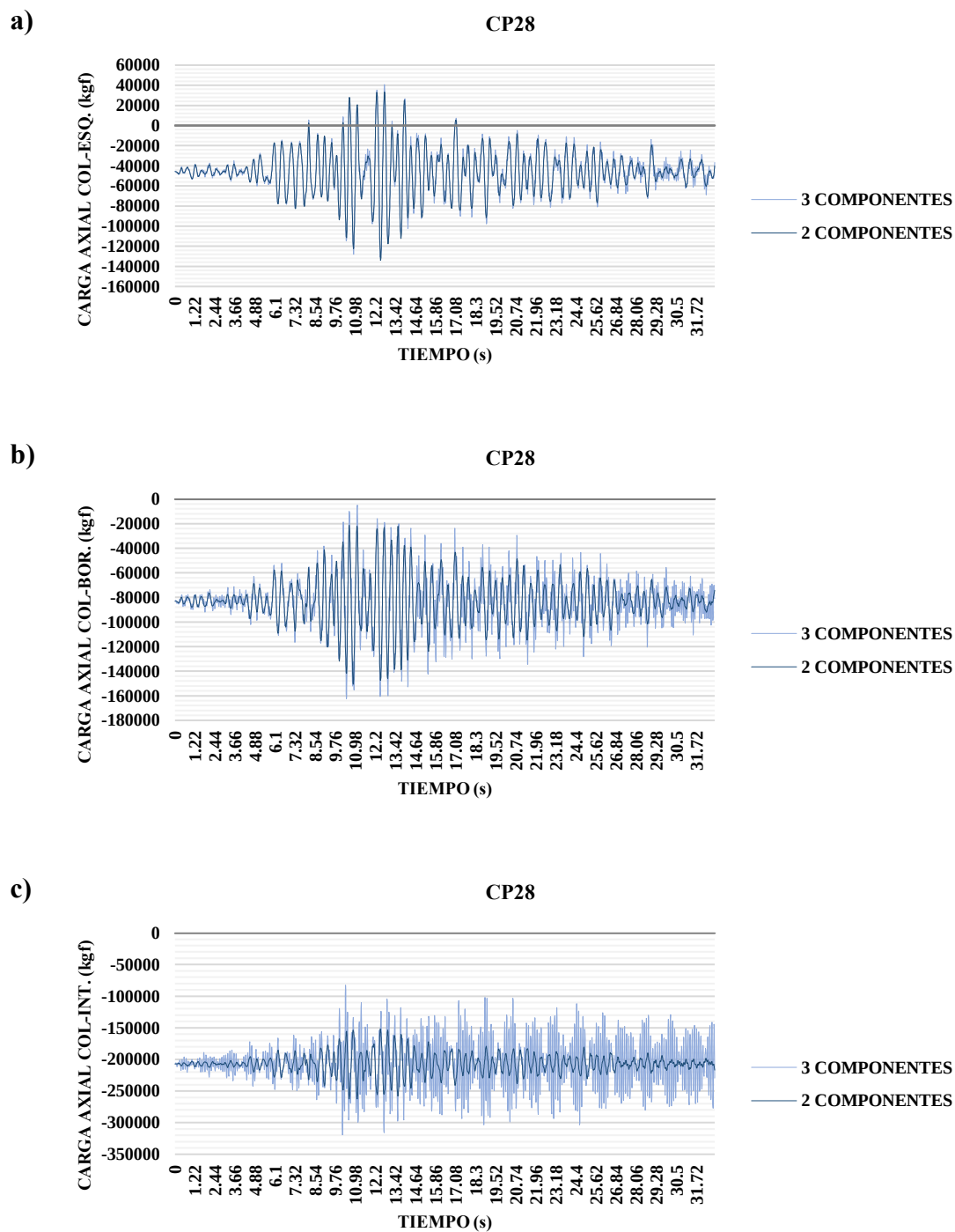


Figura VII-130 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

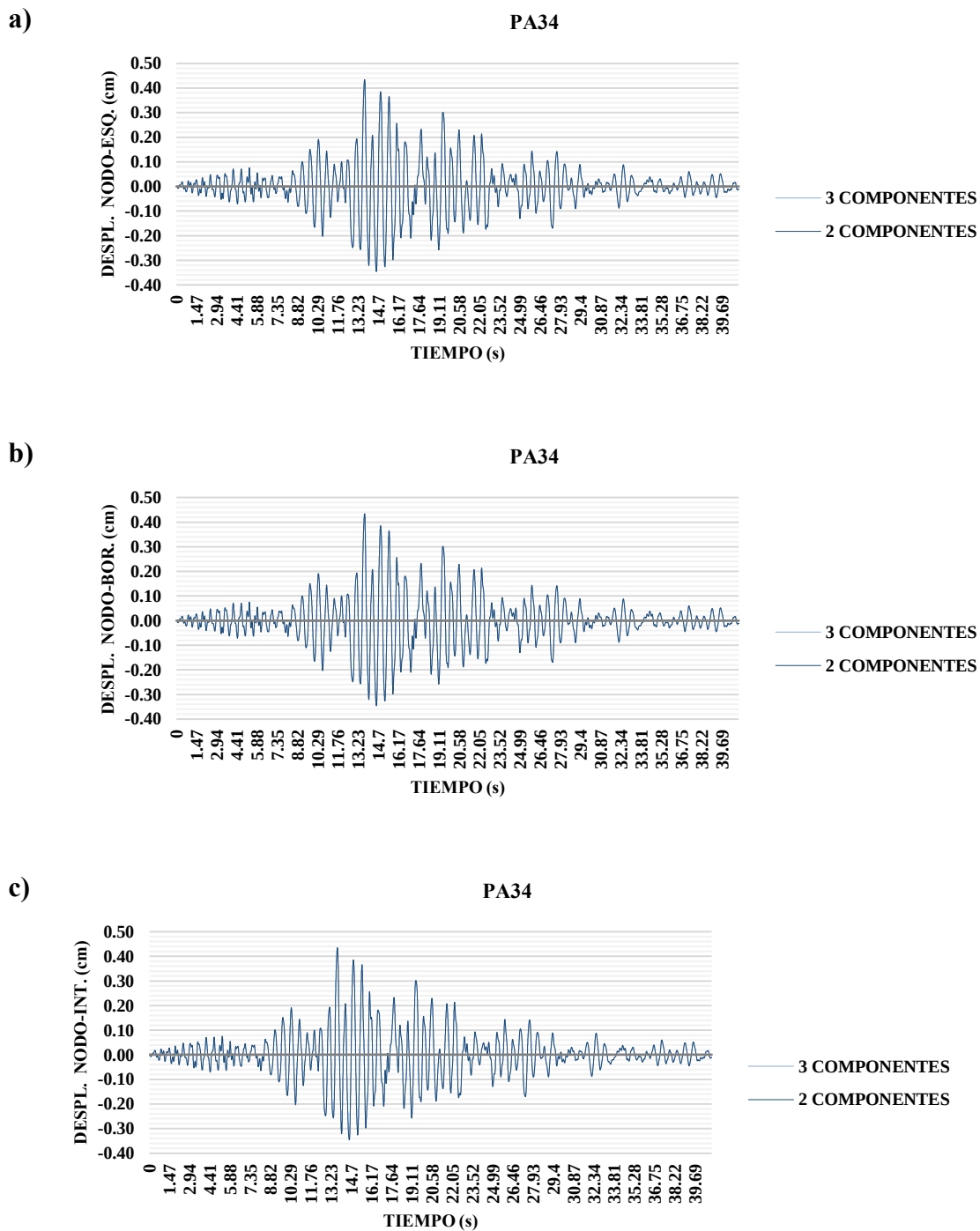


Figura VII-131 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo

superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.

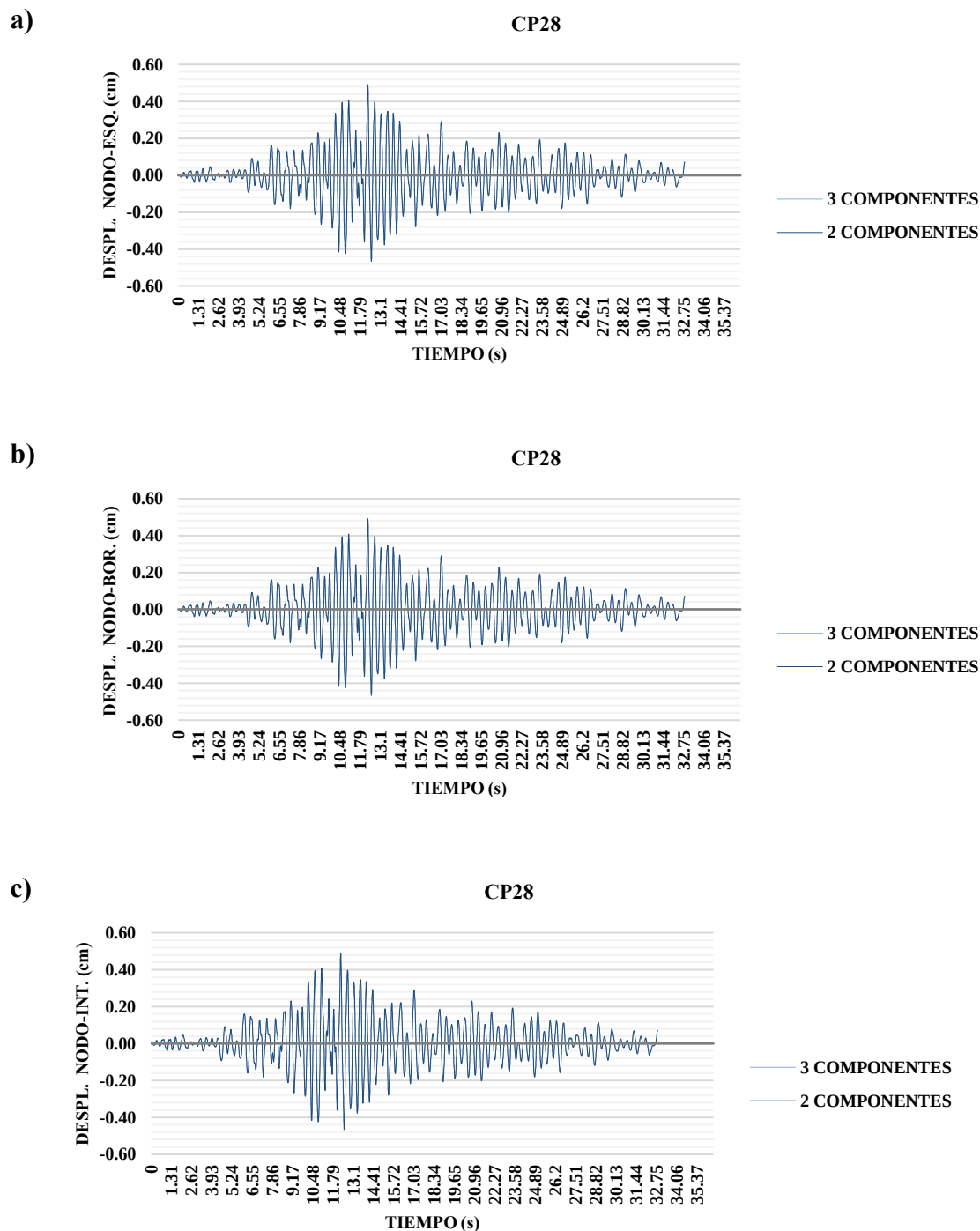


Figura VII-132 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona I. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes

correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

ZONA II

Los registros DR16 y LEAC presentaron las máximas derivas en planta baja con 0.0016. En las derivas en azotea, el valor máximo se obtuvo con el registro DR16, con valor de 0.0025 y cortante basal de 970.8 t (Figura VII-133).

Las Figuras VII-134 y VII-135 comparten al registro ES57 como el que posee el mayor porcentaje de amplificación V/H con un 127%. Los muros de mampostería con mayor demanda de energía fueron para el registro DR16, seguido por LEAC. Los promedios de porcentaje de amplificación de los muros de mampostería fueron de 36% y 31.5%, respectivamente.

Las Figuras VII-136 y VII-137 muestran que el factor de amplificación máximo fue, para el primer caso, en la columna interior del registro AU46 con valor de 1.16 y, para el segundo caso, se ubicó en la columna de borde del registro CO47 con valor de 1.38. En ambos casos, las columnas interiores tienen, en promedio, los máximos factores de amplificación con valores bastante similares de alrededor de 1.12.

El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue de 79.13% para el registro DR16, mostrado en la Figura VII-138. Las amplitudes más grandes se encuentran para ciertos intervalos de tiempo al inicio y final del registro.

La historia de desplazamientos del registro DR16 se muestra en la Figura VII-139, con un desplazamiento máximo absoluto de 0.58 cm, valor que no representa daño con índices de daño inexistentes.

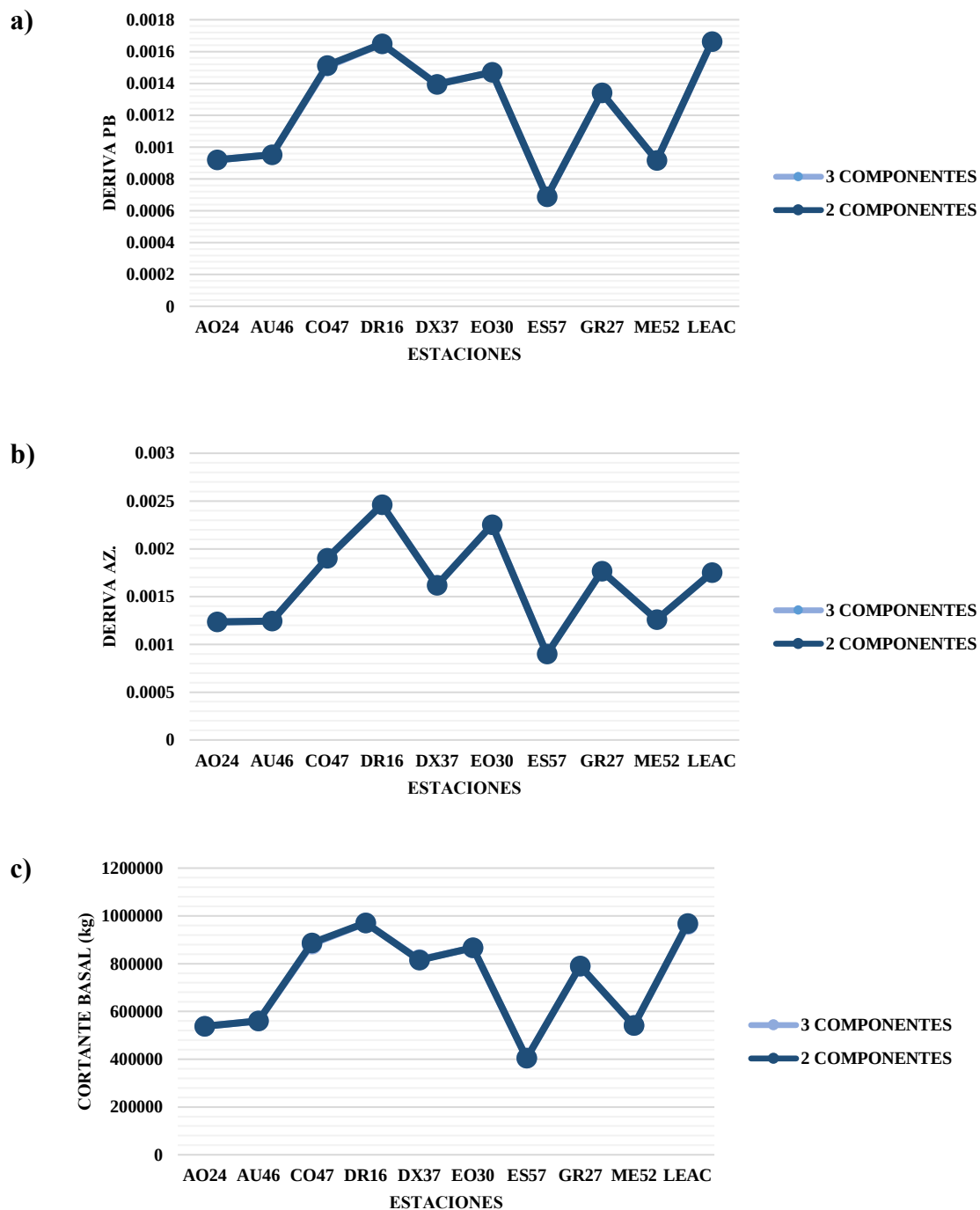


Figura VII-133 Resultados del ADNL para la zona II. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

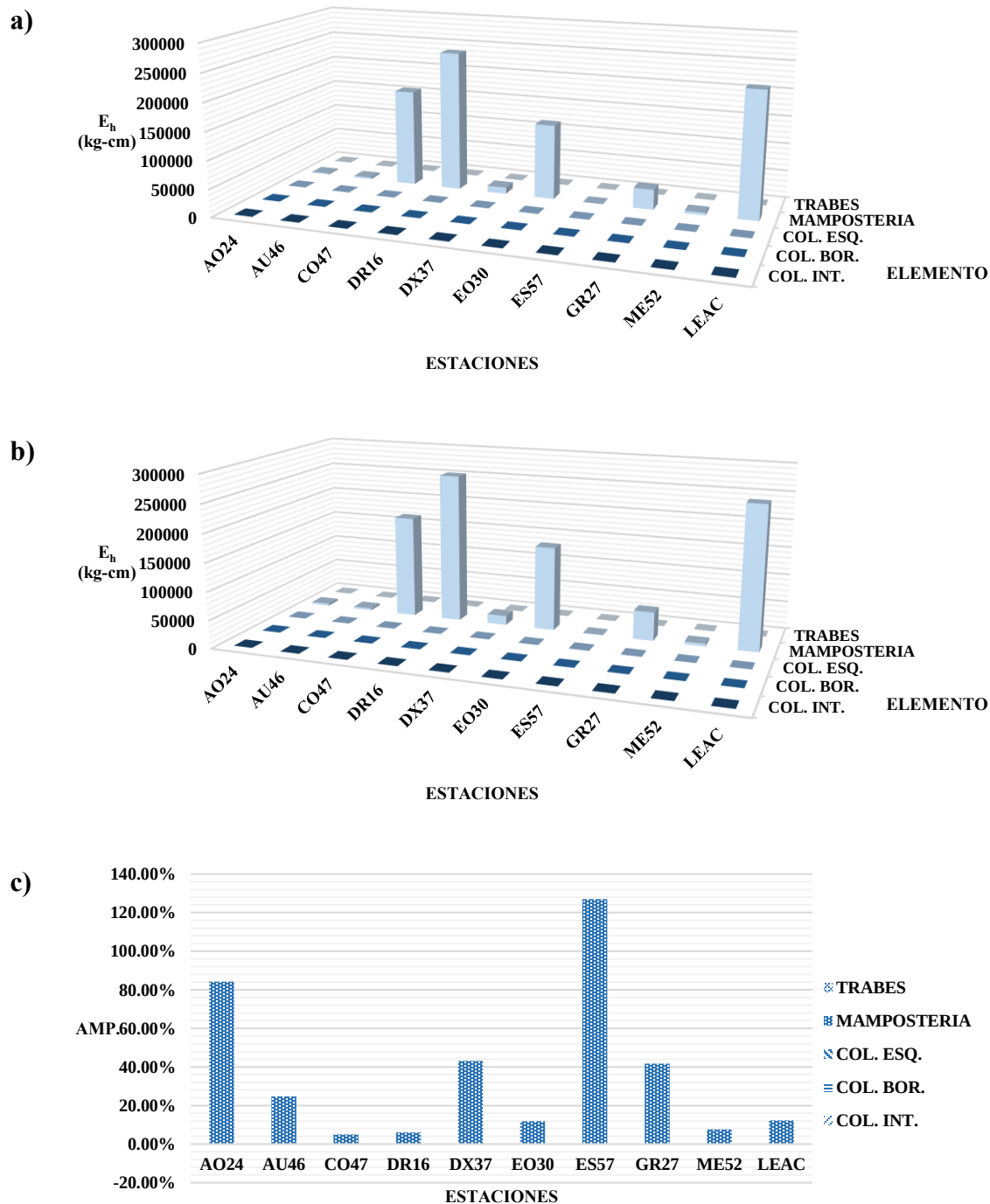


Figura VII-134 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

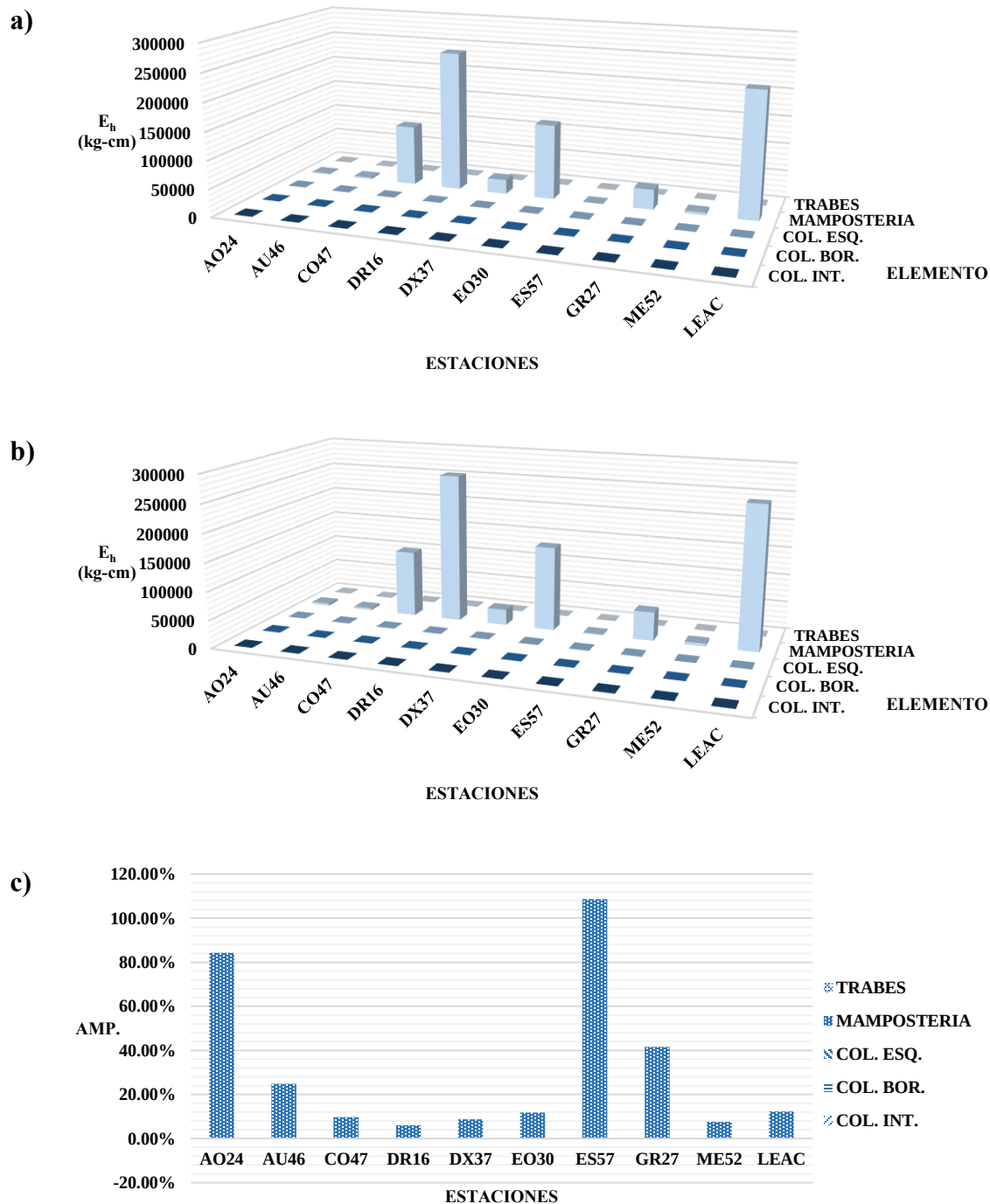
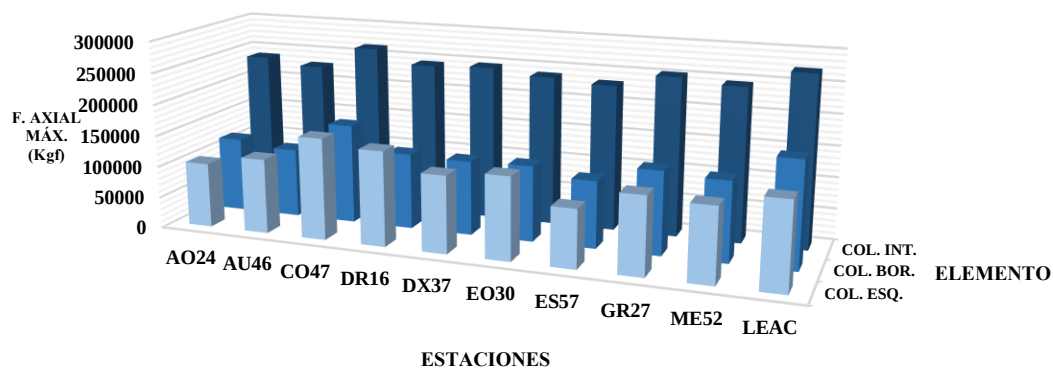
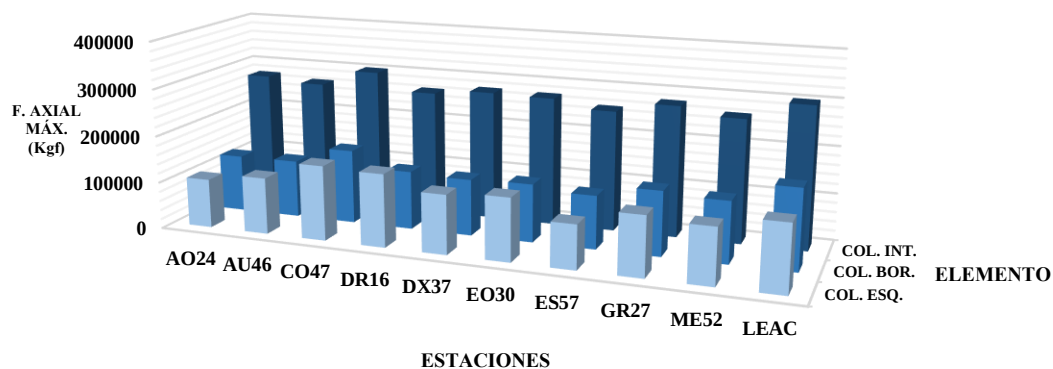


Figura VII-135 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

a)



b)



c)

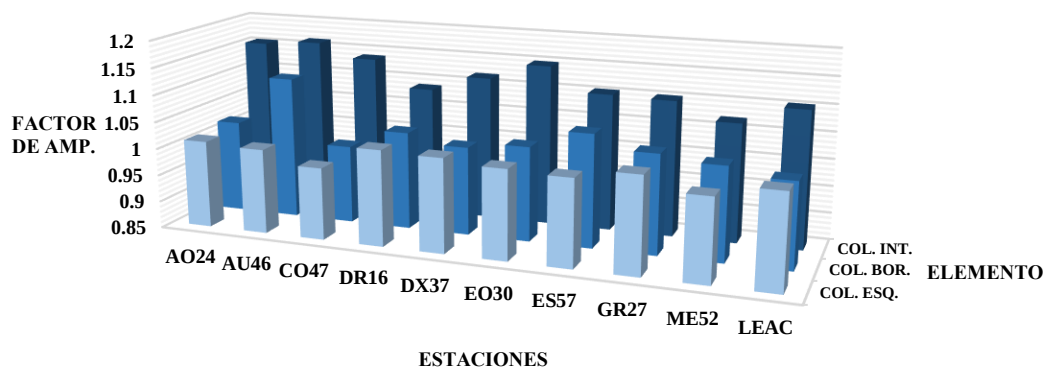
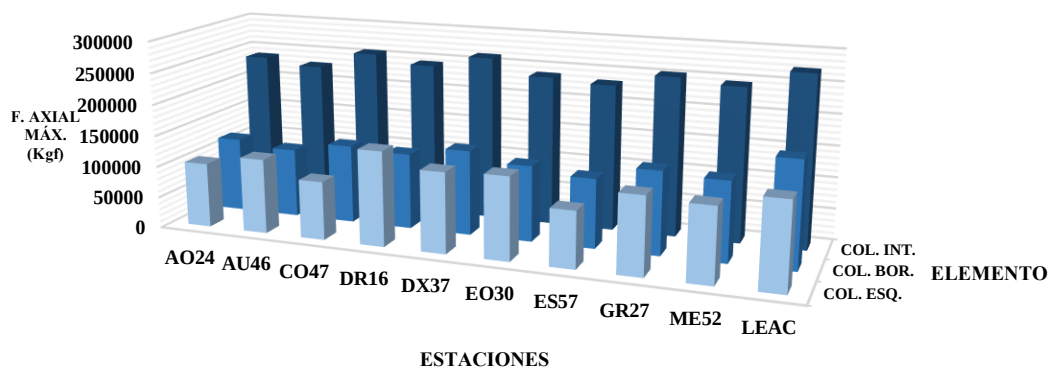
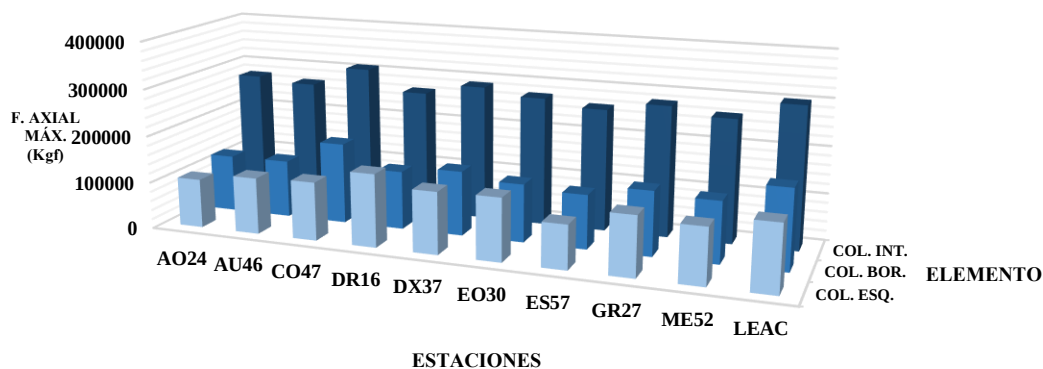


Figura VII-136 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

a)



b)



c)

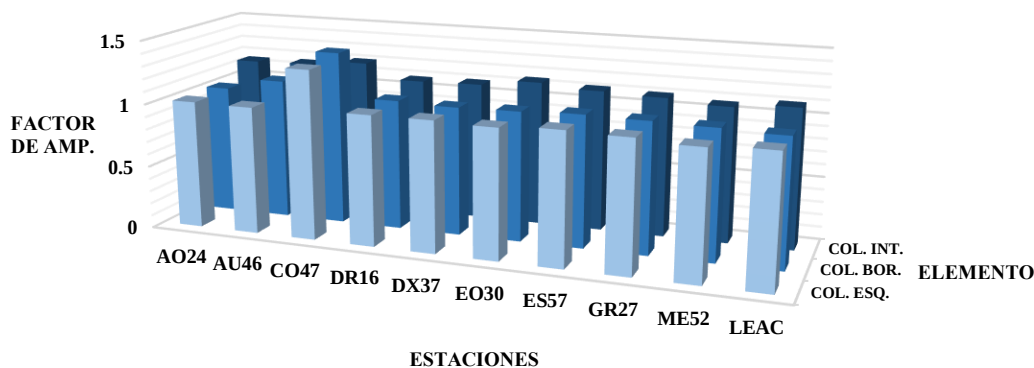


Figura VII-137 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

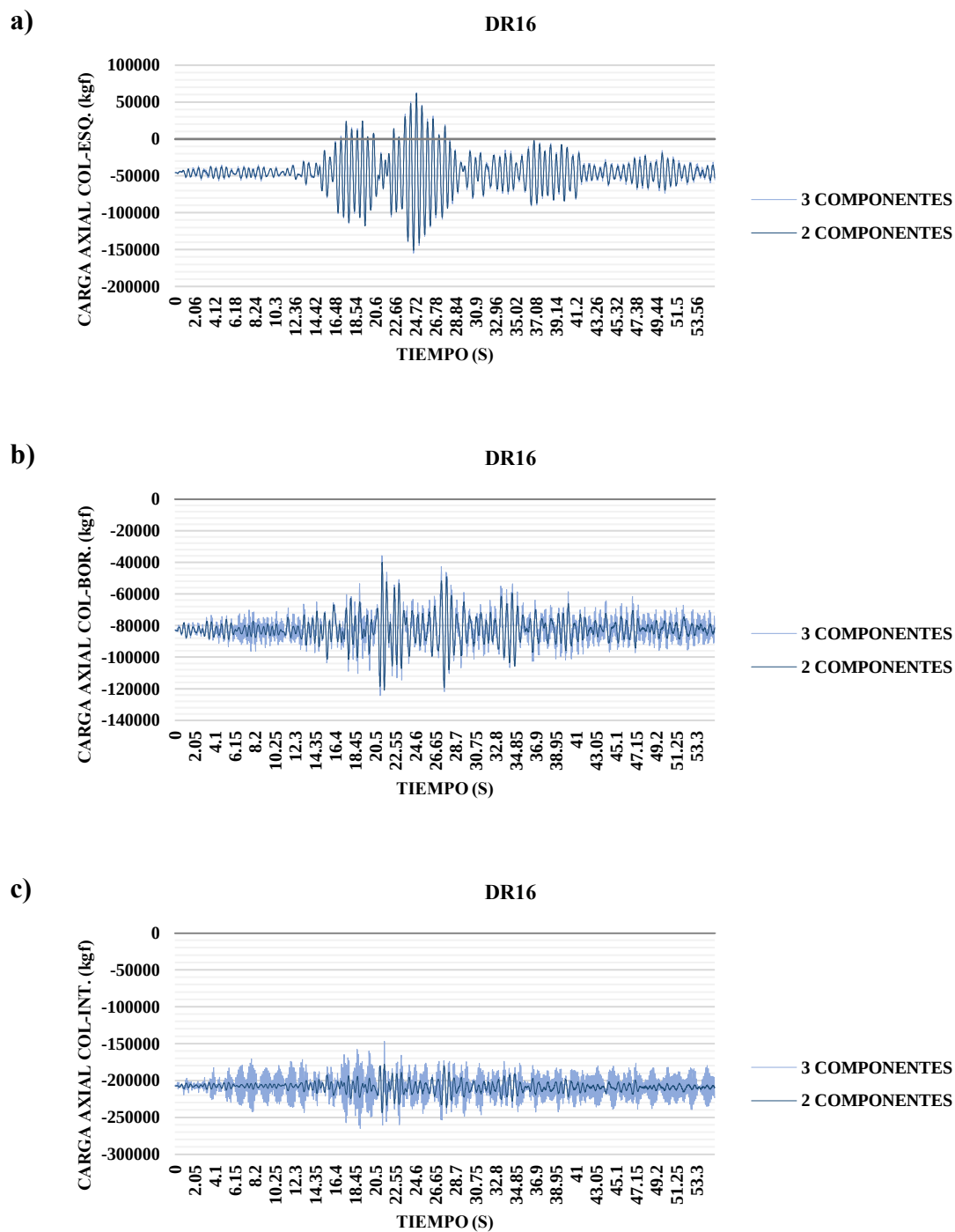


Figura VII-138 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva.

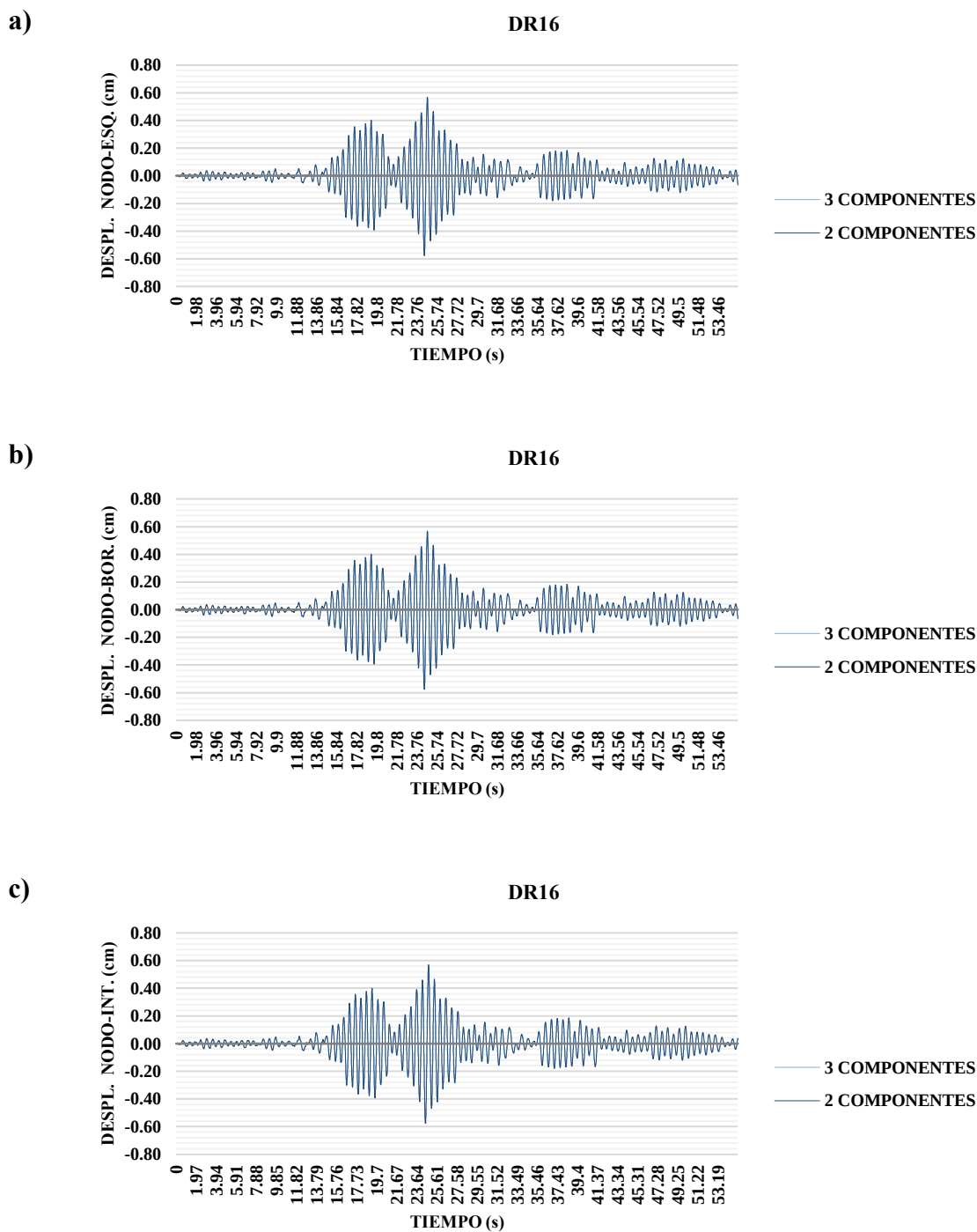


Figura VII-139 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona II. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes.

ZONA IIIa

Como se comentó en otras zonas sísmicas, el patrón de variación de las derivas no coincide en planta baja y azotea. En esta zona, el registro CH84 presentó la deriva máxima en planta baja con valor de 0.0021 y el acelerograma JC54 la deriva máxima de azotea con 0.0032. El cortante en la base fue similar en estos dos registros, aunque CH84 tuvo el valor máximo con 1,238.6 t (Figura VII-140).

A diferencia de otras zonas, además de los muros de mampostería, las trabes también tienen presencia en la demanda de energía histerética. Para el primer caso (Figura VII-141), el registro JC54 tiene las mayores demandas de energía, no obstante que CH84 tuvo el porcentaje de amplificación V/H más elevado con 52.39%. En el segundo caso (Figura VII-142), las mayores demandas de energía las tuvo el registro CH84, difiriendo de igual forma con el registro de mayor porcentaje de amplificación, el cual fue el registro LV17 con 56.9%.

Las fuerzas axiales de las columnas de planta baja que se encuentran en las figuras VII-143 y VII-144 muestran que, en ambos casos, el elemento que tiene el mayor factor de amplificación es la columna interior del registro CH84, con valores de 1.28 (primer caso) y 1.19 (segundo caso). Los valores promedio del factor de amplificación por elemento varían muy poco, siendo alrededor de 1.12 en ambos casos.

Las Figuras VII-145 y VII-146 presentan la historia de cargas axiales de columnas en planta baja para los registros JC54 y CH84, respectivamente. En ambos casos, el porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue bastante similar, con 70.04% y 72.45%, respectivamente. Asimismo, las amplitudes máximas se encuentran después de la mitad de duración de sus respectivos registros.

La figura VII-147 muestra la historia de desplazamientos del registro JC54 (correspondiente a la deriva máxima en planta baja) con 0.70 cm de desplazamiento pico. Con valor similar, el registro CH84 tuvo un desplazamiento máximo de alrededor de 0.75 cm, registro que tuvo la mayor deriva en azotea (Figura VII-148). Como ocurre con la mayoría de los edificios diseñado con el reglamento de 2017, los registros tampoco originaron daños estructurales en las columnas.

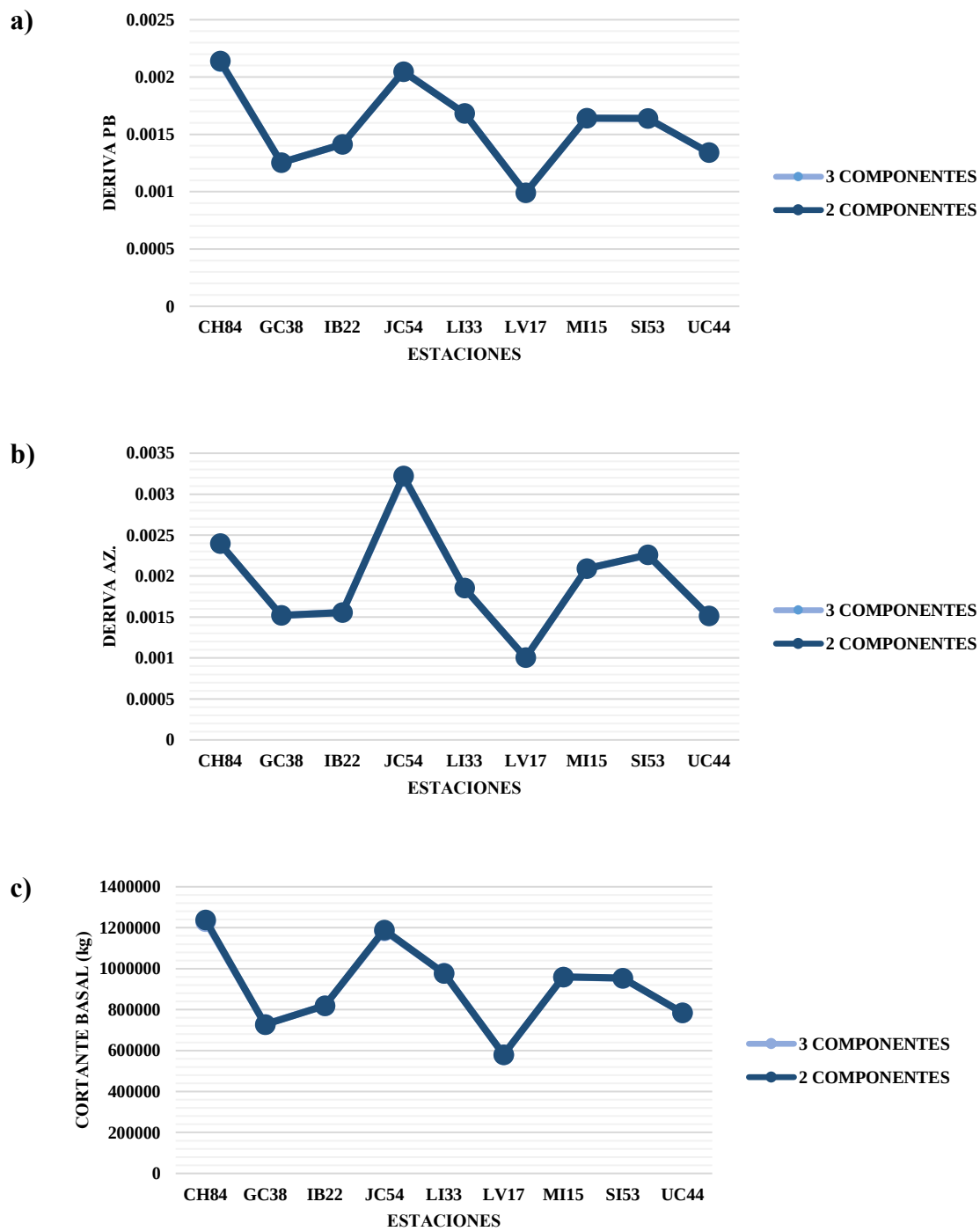


Figura VII-140 Resultados del ADNL para la zona IIIa. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

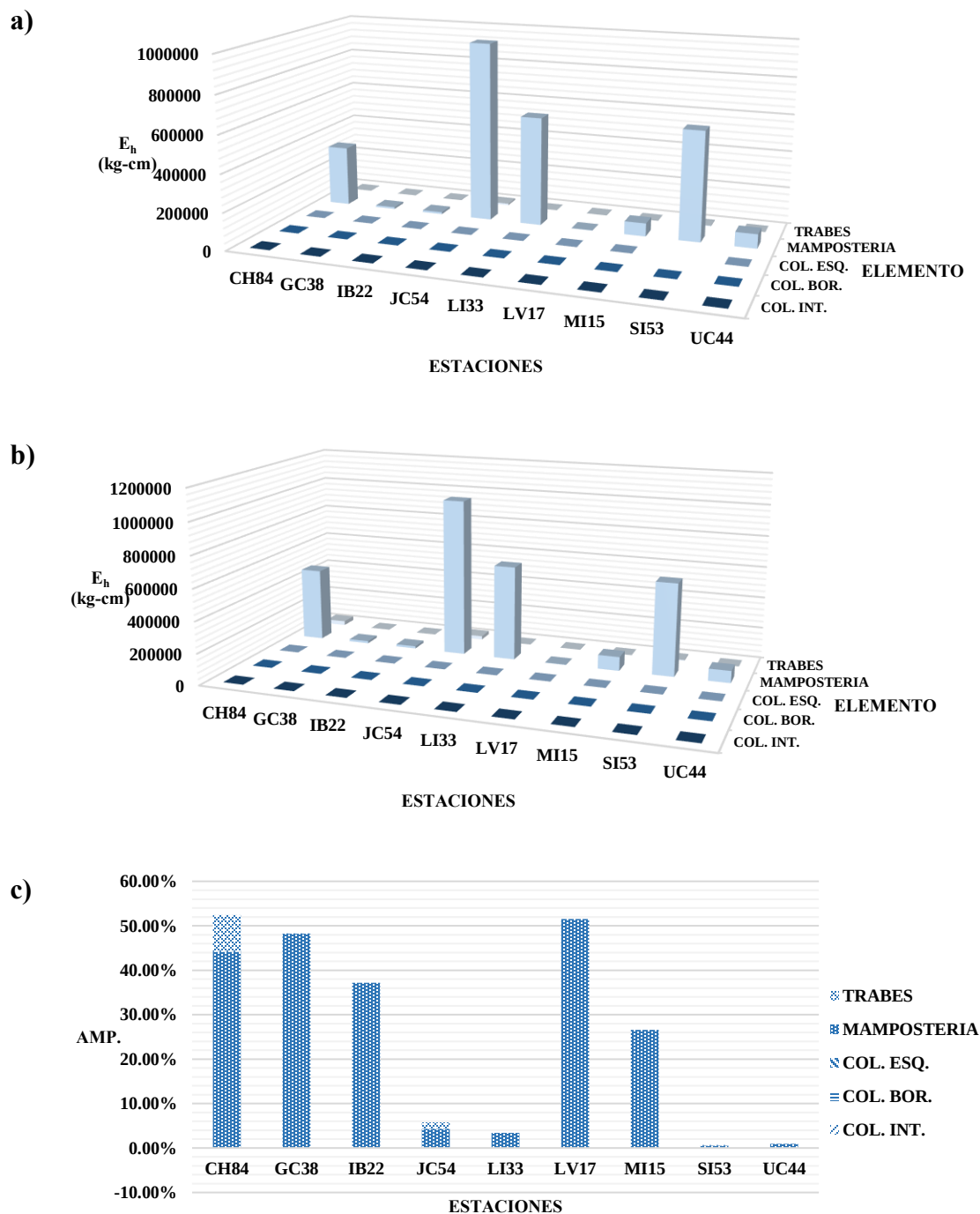


Figura VII-141 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

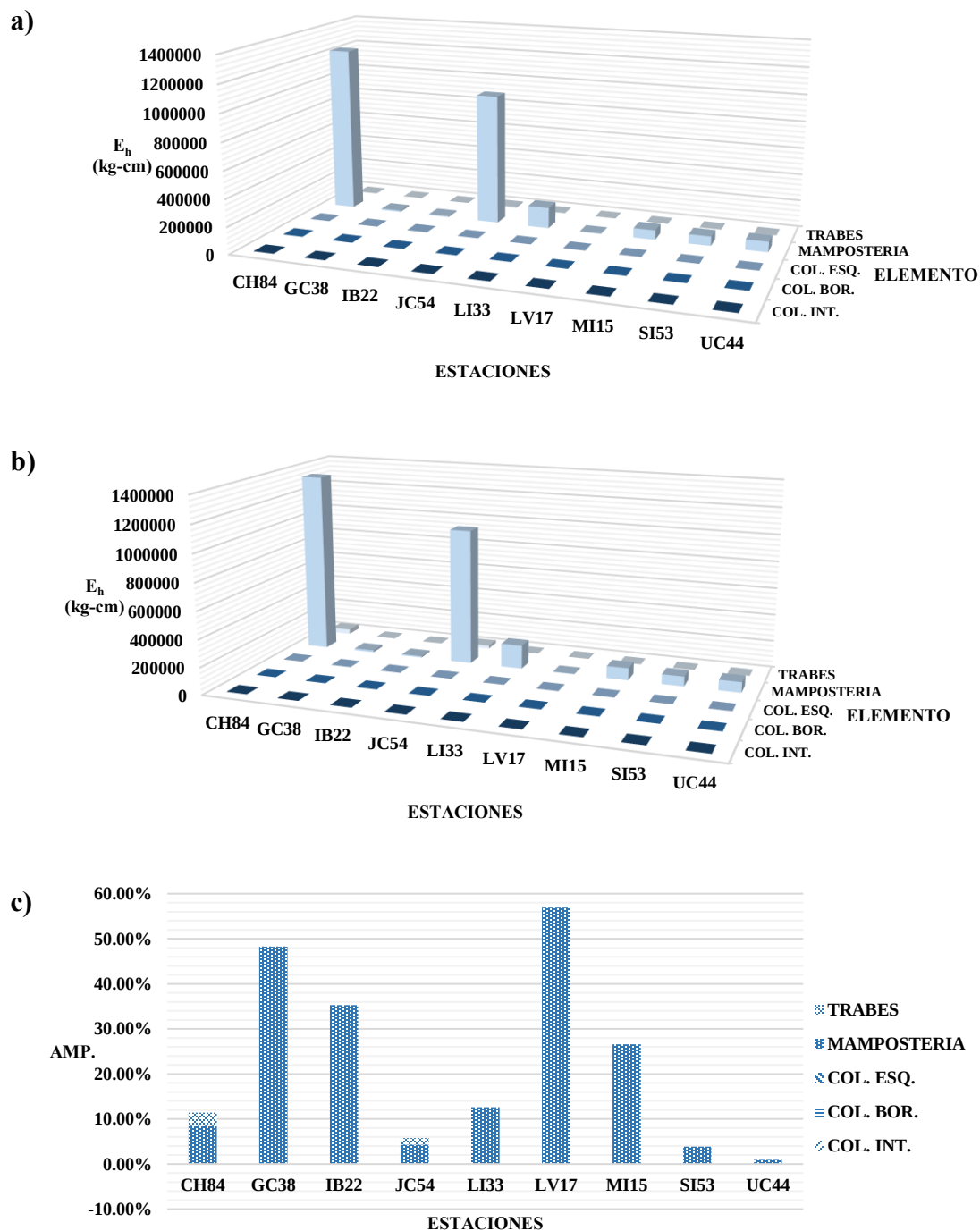


Figura VII-142 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

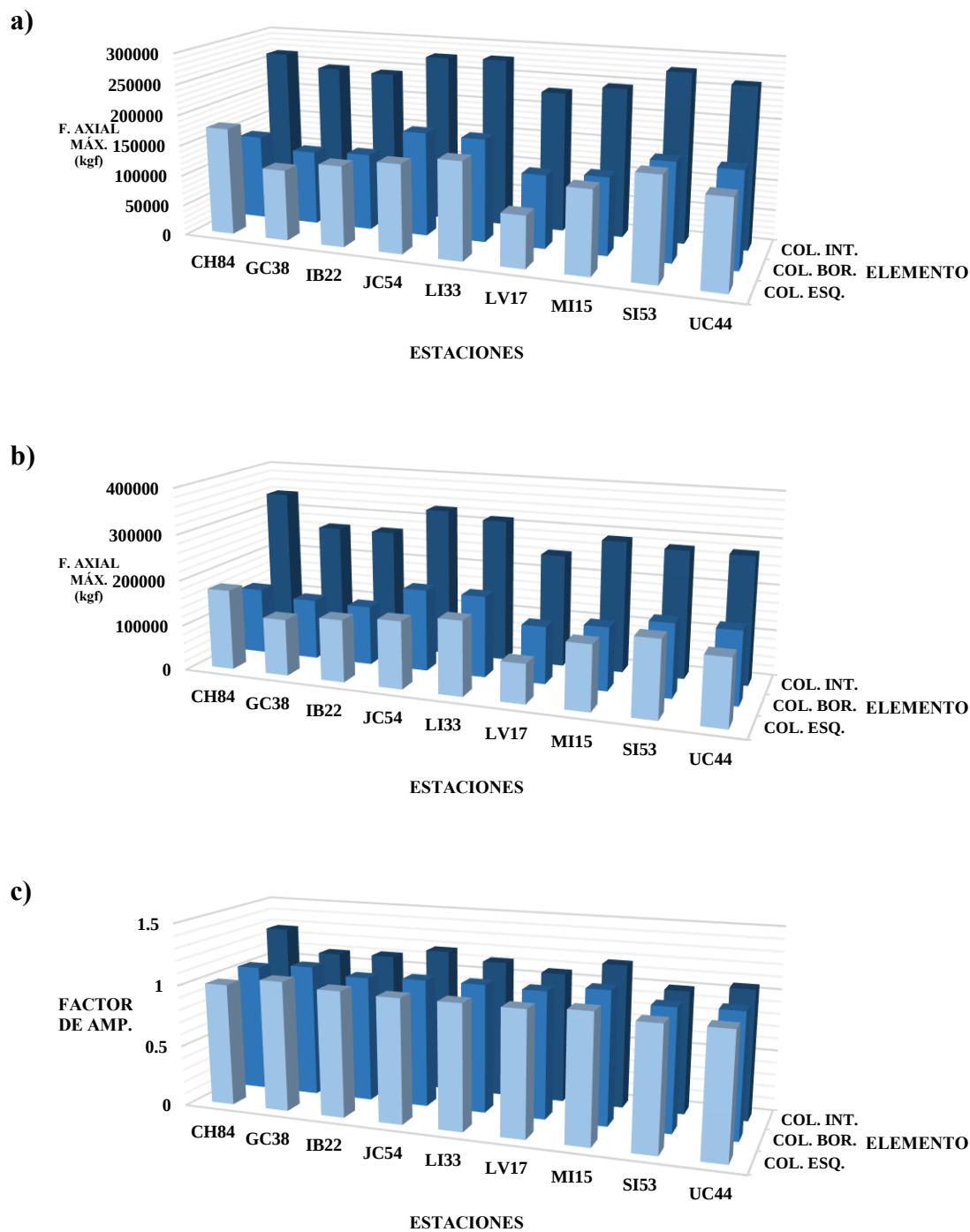


Figura VII-143 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

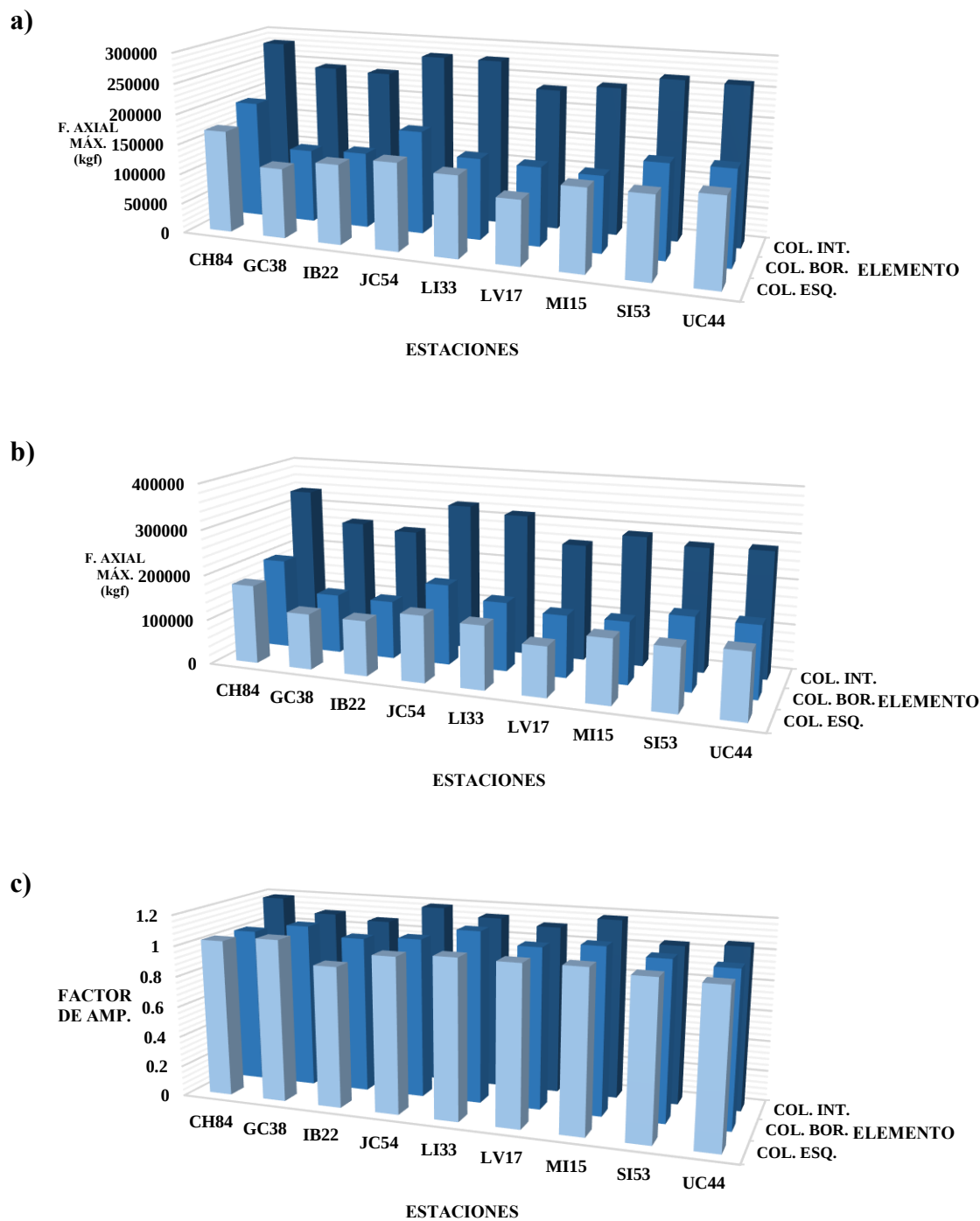


Figura VII-144 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

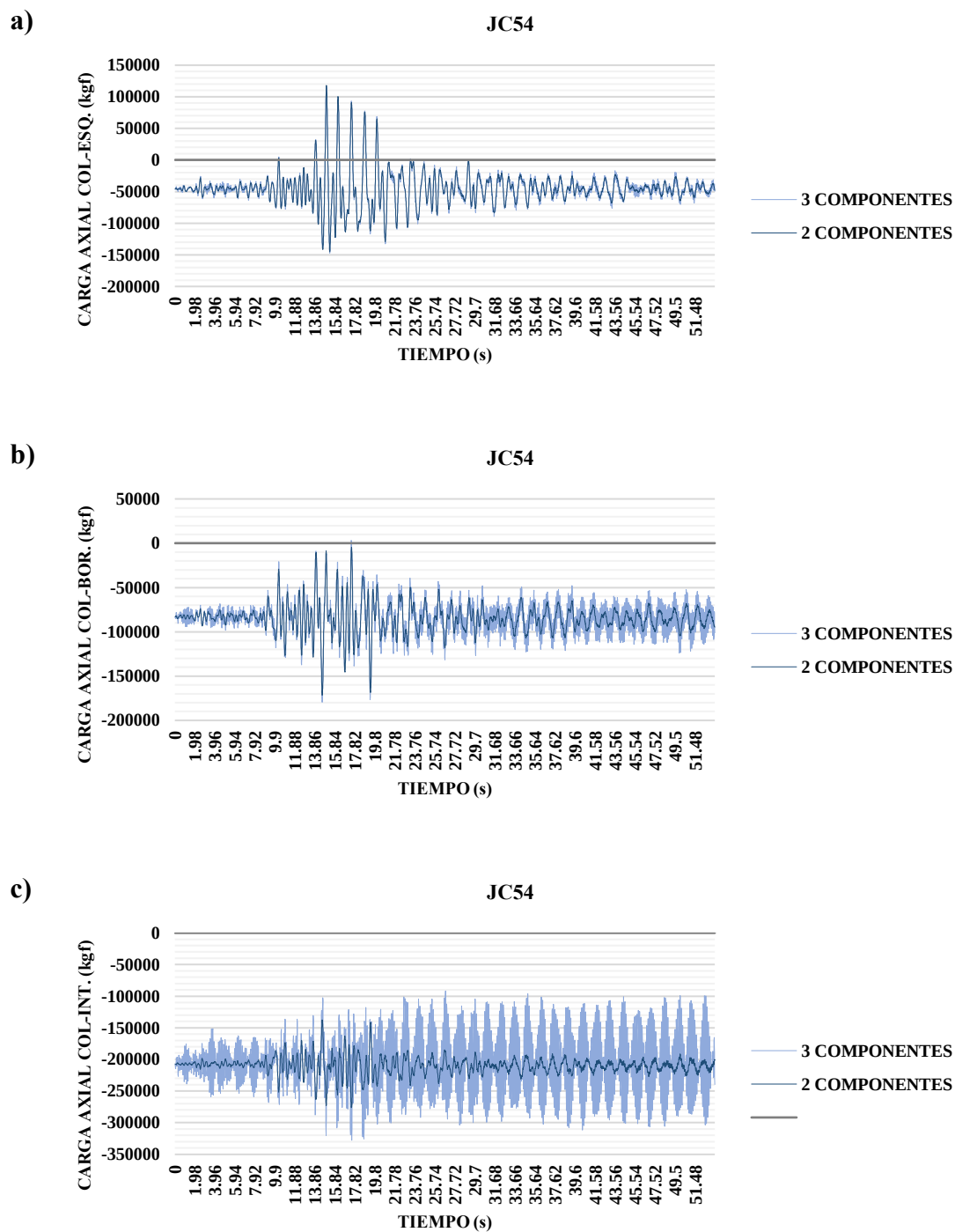


Figura VII-145 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.

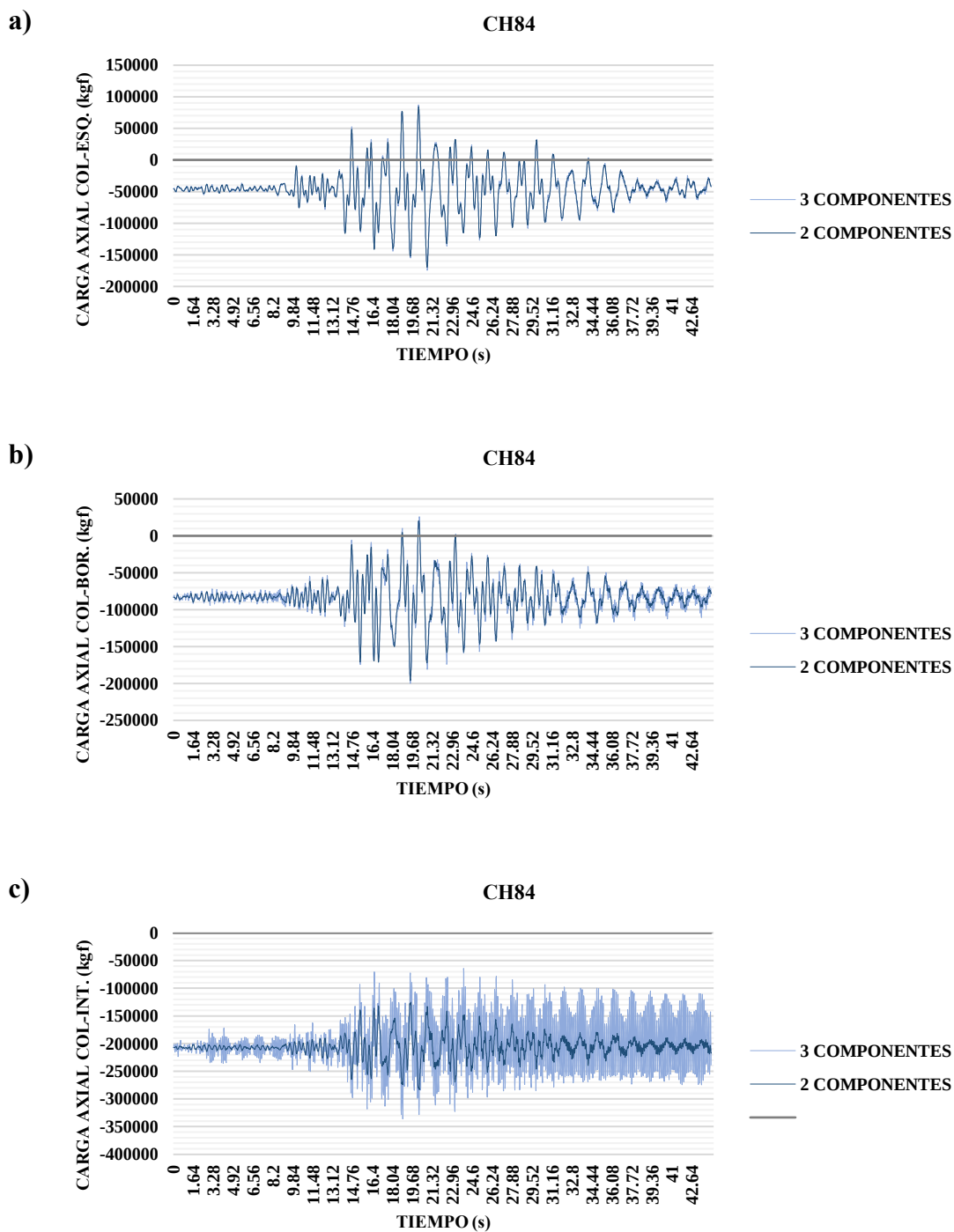


Figura VII-146 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

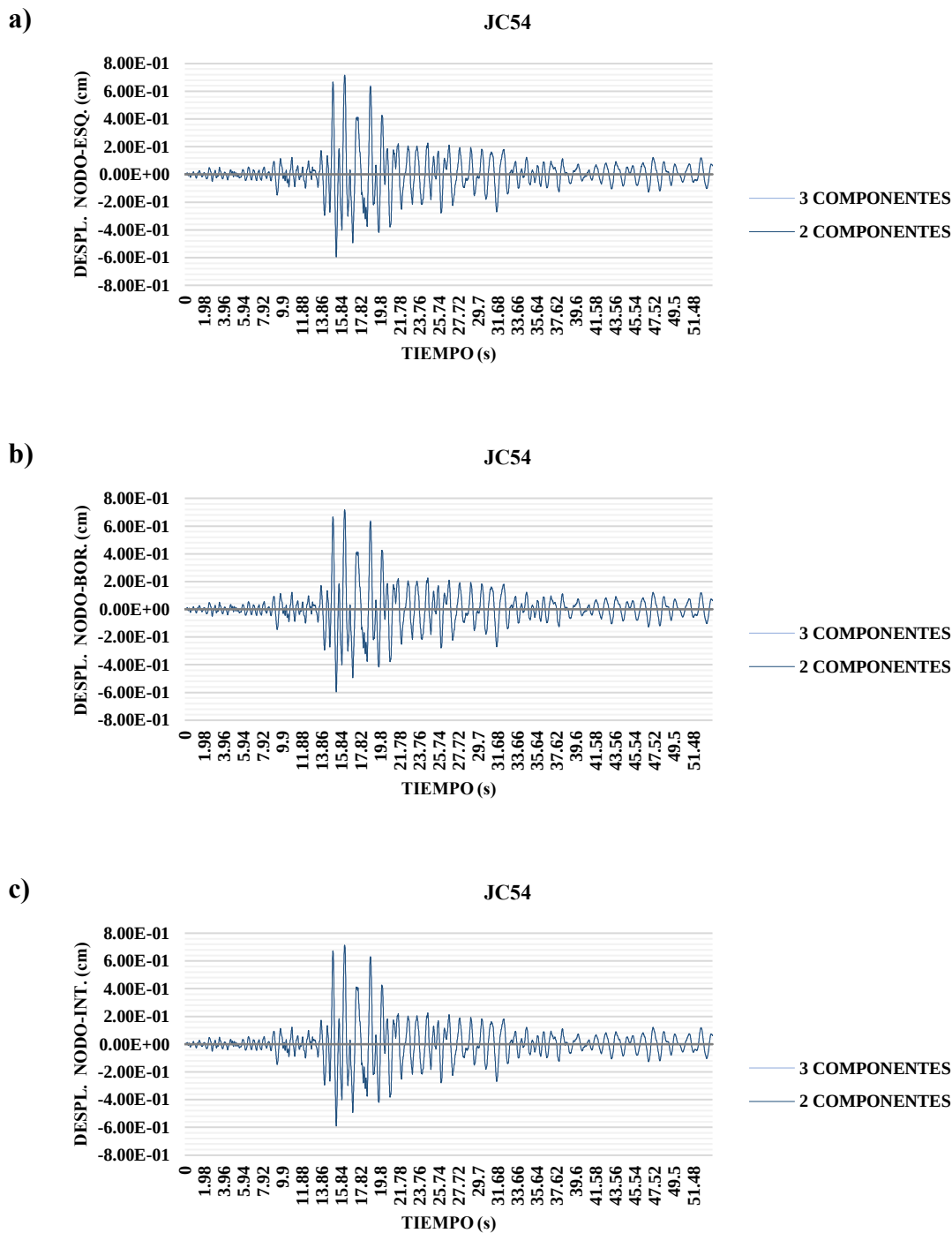


Figura VII-147 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo

superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.

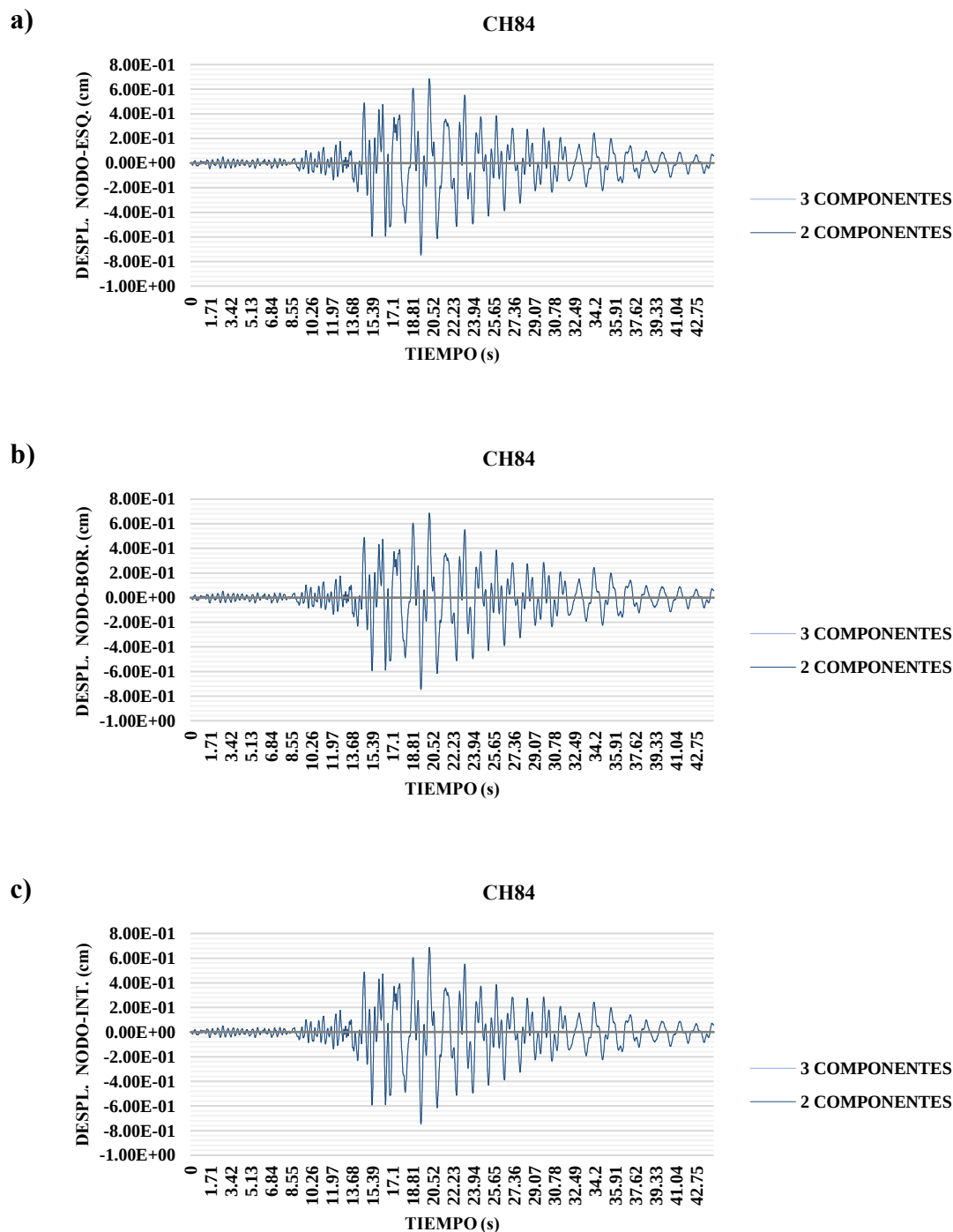


Figura VII-148 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIa. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes

correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

ZONA IIIb

Las derivas y cortante basal de la Figura VII-149 indican de igual forma patrones diferentes para cada grupo de derivas. Respecto a la planta baja, hay dos registros con valores muy similares, el CI05 tuvo la mayor demanda de 0.0015. Para la azotea, el registro AL01 tuvo el valor máximo de 0.0020. En contraparte, el registro CI05 tuvo la mayor demanda de fuerza cortante en la base, con un valor de 855.6 t.

Las Figuras VII-150 y VII-151 muestran la desagregación de la energía histerética por elementos que corresponden a la dirección donde se presentaron las mayores derivas en azotea y planta baja, respectivamente. El registro TL08 presentó el porcentaje de amplificación más grande con un 383% para el primer caso y 422% para el segundo, aunque este registro contuvo una de las cantidades más pequeña de demanda de energía, caso contrario del registro AL01, que posee las máximas demandas en ambos casos.

En la Figura VII-152 y Figura VII-153 se observa que las fuerzas axiales máximas en planta baja se concentraron en las columnas interiores para todos los registros, con un factor promedio de amplificación V/H de 1.13. El factor de amplificación más grande se ubica en las columnas interiores del registro RM48 con valor de 1.28 en ambos casos.

La historia de cargas axiales de columnas en planta baja para el registro AL01 se muestra en la Figura VII-154. El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue de 40.75%, con amplitudes máximas ubicadas después 32 segundos del registro. la Figura VII-155 presenta la historia de cargas axiales de columnas en planta baja para el registro CI05. El porcentaje de amplificación de la amplitud máxima fue de 116.36%, con amplitudes máximas ubicadas después del segundo 30.

La historia de desplazamientos del registro AL01 (Figura VII-156), correspondiente a la deriva máxima en planta baja, tuvo un valor máximo de 0.45 cm. Con valor similar, el registro CI05 tuvo un desplazamiento máximo de 0.49 cm, registro que también tuvo la mayor deriva en azotea (Figura VII-157). En este edificio tampoco presenta índices de daño tanto global como local.

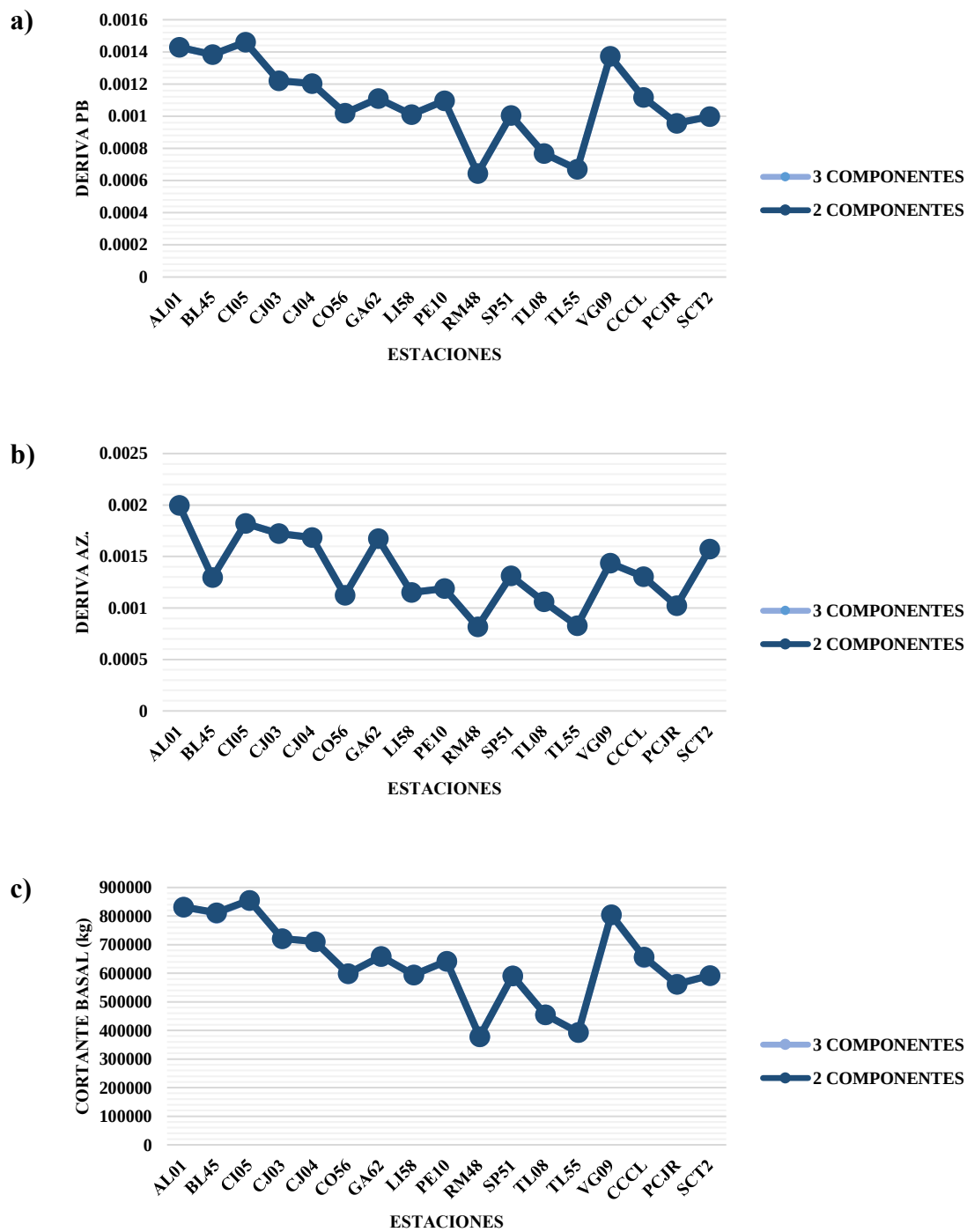


Figura VII-149 Resultados del ADNL para la zona IIIb. a) deriva de planta baja, b) deriva de azotea, c) cortante basal.

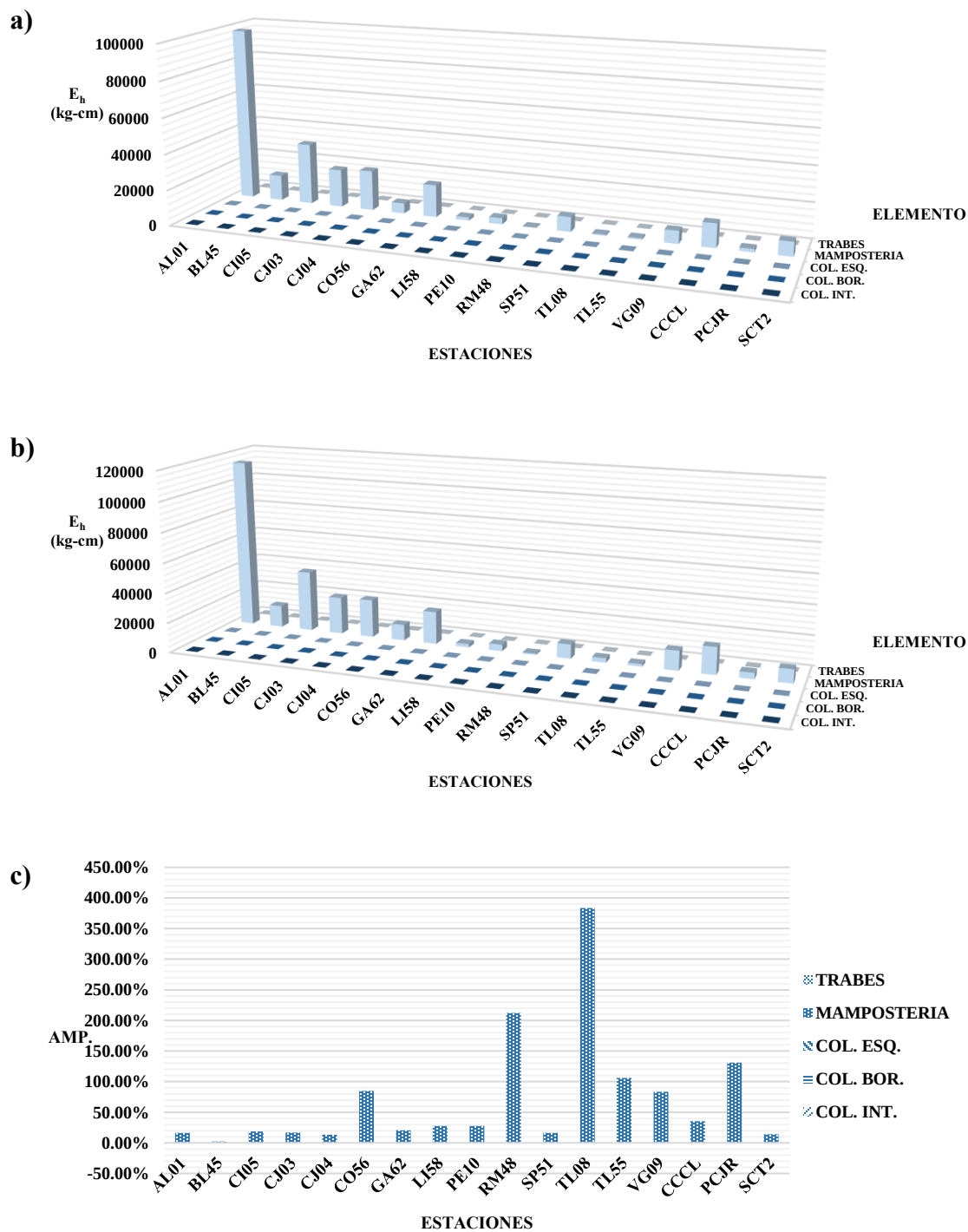


Figura VII-150 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

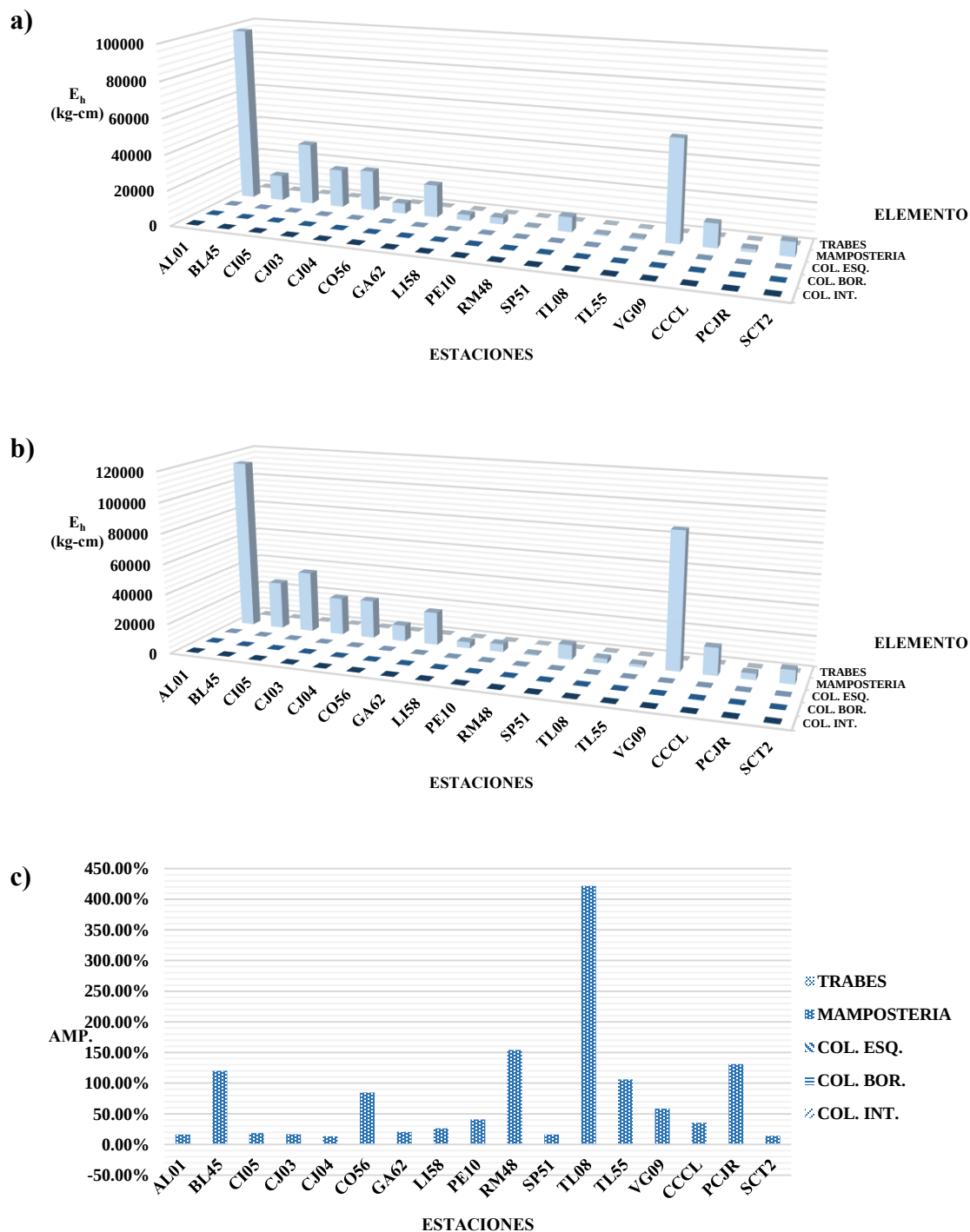


Figura VII-151 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Desagregación de la energía histerética por elementos para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) desagregación de la energía histerética por elementos para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Amplificación de la energía histerética V/H por elemento.

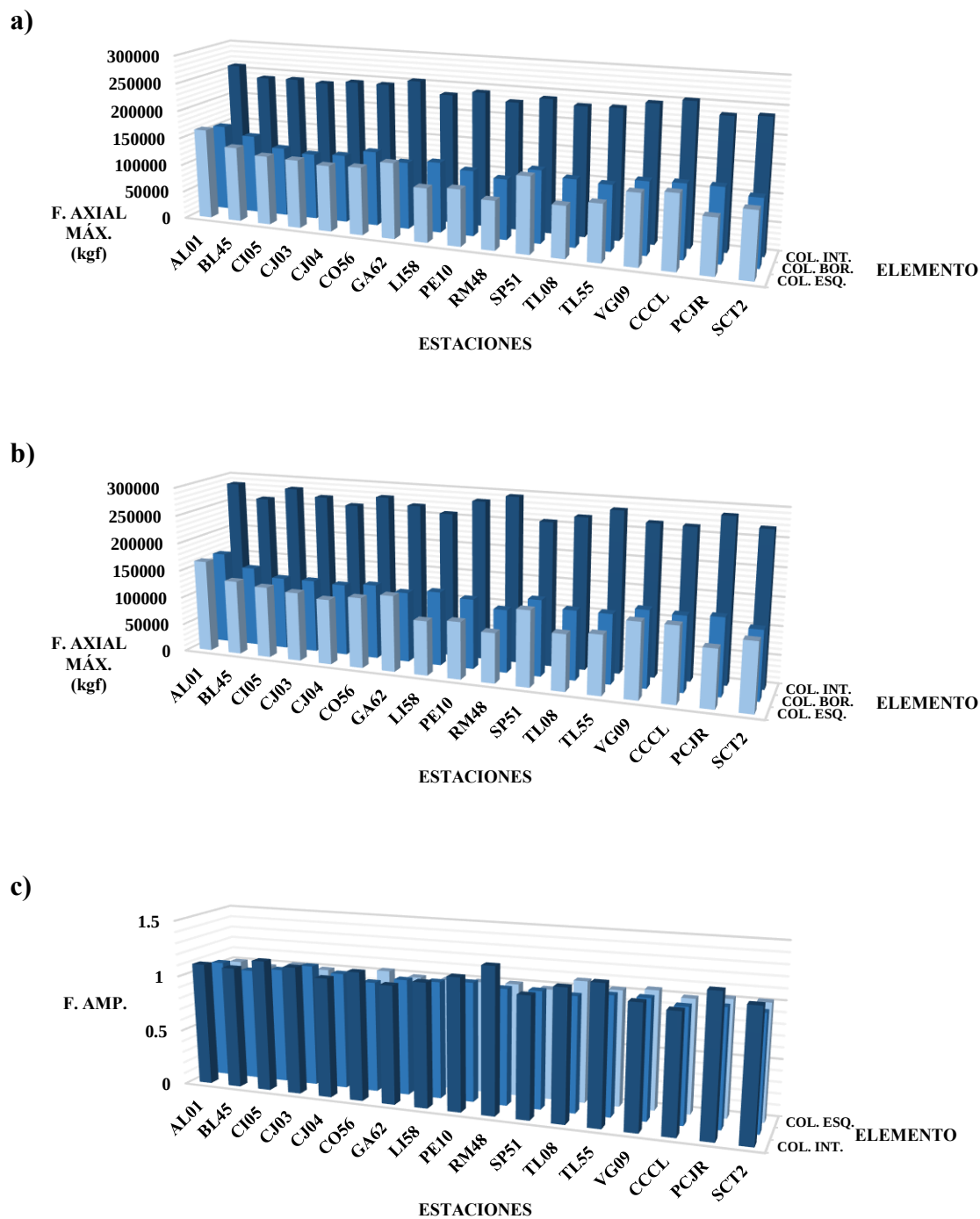


Figura VII-152 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en azotea, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en azotea, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

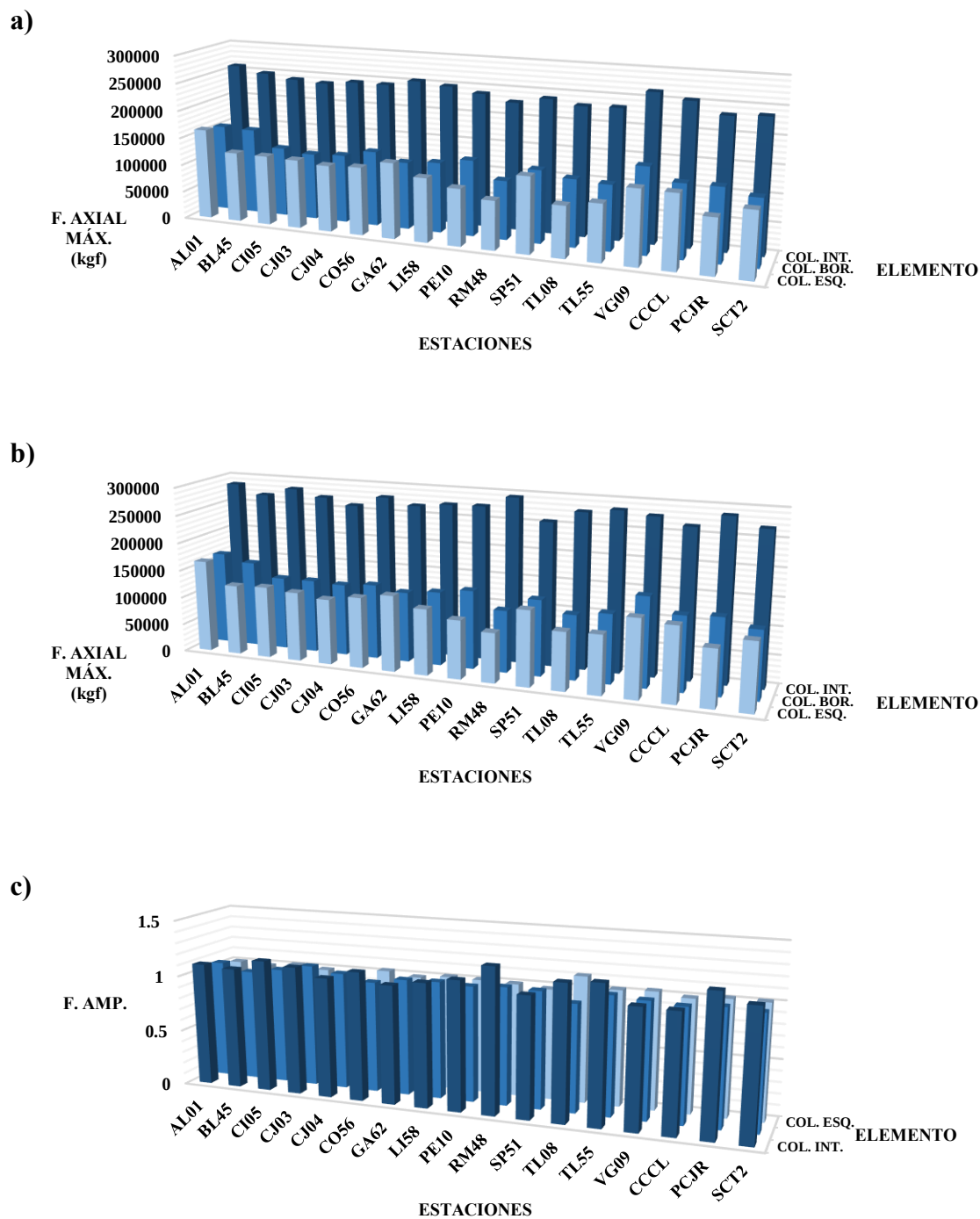


Figura VII-153 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para dos componentes correspondientes a las derivas en planta baja, b) fuerza axial máxima de col. de esquina, borde e interior de planta baja para tres componentes correspondientes a las derivas en planta baja, c) Factor de amplificación de las columnas V/H.

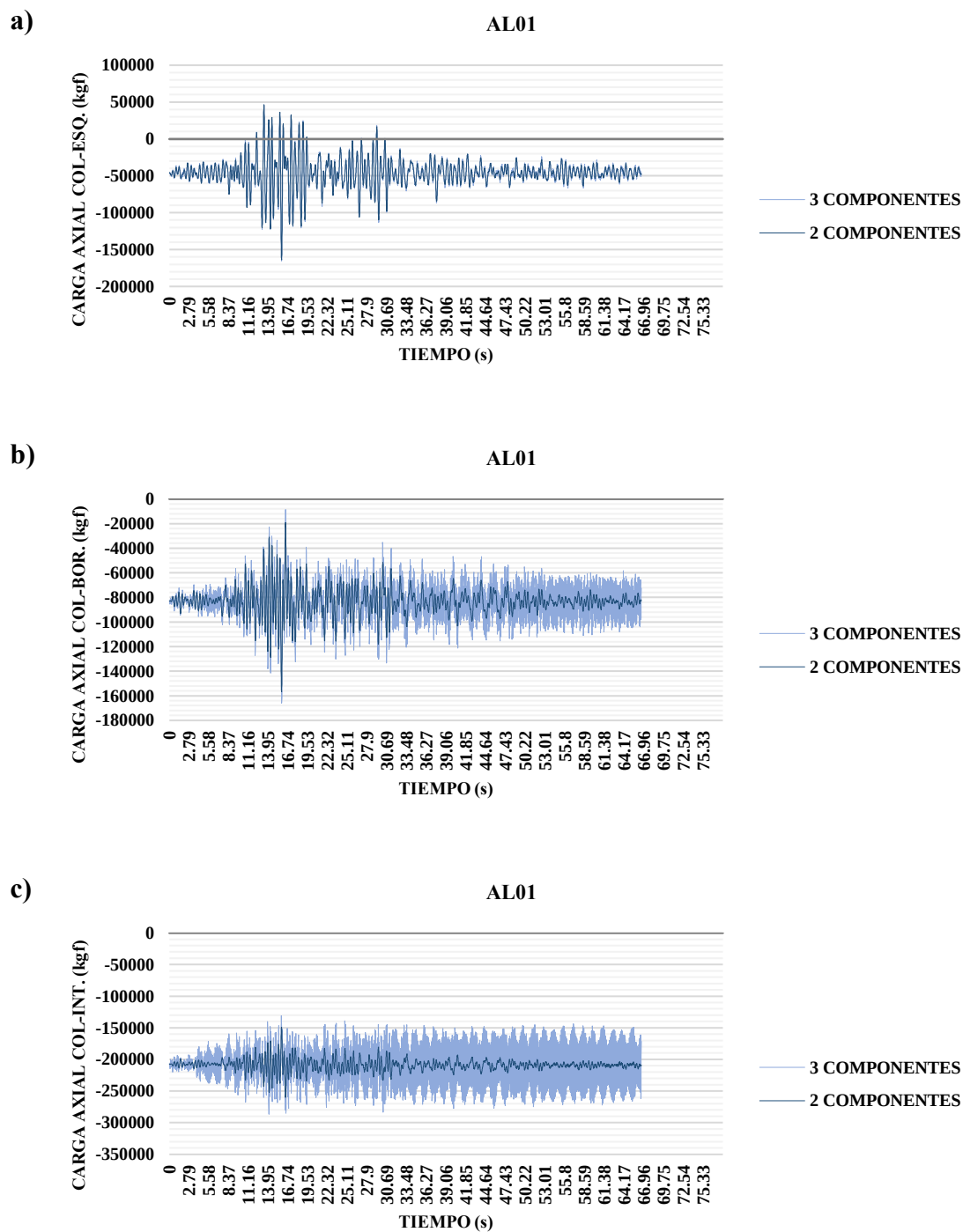


Figura VII-154 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.

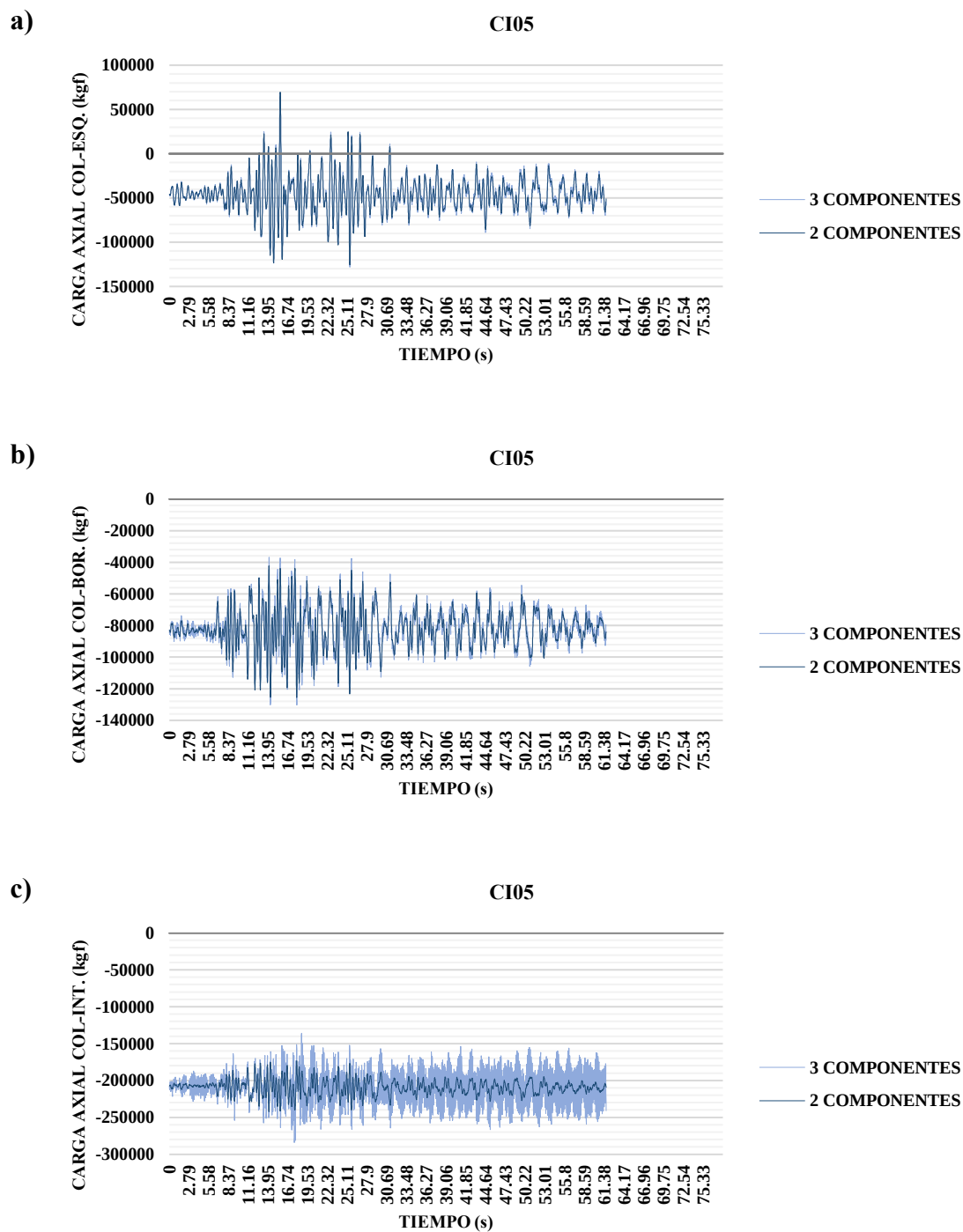


Figura VII-155 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de fuerzas axiales de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de fuerzas axiales de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de fuerzas axiales de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

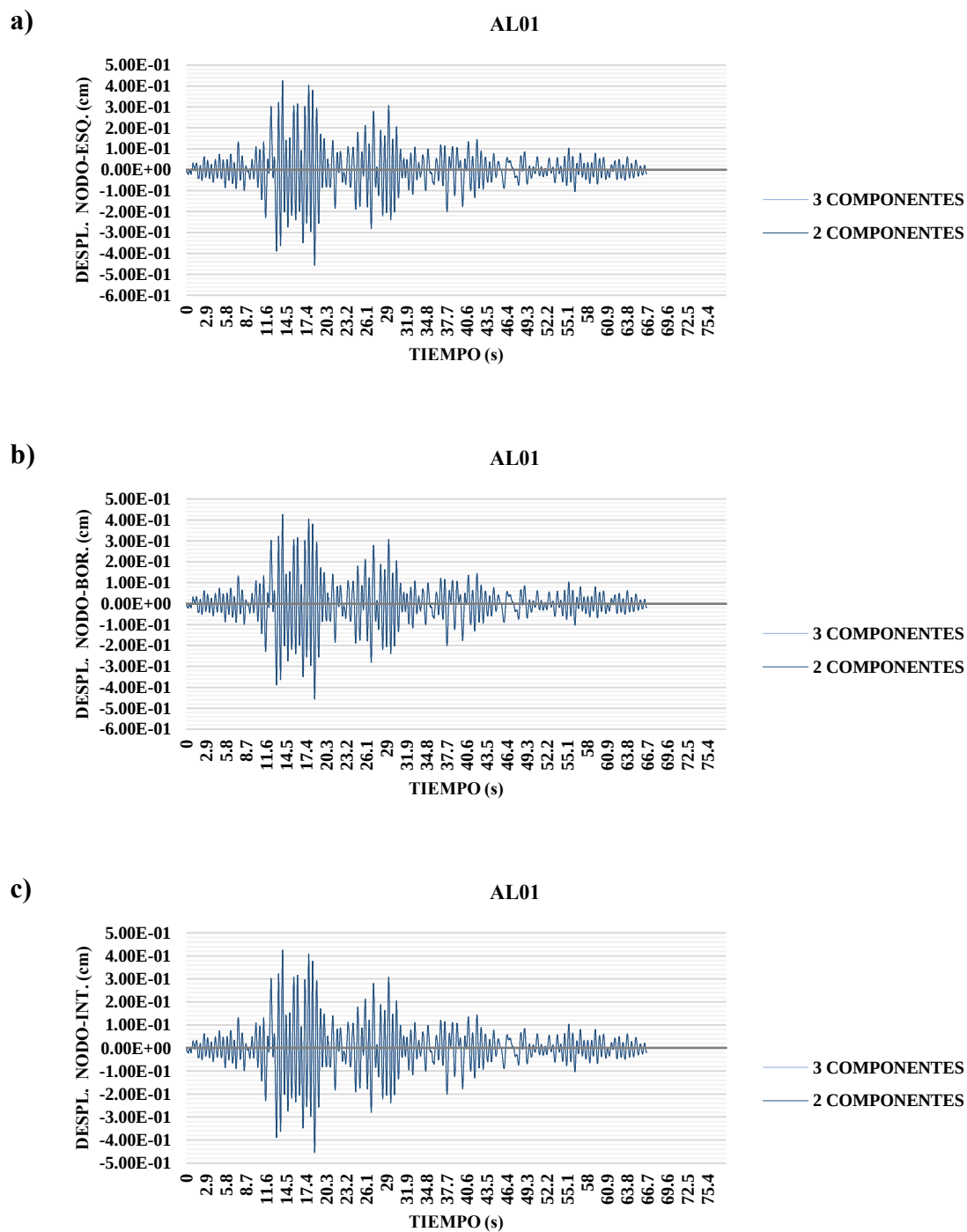


Figura VII-156 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea, c) Historia de desplazamientos de nodo

superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en azotea.

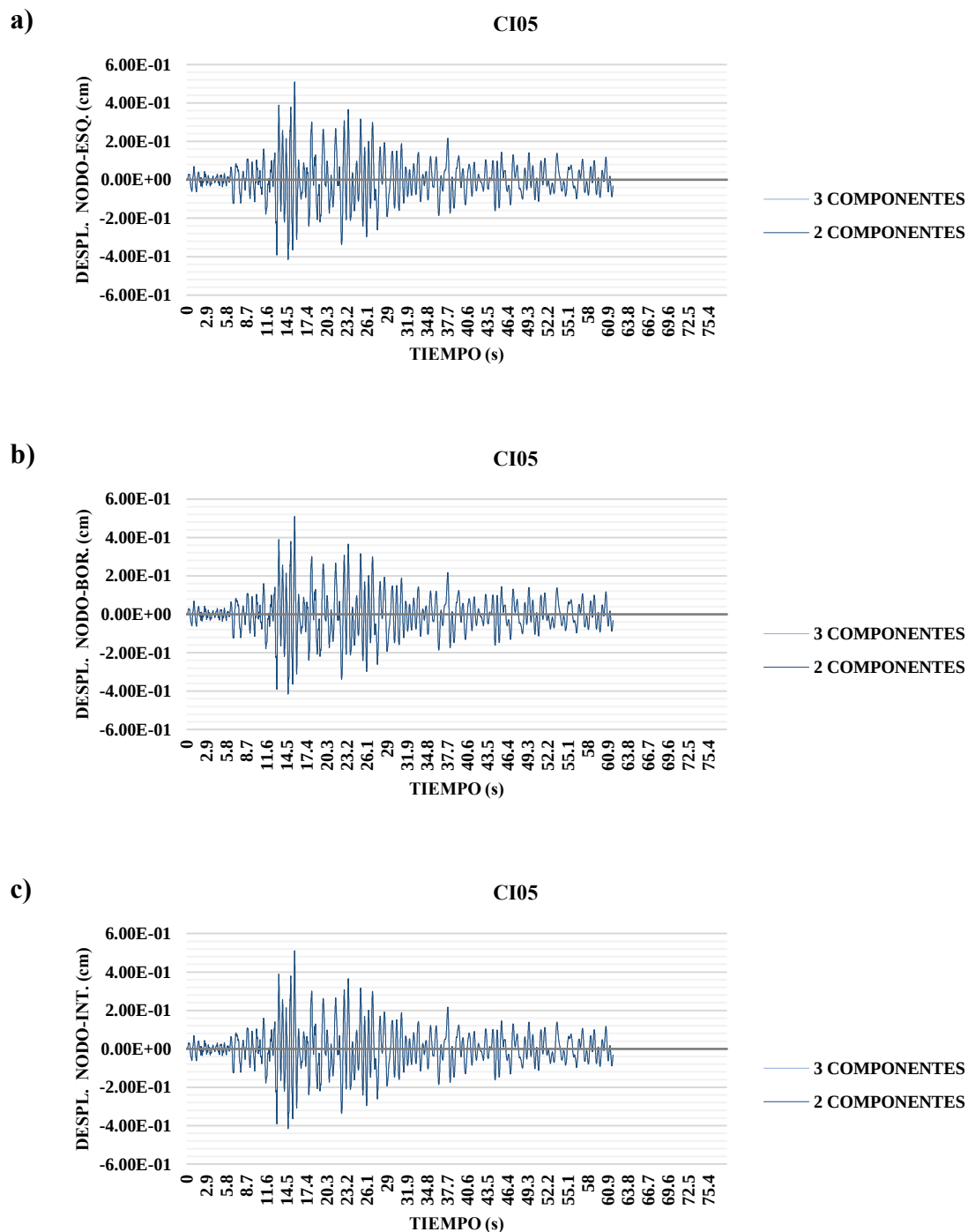


Figura VII-157 Resultados del ADNL del edificio de siete niveles en la zona IIb. a) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de esquina en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja, b) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. de borde en planta baja para dos y tres componentes

correspondientes a la máxima deriva en planta baja, c) Historia de desplazamientos de nodo superior de col. Interior en planta baja para dos y tres componentes correspondientes a la máxima deriva en planta baja.

VIII. CONCLUSIONES

Este trabajo realizó análisis no lineales en edificaciones de concreto reforzado con planta baja flexible con características de las estructuras que presentaron colapso durante el temblor del 19 de septiembre de 2017. El objetivo fundamental fue evaluar la contribución de la componente vertical de los registros sísmicos en los colapsos observados. Los resultados obtenidos conducen las siguientes conclusiones:

- a) Al incluir la componente vertical, la duración de la fase intensa de los registros sísmicos empleados en este trabajo se incrementa ya que, por lo general, el inicio de la fase intensa de la componente vertical ocurre antes respecto a las componentes horizontales. En promedio para los registros de las zonas de estudio, la amplificación de la duración fase intensa fue de 1.25 veces.
- b) La influencia de la componente vertical de los acelerogramas en las derivas e índices de daño en la planta baja y azotea de las estructuras fue muy limitada. Cuando se considera y se excluye la componente vertical los resultados fueron muy similares en todos los casos de estudio.
- c) Las estructuras que fueron diseñadas con el reglamento de construcciones del Distrito Federal de 1976 tuvieron claramente un comportamiento deficiente ante, principalmente, los registros sísmicos de mayor intensidad. Sin embargo, las estructuras diseñadas bajo el reglamento de 2017 tuvieron casi en su totalidad, una mejora en su comportamiento. En ambos casos la componente vertical tuvo poca influencia en los daños esperados.
- d) De acuerdo con los índices de daño obtenidos para los edificios diseñados con reglamento de construcciones del Distrito Federal de 1976, el 5.3% y 10.3% de los registros provocaron daños severos en los edificios de 5N y 7N, respectivamente. Por otro lado, el 10.3%, 15.4% y 18.0% de los registros ocasionaron el colapso de los edificios de 3N, 5N y 7N, respectivamente.
- e) Los mayores cambios al incluir la componente vertical se dan en las fuerzas axiales de las columnas de planta baja, historia de cargas axiales y las demandas energías histerética.
- f) En los edificios diseñados con el reglamento de construcciones de 1976 del entonces Distrito Federal, los elementos que presentaron mayores demandas de energía histerética fueron las columnas de planta baja, particularmente las columnas interiores y de borde.

En estos elementos, el promedio de los porcentajes de amplificación V/H fueron de 9.39% y 3.33%, respectivamente, para el edificio de 3N; 0.72% y 0.53% para el edificio de 5N y 0.17% y 0.41% para el edificio de 7N. En cambio, los edificios diseñados con el reglamento de 2017 presentaron sus mayores demandas de energía histerética en los muros de mampostería. En promedio, los porcentajes de amplificación V/H fueron de 32.11%, 74.67% y 44.85% para los edificios de 3N, 5N y 7N, respectivamente.

- g) Las fuerzas axiales de las columnas en planta baja crecieron al incluir la componente vertical, sobre todo en las interiores, donde los factores de amplificación V/H fueron, en promedio, de 1.12, 1.08 y 1.02, para los edificios diseñados con el reglamento de 1976, de 3N, 5N y 7N, respectivamente. Estos factores en los edificios diseñados con el reglamento de 2017 fueron de 1.08, 1.13 y 1.14 (3N, 5N y 7N).
- h) En las zonas I y IIIa se dieron los mayores porcentajes de amplificación de energía histerética para los edificios diseñados con el reglamento de 1976 y la zona IIIb para los edificios diseñados con el reglamento de 2017. Por su parte, los factores de amplificación más elevados de las cargas axiales de las columnas en planta baja se ubicaron en las zonas I y II (edificios bajo el reglamento de 1976) y zonas I y IIIb (edificios bajo el reglamento de 2017).
- i) Los resultados obtenidos correspondieron al evento sísmico del 19 de septiembre de 2017 con epicentro a 120 km de la ciudad de México. En futuros estudios, debería analizarse el comportamiento de las estructuras con planta baja débil ubicadas en zonas costeras con alta actividad sísmica, a fin de observar la contribución de la componente vertical en sitios donde esta suele ser tan importante como las componentes horizontales.

REFERENCIAS

- 1998-1, E. 8. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for .
- 7-16, A. S. (2016). . *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Academia Mexicana de Ciencias. (enero-marzo de 2021). Red Sísmica de la Ciudad de México. 72, 60-67. Obtenido de https://www.revistaciencia.amc.edu.mx/images/revista/72_1/PDF/10_72_1_1347_RedSismica-L.pdf
- Adalier, K. a. (2001). Structural engineering aspects of the June 27, 1998 Adana--Ceyhan (Turkey) earthquake. *Engineering Structures*, 23, 342-355.
- Adam, C. a. (2012). Seismic collapse capacity of basic inelastic structures vulnerable to the P-delta effect. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41, 775-793.
- ALAGHEBANDIAN, R. a. (2000). 3092 Effect of Distributed Mass and Vertical Motion on Axial Forces of Columns in R/C Moment Resisting Frames. *コンクリート工学年次論文集*, 547-552.
- Alaghebandian, R. a. (2000). Effect of distributed mass on earthquake response of reinforced concrete frames. En R. a. Alaghebandian, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand, CD-ROM, paper* (pág. No. 2230).
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers. doi:<https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF EXISTING BUILDINGS (41-17)*. American Society of Civil Engineers. doi:<https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (Vol. 1). Redwood City, California: Applied Technology Council.
- Barrientos, L. Á. (2021). Una revisión general acerca de las características y consecuencias de grandes sismos en México. *GEOS*, 41.
- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y daño sísmicos: concepto y evaluación. R. Bonnet, *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios*.
- Bozorgnia, Y. a. (1996). Relationship between vertical and horizontal response spectra for the Northridge earthquake. En Y. a. Bozorgnia, *Memorias, XI World Conference on Earthquake Engineering*.
- Calvi, G. M.-V. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET journal of Earthquake Technology*, 43, 75-104.
- Castillo, C. R. (2017). Seismic design of. (*Tesis de licenciatura*). Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

- CDMX-Sismo, N. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios*. Ciudad de México.
- Choshiro TAMURA, K. K. (1990). *DAMAGE REPORT OF THE LOMA PRIETA EARTHQUAKE ON OCTOBER 17, 1989*.
- Colunga, A. T. (2004). Enseñanzas Principales Durante Sismos Recientes. *Seminario Anual Riesgo Terremoto y Huracán, ERN-Hannover Re*, 51-87.
- Computers and Structures, Inc. (2024). *Plasticity theory for P-M interaction*. Obtenido de <https://wiki.csiamerica.com/display/perform/Plasticity+theory+for+P-M+interaction>
- de Anda Gil, J. a. (2020). Vulnerabilidad sísmica de edificios construidos antes de 1985 en la Ciudad de México a raíz del sismo del 19 de septiembre de 2017. (*Tesis*). Universidad Autónoma Metropolitana (México). Unidad Azcapotzalco.
- Díaz, R. B. (2003). *Vulnerabilidad y daño sísmicos: concepto y evaluación*. Obtenido de UPCommons: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/93542/03CAPITULO2.pdf?sequence=3&isAllowed=y>
- Elnashai, A. S. (2019). Seismic design with vertical earthquake motion. En A. S. Elnashai, *Seismic design Methodologies for the next generation of codes* (págs. 91-100). Routledge.
- ERN. (2018). *Visualizador de inmuebles con daños en México*. Obtenido de <https://serv.ern.com.mx/VisualizadorERN>
- FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE*. Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers.
- Florio Covarrubias, E. (2022). *Influencia de la interacción suelo estructura en edificios con planta baja flexible ubicados en la Ciudad de México. (Tesis de maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo)*. Repositorios Latinoamericanos. Obtenido de http://bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083/xmlui/handle/DGB_UMICH/6760
- Florio, E. (2022). *Influencia de la interacción suelo estructura en edificios con planta baja flexible ubicados en la Ciudad de México. (Tesis de maestría, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo)*. Repositorios Latinoamericanos. Obtenido de http://bibliotecavirtual.dgb.umich.mx:8083/xmlui/handle/DGB_UMICH/6760
- Fredrick, A. a. (2015). Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis. *Procedia Engineering*, 125, 925-932.
- Freeman, J. R. (1932). Structural Lessons from other American Quakes. En J. R. Freeman, *Earthquake damage and earthquake insurance* (pág. 904). Nueva York y Londres: McGRAW-HILL.
- Galvis, F. a. (2017). Preliminary statistics of collapsed buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos Earthquake. *John A. Blume Earthquake Engineering Center and Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University*.
- Gavilán, J. J. (2012). *Guía para el Análisis*. (J. J. E., Ed.)

- Ghosh, S. a. (2011). Estimation of the Park--Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems. *Engineering Structures*, 33, 2509-2524.
- Google Earth. (s.f.). [Sismo de Adana-Ceyhan. Distancia entre el epicentro del sismo y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior]. Recuperado el 15 de junio de 2023.
- Google Earth. (s.f.). [Sismo de L'Aquila. Distancia entre el epicentro del sismo y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior]. Recuperado el 15 de junio de 2023.
- Google Earth. (s.f.). [Sismo de Michoacán. Distancia entre el epicentro del sismo y la ubicación aproximada del suelo]. Recuperado el 15 de junio de 2023.
- Google Earth. (s.f.). [Sismo de Northridge. Distancia entre el epicentro del sismo y la ubicación aprtoximada del edificio de la imagen anterior]. Recuperado el 15 de junio de 2023.
- Google Earth. (s.f.). [Sismo Loma Prieta. Distancia entr el epicentro del sismo y la ubicación aproximada del edificio de la figura anterior]. Recuperado el 15 de junio de 2023.
- Google Earth. (s.f.). [Sismo Morelos-Puebla. Distancia entre el epicentro del sismo y la bicación aproximada del edificio de la figura anterior]. Recuperado el 15 de junio de 2023. .
- Guevara-Perez, L. T. (2012). Soft story and weak story in earthquake resistant design: A multidisciplinary approach. En L. T. Guevara-Perez, *15th world conference on earthquake engineering* (págs. 856-865).
- Hernández García, D. A. (2016). Estudio paramétrico de modelos representativos de estructuras propensas a desarrollar pisos suaves o débiles ante excitaciones sísmicas de suelo blando. *Ingeniería sísmica*, 53-80.
- Jara Díaz, M. a. (2022). Efecto del componente sísmico vertical en puentes. *Ingeniería sísmica*, 79-107.
- Jara, J. a. (2020). Building damages during the September 19, 2017 earthquake in Mexico City and seismic retrofitting of existing first soft-story buildings. *Engineering Structures*, 209, 109977.
- Jara, J. a. (2023). Factors influencing soft-story building failures during the September 19, 2017 earthquake in Mexico. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(9), 4589--4614. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-023-01701-2>
- Jiménez, C. G. (2004). *Analisis de las causas que dieron origen a los daños estructurales, en las edificaciones del Estado de Puebla, provocados por el sismo del 15 de junio de 1999*. Universidad de las Américas Puebla., Cholula , Puebla, México .
- Kalateh-Ahani, M. a. (2021). A Park-Ang damage index-based framework for post-mainshock structural safety assessment. *Structures*, 33, 820-829. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.04.039>
- Kassem, M. M. (2020). The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of-the-art review. *Ain Shams Engineering Journal*, 11, 849-864.
- Khan, M. F. (1969). Shock-Absorbing Soft Story Concept for Multistory Earthquake Structures. *ACI Journal Proceedings*, 381-390.

- Kramer, S. L. (1996). Seismology and Earthquakes. En S. L. Kramer, *Geotechnical earthquake engineering* (págs. 18-53). Pearson Education India.
- Máximo, P. a. (2017). Daños estructurales en Ciudad de México, producidos por los sismos del 28 de julio de 1957 y el 19 de septiembre de 1985. *Revista UNIMAR*, 35, 161-186.
- Meli Piralla, R. a. (2019). *Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Meli Piralla, R. a. (2019). *Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Miranda, E. (2005). Aspectos fundamentales de la respuesta sísmica de edificios con entrepisos blandos. En E. Miranda, *Memorias, 4 Simposio de Ingeniería Estructural*.
- MOC-DS. (2015). Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo y Comentarios. En C. F. Electricidad, *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Ciudad de México.
- Montgomery, C. J. (1981). Influence of P--delta effects on seismic design. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 8, 31-43.
- Newmark, N. M. (1973). A study of vertical and horizontal earthquake spectra. *Report WASH-1255, Directorate of Licensing, US Atomic Energy Commission*, 28-48.
- NTC CDMX-Sismo. (2023). *NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES*. Ciudad de México: Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México.
- Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México. (2020). *NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA*. Ciudad de México. Obtenido de <https://smie.com.mx/smie-2022/archivos/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-diseno-construccion-estructuras-mamposteria-19-octubre-2020.pdf>
- Páez, D. a. (2017). Piso blando, una falla común en el terremoto de Pedernales. *Ciencia*, 19, 58-75.
- PALANKAR, V. a. (s.f.). A study on P- Δ effect for buildings with varying soft storey. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*.
- Park, Y.-J. a.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*, 111, 722-739.
- Park, Y.-J. a.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*, 111, 722-739. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722))
- Perea, T. a. (2005). Componente vertical de registros sísmicos en México y en su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios. *Revista de ingeniería sísmica*, 45-79.
- Ricci, P. a. (2011). 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. *Bulletin of earthquake engineering*, 9, 285-305.

- Ricci, P. a. (2011). 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. *Bulletin of earthquake engineering*, 9, 285-305. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-010-9204-8>
- Rodríguez Segurado, M. (2005). Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona. (*Tesina*). Universitat Politècnica de Catalunya.
- Rosenblueth, E. (1977). EFECTOS DE COMPONENTE SISMICO VERTICAL EN EDIFICIOS ALTOS. *Revista de Ingeniería sísmica*, 1-18.
- SEAOC Vision 2000 Committee. (1995). *Performance-Based Seismic Engineering*. (S. C. Structural Engineers Association of California, Ed.) Sacramento.
- Servicio Geológico Mexicano. (22 de 03 de 2017). *Sismología de México*. Obtenido de SGM: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html>
- Servicio Sismológico Nacional (SSN). (26 de Noviembre de 2023). *Redes de estaciones*. Obtenido de Servicio Sismológico Nacional : <http://www.ssn.unam.mx/acerca-de/estaciones/>
- Servicio Sismológico Nacional. (2023). *Servicio Sismológico Nacional-Historia*. Obtenido de <http://www.ssn.unam.mx/acerca-de/historia/>
- Silva Espada, M. (2019). Análisis de los efectos del terremoto de Puebla-México 2017 sobre las diferentes tipologías de edificaciones en la delegación de Cuauhtémoc de la ciudad de México. (*Tesis*). ETSI Civil.
- Soriano, A. (1989). Interacción suelo-estructura. Modificación del movimiento.
- Subash, L. a. (2017). Influence of P-Delta Effect on reinforced concrete buildings with vertical irregularity-A review. *Int Res J Eng Technol*, 4, 709-713.
- Vilera, L. a. (2008). Efectos sísmicos de la componente vertical en edificios aporticados de acero. *Ciencia e Ingeniería*, 29, 79-87.

ANEXOS

NOMBRE DEL TRABAJO

Efecto de la componente vertical de registros sísmicos en el colapso de edificios con planta baja dé

AUTOR

Carlos Enrique García Gallardo

RECuento DE PALABRAS

89196 Words

RECuento DE CARACTERES

434154 Characters

RECuento DE PÁGINAS

355 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

25.3MB

FECHA DE ENTREGA

Jul 18, 2024 11:24 AM GMT-6

FECHA DEL INFORME

Jul 18, 2024 11:28 AM GMT-6

● 11% de similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 9% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 0% Base de datos de trabajos entregados
- 5% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



A quien corresponda,

Por este medio, quien abajo firma, bajo protesta de decir verdad, declara lo siguiente:

- Que presenta para revisión de originalidad el manuscrito cuyos detalles se especifican abajo.
- Que todas las fuentes consultadas para la elaboración del manuscrito están debidamente identificadas dentro del cuerpo del texto, e incluidas en la lista de referencias.
- Que, en caso de haber usado un sistema de inteligencia artificial, en cualquier etapa del desarrollo de su trabajo, lo ha especificado en la tabla que se encuentra en este documento.
- Que conoce la normativa de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en particular los Incisos IX y XII del artículo 85, y los artículos 88 y 101 del Estatuto Universitario de la UMSNH, además del transitorio tercero del Reglamento General para los Estudios de Posgrado de la UMSNH.

Datos del manuscrito que se presenta a revisión		
Programa educativo	MAESTRÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS	
Título del trabajo	EFECTO DE LA COMPONENTE VERTICAL DE REGISTROS SÍSMICOS EN EL COLAPSO DE EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL	
	Nombre	Correo electrónico
Autor/es	CARLOS ENRIQUE GARCÍA GALLARDO	2251556j@umich.mx
Director	DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO	jose.jara@umich.mx
Codirector		
Coordinador del programa	DR. GUILLERMO MARTÍNEZ RUIZ	guillermo.martinez@umich.mx

Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
Asistencia en la redacción	NO	

Formato de Declaración de Originalidad y Uso de Inteligencia Artificial

Coordinación General de Estudios de Posgrado
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo



Uso de Inteligencia Artificial		
Rubro	Uso (sí/no)	Descripción
Traducción al español	NO	
Traducción a otra lengua	NO	
Revisión y corrección de estilo	NO	
Análisis de datos	NO	
Búsqueda y organización de información	NO	
Formateo de las referencias bibliográficas	NO	
Generación de contenido multimedia	NO	
Otro	NO	

Datos del solicitante	
Nombre y firma	CARLOS ENRIQUE GARCÍA GALLARDO
Lugar y fecha	MORELIA, MICHOACÁN, A 17 DE JULIO DE 2024